République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou Bekr Belkaid - Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de génie civil

Mémoire d'Obtention du Diplôme
du MASTER en Génie civil.
Spécialité : Ingénierie des structures.

Thème :

ÉTUDE COMPARATIVE ENTRE LE REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN RPA 99/2003 ET LE CODE EUROPIENNE D'UN BÂTIMENT EN BÉTON ARMÉ « 2 Sous-sols R+15 ÉTAGES » A USAGE MULTIPLE

Présenté par :

LAHOUEL AHMED *YOUCEF MOHAMMED*

Devant le Jury composé de :

Pr.MAATALLAH.M	Président
Dr.BENADLA.Z	Examinateur
Mr.MAACHOO.O	Examinateur
Mme.DJAFOUR.N	Encadreur
Mme.MEDANNE.N	Encadreur

ANNEE UNIVERSITAIRE 2016 – 2017

بسم الله الرحمن الرحيم

Dédicace

Je dédie ce mémoire,
A mes chers parents,
Pour leur patience, leur soutien et leur
Encouragement.

A mes frères.
Toute la famille LAHOUEL, mes amies et mon binôme YOUCEF MOHAMMED, pour leurs conseils et leurs encouragements.

Sans oublier tous les professeurs que ce soit du Primaire, du moyen, du secondaire ou de l'enseignement supérieur.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, qu'ils trouvent ici la traduction de ma gratitude et ma reconnaissance

LAHOUEL AHMED

Dédicace

Je dédie ce mémoire,
A mes chers parents,
Pour leur patience, leur soutien et leur
Encouragement.

A mes frères.
Toute la famille YOUCEF, mes amies et mon binôme
LAHOUEL AHMED, pour leurs conseils et leurs
encouragements.

Sans oublier tous les professeurs que ce soit du
Primaire, du moyen, du secondaire ou de
l'enseignement supérieur.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la
réalisation de ce travail, qu'ils trouvent ici la traduction
de ma gratitude et ma reconnaissance

YOUCEF MOHAMMED

Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.
Nous exprimons nos reconnaissances à tous les membres du jury : PrMAATALLAH.M et DrBENADLA.Z et MrMAACHOO.O d'avoir accepté de lire, de présider et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mes encadreurs Mme.DJAFOUR.N , Mme.MEDANNE.N pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.
Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants de département génie civil qui ont participé à notre formation.

En fin nous remercions tous les gens qui ont contribué de près ou de loin dans ce modeste travail.

ABSTRACT

This project presents a comparative study of a building of irregular shape for multiple use Consisting of two basements, a ground floor + 15 floor implanted in the wilaya of Tlemcen.
This study is composed on parts.
-The first part is a general introduction
-The second part has been devoted to the detailed definition of Algerian Parasismic Regulations RPA99 / version2003.
-The third part has been devoted for the detailed definition of deferential parameters of European regulations The Eurocode (Eurocode 8).
-The fourth part is the general description of the project with a presentation of the architectural appearance of building elements.
-The fifth part for the secondary elements (joists), was calculated by hand and with software (SAP 2000 software) to compare the results.
-Dynamic study of the structure by calculation software (SAP 2000 software) in order to determine the different loading loads (permanent loads, operating loads and seismic loads).
-The last part includes a comparison of Algerian Parasism Regulations RPA99 / version2003 and European Regulation The Eurocode (Eurocode 8)
In light of our result more we come out with a general conclusion.
Taking into account the recommendations of the BAEL91, modified99, the Algerian seismic regulations RPA 99/2003 and European regulations The Eurocode (Eurocode 8).
Keywords: building, concrete, SAP2000, The Eurocode, RPA 99/2003, comparison, BAEL91.

RÉSUMÉ

Ce projet présente une étude comparative d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple Constitué de deux sous-sols, un rez de chaussée + 15étage implanté dans la wilaya de Tlemcen.
Cette étude se compose sur des parties.

-La première partie c'est une introduction générale
-La deuxième partie a été consacrée pour la définition détaillée de déférents paramètres de Règlement Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
-La troisième partie a été consacrée pour la définition détaillée de déférents paramètres de Règlement européens L'Eurocode (L'Eurocode 8).
-La quatrième partie c'est la description générale du projet avec une présentation de L'aspect architectural des éléments du bâtiment.
-La cinquième partie pour les éléments secondaires (poutrelles), on a calculé a main et avec un logiciel (Logiciel de SAP 2000) pour comparer les résultats.
-L'étude dynamique de la structure par logiciel de calcul (Logiciel de SAP 2000) Afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).
-La dernière partie comprend une comparaison entre de Règlement Parasismiques Algériennes RPA99/version2003 et Règlement européens L'Eurocode (L'Eurocode 8) A lumière de notre résultat de plus on sortir avec une conclusion générale.

.
En tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99, les règlements parasismiques algérien RPA 99/2003 et Règlement européens L'Eurocode (L'Eurocode 8).

Mots clés : bâtiment, béton, SAP2000, L'Eurocode, RPA 99/2003, comparaison, BAEL91.

الملخص

هدا المشروع عبارة عن دراسة مقارنة لبناية متعددة الاستخدامات تتكون من طابقين تحت الأرض زائد طابق ارضي وخمسة عشر طوابق علوية
وقد شملت هده الدراسة عدة محاور

المحور الأول:هو عبارة عن مقدمة او مدخل بصفة عامة.

المحور الثاني:هو عبارة عن تقديم شروحات مفصلة تخص القانون الجزائري المضاد للزلازل بكل توصياته.

المحور الثالث:هو عبارة عن تقديم شروحات مفصلة تخص القانون الأوروبي المضاد للزلازل بكل توصياته.

المحور الرابع:تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع مع إعطاء الابعاد الأولية لعناصر العمارة.

المحور الخامس:يخص العناصر الثانوية حيث تم القيام بالحسابات اللازمة يدويا وباستعمال برنامج مع مقارنة النتائج.

الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج الدي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية مع الأخذ بعين الاعتبار كل من القانون الجزائري المضاد للزلازل بكل توصياته والقانون الأوروبي المضاد للزلازل بكل توصياته.

المحور الأخير عبارة عن مقارنة شاملة بين القانون الجزائري المضاد للزلازل بكل توصياته والقانون الأوروبي المضاد للزلازل بكل توصياته وهدا على ضوء النتائج المحصل عليها بالإضافة الى الحوصلة العامة للمشروع.

اعتمادا على: L'Eurocode, RPA 99/2003, BAEL91.

الكلمات المفتاحية:

- **عمارة,** خرسانة،.BAEL91 , مقارنة,L'Eurocode, RPA 99/2003.

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction Générale ……15

Chapitre I : **LES REGLEMENTS (RPA99/V2003) et EC (8)**……17

I-1) **LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES (RPA99/V2003)**……17
I-1-1) Introduction ……17
I-1-2) Les versions du Règles parasismiques algériennes…… 17
I-1-3) Classification des sites …….. 17
I-1-4) Facteur d'amplification dynamique..……..18
I-1-5) Classification des zones ……...20
I-1-6) Classifications des ouvrages ……20
I -1-7).La résistance mécanique du béton ……20
I -1-8) Classe de ductilité des structures ……21
I -1-9) Coefficients de comportement……21
I -1-10) Spectre de réponse élastique……...22
I -1-11) Principes et conditions de base de la conception ……25
I -1-12) Méthodes de calcul de la force sismique…… 25
I -1-13) Combinaison séismiques……26
I -1-14) Méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base…… 26
I -2) **LES REGLES PARASISMIQUES Européenne EUROCODE 8 (EC8)** ……28
I -2-1) introduction …… 28
I -2-2) Résistances mécaniques du béton…… 28
I- 2-3) Classification des sites …….. 30
I -2-4) Spectre de réponse élastique …….. 31
I -2-5) Classification des zones……...33
I- 2-6) Classifications des ouvrages……33
I -2-7) Classe de ductilité des structures……34
I -2-8) Coefficients de comportement ……...34
I -2-9) Méthodes de calcul de la force sismique……35
I -2-10) Calcule de combinaisons sismiques ……36
I -2-11) Méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base… . …….. 36
I-3) comparaison ……..37
I -3-1)Classification des sites ……37
I -3-2) Spectre de réponse élastique ……37
I -3-3) Classification des zones ……..37
I -3-4) Classifications des ouvrages ……38
I -3-5) Classe de ductilité des structures ……38
I -3-6) Coefficients de comportement ……..38
I -3-7) les règles de conception et calcul sismique ……38
I -3-8) analyse de la structure et calcule des effort sismique……..38
I -3-8-1) Méthodes de calcul de la force sismique ……38
I -3-8-2) Méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base ……...39
I -3-8-3) Les paramètres des combinaisons d'action ……...39
I -3-8-4) Influence de variation de site sur le Spectre de réponse ……..39
I -4) Conclusion :……39

Chapitre II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II -1) introduction …… ... ….. 40
II -2) présentation de l'ouvrage ……...…… … 40
II -3) Les caractéristiques de la structure ……..…… 41
II -4) Les données du site ……...……..41
II -5) OSSATURE ET SYSTEME CONSTRUCTIF …….. 41
II -6) caractéristique mécanique ……...……..…44
II -7) Charges……...……... 48
II -8) Conclusion :…….……...….48

Chapitre III : PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DE CHARGE

III-1) pré-dimensionnement ……..…….49
III-1-1) Les poteaux……...…49
III-1-2) Les poutres ……..……55
III-1-2-1) Les poutres principales ……...…55
III-1-2-2) Les poutres secondaires ……..…….....56
III -1-2-3) Les poutres en « L » ……..……...56
III -1-3) Pré-dimensionnement des planchers……..... 57
III -1-3-1) Plancher à corps-creux ……..…….…57
III -1-3-2) Plancher à dalle pleine (Parking) ……...……..…..57
III -1-4) Pré-dimensionnement des poutrelles ……...…. 58
III-1-4-1) Pré-dimensionnement des voiles de contrevente……...…..…… 59
III-2) évaluation des charges et surcharges……. ……..…..60
III-2-1) Planchers……....…...60
III-2-1-1) Plancher terrasse accessible ……...…… 60
III-2-1-2) Plancher terrasse inaccessible ……..…….…..…61
III-2-1-3) Plancher Étage Courant et RDC (usage de commerce)…….…… 61
III-2-1-4) Plancher sous-sols (parking) ……..……62
III-2-2) Balcon ……...……63
III-2-3) Murs ……..…….…63
III-2-3-1) Murs extérieurs ……..…63
III-2-3-1) Murs Intérieurs ……64
III-2-4) L'acrotère ……64
III-2-5) Escalier ……..…… 64
III-2-5-1) Palier ……..…… 64
III-2-5-2) Volée [paillasse] ……65
III-3) étude des éléments secondaires ……....…66
III-3- 1) étude du plancher ……..…….……..66
III-3-1. 1) Introduction……..…….… 66
III-3-1-2) Etude des poutrelles ……..…….……67
III-3-1-3) Les types de poutrelles……..…….…..…67
III-3-1-4) Les charges des poutrelles ……..……...……67
III-3-1-5) Détermination des efforts internes ……..……68
III-3-1-6) Détermination des armatures ……..... 69
III-3-1-7) Ferraillage des poutrelles : (flexion simple) ……..….69
III-3) Conclusion ……...….71

Chapitre IV : ÉTUDE SISMIQUE

IV-1) étude dynamique ……...72
IV-2).Objectif de l'étude dynamique……..... 72
IV-3) modélisation de la structure ……..... 72
IV-4) Etapes de modélisation…….....72
IV-5) choix du type de contreventement ……..…….…...73
IV-6) les règle parasismiques algérienne RPA99/V2003…….……..... 74
IV-6-1) méthodes de calcules…….……..…..74
IV-6-2) Détermination des coefficients (Méthode statique équivalente)……..…74
IV-6-3) Détermination de l'effort tranchant……..……78
IV-6-4) Détermination des paramètres des combinaisons d'action…….....….78
IV-6-5) Spectre de réponse…….……..79
IV-6-6) Résultante des forces sismiques de calcul…….…...80
IV-7) les règle parasismiques Européenne EUROCODE 8 (EC8)……..…….....….81
IV-7-1) méthodes de calcules ……..….....81
IV-7-2) Effort tranchant à la base de la structure…….....…...81
IV-7-3) Détermination des coefficients …….....…..81
IV-7-4) Détermination des paramètres des combinaisons d'action …….……..…. 84
IV-7-5) Spectre de réponse …….……..….84
IV-7-6) Résultante des forces sismiques de calcul ……...…..…..85
IV-8) conclusion …….……... 86

CONCLUSION GENERALE……..…..87

Liste des figures :

Figure 1.1 : diagramme de Spectre de réponse élastique (RPA)……..….23
Figure 1.2 : Influence de variation de site sur le Spectre de réponse……..…..24
Figure 1.3 : coefficient de fluage…….……29
Figure 1.4 : diagramme de Spectre de réponse élastique (ec8) …….……..32
Figure 1.5 : Spectre de réponse élastique pour des classes des sols (A et E)…..……..32
Figure 1.6 : Spectre de réponse élastique pour défirent type des sols (ec8) ….…..…..33
Figure 2.1 Dimension en plan du bâtiment…….....…...40
Figure 2.2 : Plancher corps creux…….……42
Figure2.3 : Dalle pleine…….....…….…..42
Figure2.4 : Brique creuse……..……...…....43
Figure2.5 : Raider Général…….....…..43
Figure 3.1 Section supporté par le poteau……..……..49
Figure 3.2 Poutre principale……....….55
Figure 3.3 Poutre secondaires…….…….....56
Figure 3.4 Poutre en L……..…...57
Figure3.5 Dimensions des poutrelles……..……..…..58
Figure 3.6 Disposition des poutrelles……..…….....58
Figure 3.7 Eléments constituants le plancher terrasse accessible……..…….....60
Figure3.8 Elément constituants le plancher terrasse inaccessible…….…...61
Figure3.9 Elément constituants le plancher étage courant et RDC…….……61
Figure 3.10 Eléments constituants le balcon……....….63
Figure 3.11 Eléments constituants un plancher corps creux……..…66
Figure 3.12 Sollicitations obtenues par SAP2000 à ELU……..69
Figure 3.13 : dimension de poutrelle……..……...69
Figure 4.1 : Modélisation de la structure……...….73
Figure 4.2 : La courbe de spectre de réponse(RPA) ……..……..…...79
Figure 4.3 : l'accélération du sol et son paramètre……82
Figure 4.4; Spectre de réponse élastique sole de type B(ec8) …….…….84

Liste des tableaux :

Tableau 1.1. Classification des sites selon RPA99/v2003 ……..18
Tableau1. 2 ; Valeur de ε (%) …… ……..…19
Tableau 1.3 : valeur du coefficient C_T ……. ……..……...19
Tableau 1.4 : valeur de période caractéristique……..19
Tableau 1.5 : la classification des zones sismiques RPA99/V2003……20
Tableau 1.6 : Classifications des ouvrages, coefficient d'accélération de zone A…..20
Tableau 1.7 : valeurs du coefficient de comportement R ……...……22
Tableau1.8 : méthodes de calcul de la force sismique……..……...25
Tableau 1.9 : valeurs du coefficient de pondération β……..……..…..29
Tableau 1.10. La classification des sites selon l'EC8 ……..……30
Tableau 1.11: coefficient d'accélération de sol……..……31
Tableau 1.12 : la classification des zones sismiques Eurocode8……33
Tableau 1.13 : coefficient d'importance(γI) ……..……34
Tableau1.14 : Valeurs de base $q_0$du coefficient de comportement……35
Tableau1.15 : méthodes de calcul de la force sismique……..….35
Tableau 1.16 : Comparaison entre la classification des zones sismiques…… ….37
Tableau 1.17: Comparaison entre méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base...39
Tableau 2.1 : Caractéristiques des aciers utilisés……46
Tableau 3.1 :calcul de la section des poteaux et vérification au flambement……..54
Tableau 3.2 : Pré-dimensionnement des planchers……...……..58
Tableau3.3 : Pré-dimensionnement des voiles……...60
Tableau3.4 :Charge du plancher terrasse accessible……..……60
Tableau 3.5 : Charge du plancher terrasse inaccessible……..……61
Tableau3.6 :Charge du plancher étage courant……..….62
Tableau 3.7 : Charge du plancher RDC……..….62
Tableau 3.8 : Charge du plancher Sous-sols……..…….62
Tableau 3.9 :Charge des balcons……..……..…..63
Tableau 3.10 : Charge des murs extérieurs……..63
Tableau3.11 :Charge des murs intérieurs……64
Tableau 3.12 Charge du Palier ……..….64
Tableau 3.13 :Charge du paillasse……..…..…..….65
Tableau 3.14 :Charges supporté par les poutrelles……..…..67
Tableaux 3.15 : Les résultats obtenus par le logiciel SAP2000……..……...68
Tableau 4.1 Périodes et facteurs de participation massique……..……...74
Tableau 4.2 Valeurs de pénalités Pq……77
Tableau 4.3 Poids des différents niveaux…..78
Tableau 4.4 Réactions à la base obtenue par SAP2000(RPA). ……..….78
Tableau 4.5 : Comparaison entre l'effort statique et dynamique……..……..78
Tableau 4.6 : valeur des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique..….85
Tableau 4.7 :Réactions à la base obtenue par SAP2000……..……....85

Introduction générale :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

Le séisme le plus meurtrier de l'histoire est celui de Port-au-prince à Haïti. Le séisme a provoqué la mort de plus de 300 000 personnes, 220 000 blessés ainsi que plus d'1,2 millions de sans-abriset et les milliards de dollars qui sont perdu tout ça à cause de l'endommagement des bâtiments et leur effondrement.

Ce pour ça dans monde il y a plusieurs des règles parasismique, Ces règles constituent un ensemble de normes de conception très avancé. Parmi les objectifs visés de ces normes sont d'assurer la protection des vies humaines et de limiter les dommages que peut avoir la structure durant une secousse sismique.

En Algérie, le premier code parasismique est né après le séisme d'El Asnam de 1980. Ce code a connu plusieurs versions. La version actuelle utilisé est nommé le règlement parasismique algérienne RPA 99/v2003 « DTR BC 2-48» [2], et qui a été approuvé par la commission technique permanente lors de sa réunion du 4 Décembre 1999.

Actuellement en Europe, il y a un règlement plus utilisable qui s'appelle eurocode .c'est une norme de conception et de calcul des bâtiments et des structures de génie civil. Elles ont pour objet d'harmoniser les règles de conception et de calcul au sein des différents états européens – membres de l'Union Européenne (UE) et de l'association européenne de libre-échange (AELE) – et de contribuer ainsi à la création du marché unique de la construction (ouverture du marché européen aux entreprises et aux bureaux d'ingénierie) et au renforcement de la compétitivité de l'ingénierie
Elles s'appliquent aux différents matériaux (béton, acier, bois, etc.) et aux différents types de construction (bâtiments, ponts, silos, etc.).

Les Eurocodes constituent un ensemble de 58 normes regroupées en 10 groupes de normes (NF EN 1990 à NF EN 1999), l'eurocode 8 est la partie qui traite des conceptions parasismique elle est basé sur le calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Ce code comporte des parties qui donnent les normes qui permettent le dimensionnement parasismique des Bâtiments, Ponts, la réhabilitation des Bâtiments endommagées, les Silos, les Réservoirs, les Canalisations, les Fondations et les structures élancées comme les Tours, les Mâts et les Cheminées.

Puis que cette règlement utilisable pour les pays qui approximative a notre pays donc on a décidé de faire une étude comparative entre les deux pour mieux connue et extraite leur points commun et la déférence entre le deux.

Pour réponde à cette exigence on a choisi de prendre une mémoire qui déjà faite de ZEBIRI Khaled et SALHI Y. Ibrahim (ÉTUDE STRUCTURELLE D'UN BÂTIMENT EN BÉTON ARMÉ « 2 Sous-sols R+15 ÉTAGES » A USAGE MULTIPLE), est on a refaire par eurocode et le règlement parasismique algérienne RPA 99/v2003.[3]

Le projet étudié se situe sur un site classé en zone de faible sismicité. Le but est d'effectuer une étude parasismique d'un bâtiment en béton armé dans cette zone. Le bâtiment est constitué essentiellement d'appartement en étages courants, mais aussi de commerces au rez-de-chaussée et deux parkings souterrains.
Nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA version 2003, l'eurocode 8 et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Le but de cette étude est donc de modéliser la structure en éléments finis sur un logiciel informatique SAP 2000 afin d'effectuer les analyses modale et sismique nécessaires. Les résultats trouvés seront ensuite exploités pour trouve les déférences et les points commun entre les deux codes.

Ce mémoire est organisé en de quatre chapitres, une introduction et une conclusion.

Dans le Premier chapitre nous avons présentes bni événement les 2 règlements à savoir le RPA2003 et l'eurocode.
Le deuxième chapitre fait l'objet d'une présentation du bâtiment qui sera traite par les 2 règlements présenté au chapitre 1.
Des calculs été effectué dans ce chapitre a également (f_{c28},f_{t28},E_{ins} ,E_{dif}).
Pré dimensionné des éléments porteurs et étude des éléments secondaires ont été fait dans le troisième chapitre en utilisant le logiciel SAP 2000
Dans le quatrième chapitre nous avons utilisé les deux codes RPA et eurocode 8 pour détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000.
Une étude comparative entre les deux codes à été ensuite faite.

Chapitre I :
LES REGLEMENTS (RPA99/V2003) et EC (8)

I -1) LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES (RPA99/V2003)

I -1- 1) Introduction :

Le séisme est le risque naturel majeur le plus meurtrier, tant par ses effets directs que par les phénomènes induits (mouvements de terrain, tsunamis, etc.) . En outre, ces phénomènes peuvent aussi conduire à des pertes économiques parfois indépassables par le pays touché. Après le séisme de Chleff 1980 plusieurs codes parasismiques sont apparus. Le premier règlement parasismique Algérien est le RPA81 qui fut suivie par le RPA81 version de 1983 après le séisme de Chleff du 10 Octobre 1980 .La troisième version RPA88 a été suivie par la version RPA99.

I -1-2) Les versions du Règles parasismiques algériennes :

Cette règle constitue un ensemble de normes de conception très avancé (critères de classification, règles de calcul, justification de la sécurité, structure en béton armé, structures en acier, structures en maçonnerie porteuse chaînée, fondations et murs de soutènement). Parmi les objectifs visés de ces normes sont d'assurer la protection des vies humaines et de limiter les dommages que peut avoir la structure durant une secousse sismique.

I -1-3) Classification des sites :

RPA99/v2003 classes les sols en quatre (4) catégories sur la base de la valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement V_s si elle disponible ou la valeur de résultats d'essais [pénétromètre statique(q_c), SPT (N), pressiomètre(P_l , E_P), Résistance en compression simple(q_u)] peuvent être utilisées pour classer un site selon le tableau suivant.

$$V_s = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{V_{si}}\right)}$$

Avec :

V_{si} Vitesse d'onde de cisaillement à travers la couche (i) d'épaisseur hi

Tableau 1.1. Classification des sites selon RPA99/v2003

	Description	q_c (MPA)	N	P_l (MPA)	E_p (MPA)	q_u (MPA)	V_s (m/s)
S1	Rocheux	-	-	>5	>100	>10	≥ 800
S2	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥ 400 < 800
S3	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~50	1 ~ 2	5 ~ 20	01 ~ 0.4	≥ 200 < 400
S4	Très Meuble ou Présence de3m au moins d'argile molle	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	≥ 100 < 200

I -1-4) Facteur d'amplification dynamique :

Le facteur d'amplification dynamique est en fonction du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période (T) fondamentale de la structure. Est exprimé par la relation suivante :

$$D=\begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Avec :

η: Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de **5%)**

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

ε: est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages,

Quant $\varepsilon = 5\,\%$ *on a* $\eta = 1$

Tableau1. 2 ; Valeur de ε (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

T: Période fondamentale de la structure, peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

h_N : Hauteur totale de bâtiment

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau suivant :

Tableau 1.3 : valeur du coefficient C_T

Cas n°	**Système de contreventement**	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	**0,075**
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	**0,085**
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	**0,05**
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	**0,05**

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$T = 0{,}09 h_N / \sqrt{D}$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

T_1, T_2 **:** Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau.

Tableau 1.4 : valeur de période caractéristique

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2	0,3	0,4	0,5	0,7

I -1-5) Classification des zones :

Il est défini quatre zones sismiques classées comme suit :

Tableau 1.5 : la classification des zones sismiques RPA99/V2003

RPA 99/ v 2003	
Zone 0	sismicité négligeable
Zone I	sismicité faible
Zone II	sismicité moyenne
Zone III	sismicité élevée

I -1-6) Classifications des ouvrages :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Cette classification qui vise à protéger les personnes, puis les biens économiques et culturels de la communauté.

Coefficient d'accélération de zone A, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau 1.6 : Classifications des ouvrages, coefficient d'accélération de zone A

RPA 99/ v 2003				
Groupe	I	II	III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.12	0.25	0.35	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité-Hôpitaux
1B	0.10	0.20	0.30	Ouvrages de grande importance : Scolaire et Culte
1	0.08	0.15	0.25	Ouvrages courants : Habitations-Bureaux
2	0.05	0.10	0.15	Ouvrages de faible importance : hangars

I -1-7) La résistance mécanique du béton :

- **résistance de béton à la compréssion :**

D'après BAEL 91 le béton mise en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

Si $f_{c28} \leq 40$ MPa $\longrightarrow$ $f_{cj} = \frac{j * f_{c28}}{4.76 * 0.83j}$

Si 40 MPa < f_{c28} < 60 MPa $\longrightarrow$ $f_{cj} = \frac{j * f_{c28}}{1{,}4 * 0.95j}$

Avec :

f_{c28} : Si La résistance de béton a la compréssion apres 28 jours ou plus

f_{cj} :Si la résistance à la compression à " j " jours

- **Résistance du béton à la traction :**

Elle est désignée par f_{tj} (résistance à la traction à " j " jours). Elle est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par la relation

f_{tj} = 0.6 +0.06 f_{c28}

- **Déformation longitudinale du béton :**

On distingue :

- Le module de déformation instantanée (durée d'application des charges < 24 heures)

$$E_{\text{instantanée}} = 11000 \text{ x } f_{C\,28^{1/3}}$$

- le module de déformation différée (longue durée d'application)

$$E_{\text{différé}} = 3700 \text{ x } f_{c28^{1/3}}$$

I -1-8) Classe de ductilité des structures :

La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées.

Le développement des rotules plastiques devrait se faire, en dehors des nœuds, de préférence dans les éléments horizontaux (poutres, linteaux) plutôt que verticaux (poteaux, voile...) de façon à ne remettre en cause ni le cheminement des forces verticales, ni la stabilité de la structure et/ou de ses éléments porteurs. Quant aux éléments porteurs qui ne participent pas au contreventement ils doivent pouvoir conserver leur capacité portante sous l'effet des déformations imposées**.**

I -1-9) Coefficients de comportement :

Le RPA99/v2003 donne pour chaque système de contreventement un coefficient de comportement global de la structure. La valeur du coefficient est donnée suivant le système de contreventement.

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Tableau 1.7 : valeurs du coefficient de comportement R

	Béton armé	Valeur de R
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
	Acier	Valeur de R
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
	Maçonnerie	Valeur de R
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5
	Autres systèmes	Valeur de R
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3,5
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un	4
17	noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	2

I -1-10) Spectre de réponse élastique :

Le spectre de réponse élastique une des approches, communément utilisée par les ingénieurs, consiste à représenter ces mouvements sismiques.

L'intérêt principal du spectre de réponse vient de ce qu'en première approximation, un bâtiment ou un ouvrage peut être assimilé à un oscillateur simple. Le spectre de réponse élastique définie dans règlement parasismique algérienne RPA99V03 est une courbe de réponse maximale d'accélération $\left(S_a/g\right)$ pour un période propre T.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0S \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T \ge 3.0S \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableux1.6).

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

$$\eta = 7/2 + \varepsilon$$

ε : pourcentage d'amortissement critique (tableux1.2).

R : Coefficient de comportement (tableux1.7).

T_1, T_2: Période caractéristique associes a la catégorie de site (tableux1.4).

Q : Facteur de qualité

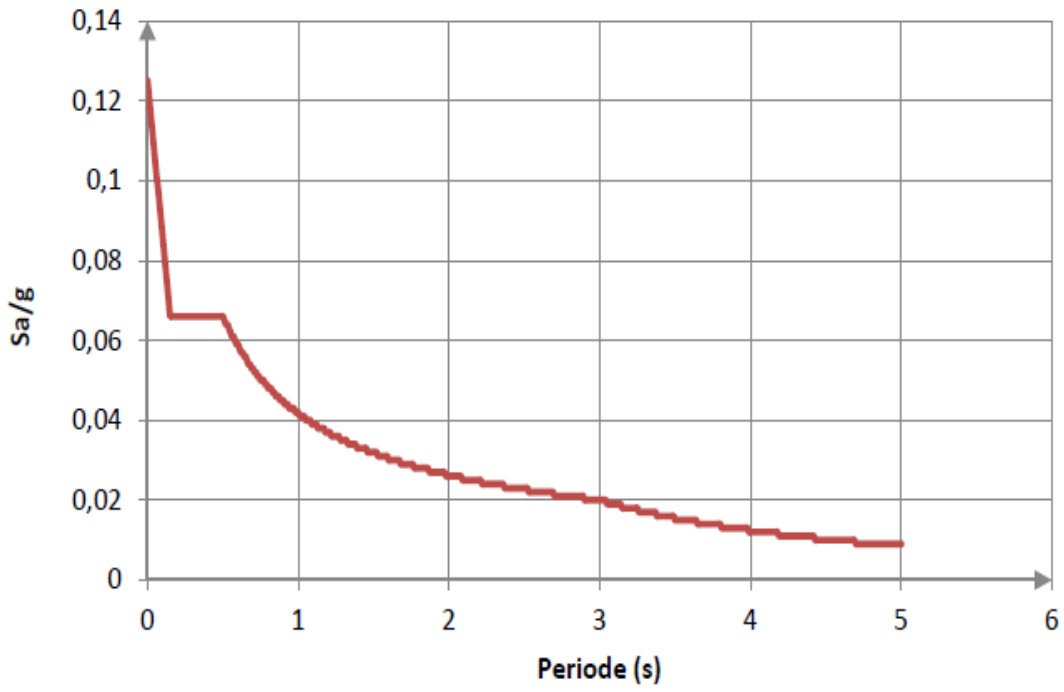


Figure 1.1 : Diagramme de spectre de réponse de RPA

❖ Influence de variation de site sur le Spectre de réponse :

pour mieux connue l'influence de la variation de site sur spectre de reponse on a decide de faire un essai on utilise une logiciale de calcule de spectre de reponse elastique (RPA 99) apre l' integration des parametre principale pour faite se calcul on trouve les resulta que montre les deux figure suivant :

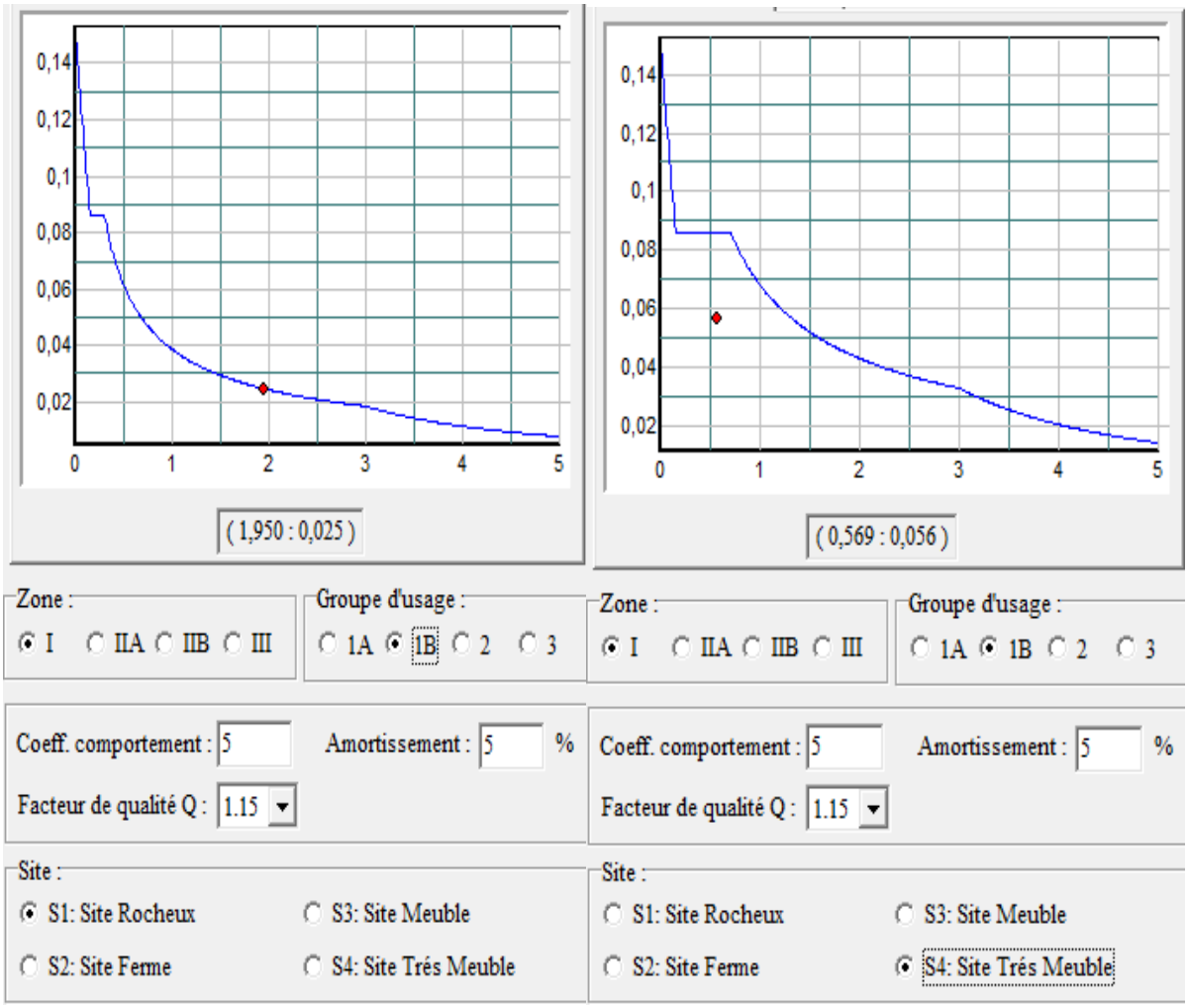


Figure 1.2 : Influence de variation de site sur le Spectre de réponse

On remarque que la seul déférence entre les deux courbe se trouve dons l'intervalle de palier constante

I -1-11) Principes et conditions de base de la conception :

RPA99/v2003 adopte des principes de conception des bâtiments dans les zones sismiques. Ces principes sont les suivants :

— la simplicité de la structure
— l'uniformité, la symétrie
— la résistance et la rigidité dans les deux directions
— la résistance et la rigidité vis-à-vis de la torsion
— l'action des diaphragmes au niveau des planchers
— des fondations appropriées

I -1-12) Méthodes de calcul de la force sismique :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

Tableau1.8 : méthodes de calcul de la force sismique

	Méthodes	Conditions d'application de la méthode
RPA 99/ v2003	la méthode statique équivalente	Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation - une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III -selon le groupe d'usage
	la méthode d'analyse modale spectrale	-la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise
	la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	-il peut être utilisée au cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

I -1-13) Combinaison séismiques :

Les ondes séisme généralement située sur le plan horizontal XY.

Pour notre règlement parasismique algérien RPA V 2003 on' a 3 combinaison de l'action sismique (Poteaux poutre, Poteaux, poutre) .c'est en prendre en considération les deux directions (XY) on a trouvé 6 combinaison.

- Poteaux poutre X

Ex+0.8G+Q

- Poteaux poutre Y

Ey+0.8G+Q

- Poteaux X

1,2Ex+G+Q

- Poteaux Y

1,2Ey+G+Q

- poutre X

Ex+G+Q

- poutre Y

Ex+G+Q

I -1-14) Méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base :

Les forces sismiques seront déterminées en fonction de la catégorie du bâtiment, les périodes propres de ces modes fondamentaux, les facteurs de comportement et de qualité et du poids propre total de la structure.

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

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

Avec :

V : Effort tranchant sismique à la base

A : Coefficient d'accélération

D : Coefficient d'amplification dynamique

R : Coefficient de comportement

W : Poids total de la structure est égal à la somme des poids Wi, calculés à chaque niveau (i)

$W = \sum_{i=1}^{n} Wi$ avec $Wi = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$

W_{G_i} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Q_i} : Charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Tableau 1.9 : valeurs du coefficient de pondération β

	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assis	0.30 0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Q : facteur de qualité

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

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q

	P_q	
Critère q	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Les critères de qualité "q" à vérifier :

1. Conditions minimales sur les files de contreventement
2. Redondance en plan
3. Régularité en plan
4. Régularité en élévation
5. Contrôle de la qualité des matériaux
6. Contrôle de la qualité de l'exécution

I -2) LES REGLES PARASISMIQUES EUROPEENE EUROCODE 8

I -2-1) INTRODUCTION :

L'Eurocode 8 s'appuie directement sur la recherche européenne en génie parasismique, cette règle constitue un ensemble de normes de conception (caractéristiques de sol, action sismique, caractéristiques des bâtiments résistant aux séismes, calcul de la structure, vérifications de sécurité, règles particulières aux bâtiments en béton et en bois, en maçonnerie…).

Il vise à ce que les bâtiments et d'ouvrages de génie civil en zone sismique ne mettent pas en danger les vies humaines, limitent les dommages matériels, et à ce que les structures importantes pour la protection civile restent opérationnelles.

I -2-2) Résistances mécaniques du béton :

I -2-2 -1) Résistance à la compression :

Résistance de calcul en compression : $F_{cd} = \frac{\alpha_{cc} F_{ck}}{\gamma_c}$ (γ_c=1.5)

Avec ;

$$\alpha_{cc} = \begin{cases} 1 \text{ pour le béton armé} \\ 0{,}8 \text{ pour le béton non armé} \end{cases}$$

$$F_{ck} = \begin{cases} F_{cm} - 8 & \text{pour } 3 < t < 28 \text{ jours} \\ F_{ck} & \text{pour } t \geq 28 \text{ jours} \end{cases} \text{ en MPa}$$

Et

F_{cm} (t) = β_{cc} (t) F_{cm}

β_{cc} (t)=exp$\left[s\left[1-(\frac{28}{t})^{\frac{1}{2}}\right]\right]$ (t en jour)

Où **s**'est un coefficient qui prend les valeurs :

•0,20 pour les ciments CEM 42,5 R, CEM 52,5 N, CEM 52,5R ;

•0,25 pour les ciments CEM 32,5 R, CEM 42,5 N ;

•0,38 pour les ciments CEM 32,5 N.

F_{cm} : Résistance moyenne en compression à 28 j

I -2-2-2) Résistance à la traction :

Pour le calcul de la Résistance du béton à la traction en appliquant la formule suivante (f_{ck} < 50 MPa) :

$f_{ctm} = 0.3\ f_{ck}^{2/3}$

I -2-2-3) Module de déformation longitudinale du béton :

- Pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h) on a :

$$E_{\text{instantanée}} = E_{CM} = 22[f_{ck}/10]^{0.3}$$

- Pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) on a :

$$E_{\text{différé}} = E_{CM} / (1 + \varphi(\infty, t_0))$$

$\varphi(\infty, t_0)$: Valeur finale du coefficient de fluage

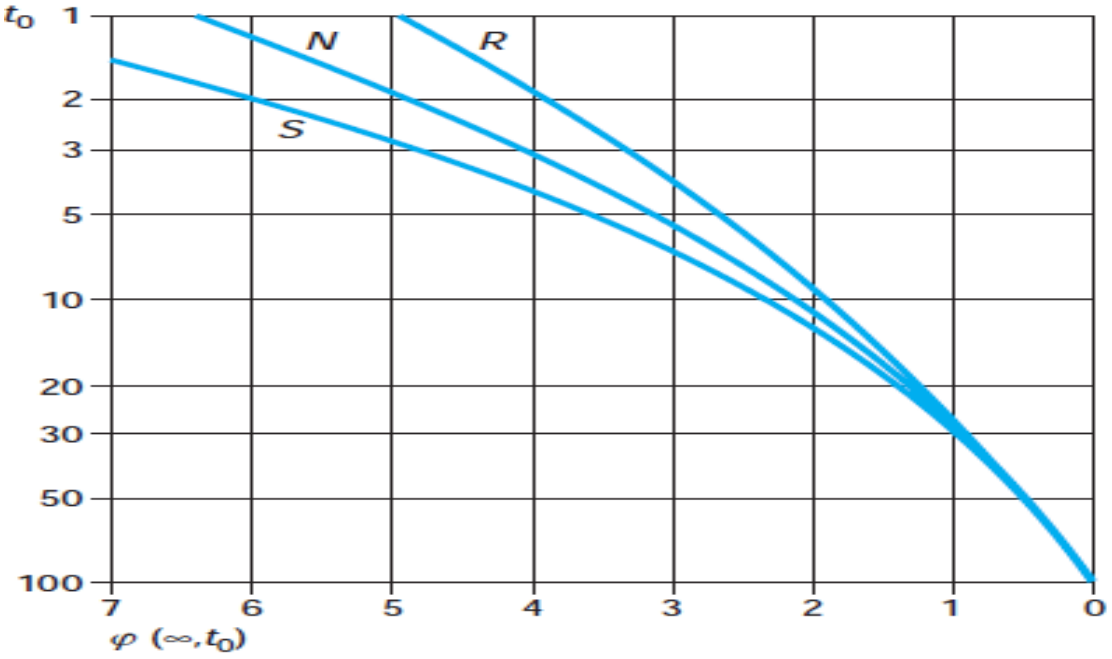


Figure1.3 : coefficient de fluage

Avec :

t_0 :le temps en jours

Classe R : CEM 42,5 R, CEM 52,5 N et CEM 52,5 R

Classe N : CEM 32,5 R, CEM 42,5 N

Classe S : CEM 32,5 N

I -2-3) Classification des sites :

L'Eurocode 8 classes les sols en cinq (5) catégories sur la base de la valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement V_s si elle est disponible. Dans le cas contraire, il convient d'utiliser la valeur des NSPT.

Tableau 1.10 : La classification des sites selon l'EC8

Eurocode 8				
Catégorie		site	Paramètres	
			*V*s, 30 (m/s)	*N*SPT (coups/30 cm)
A	a	site rocheux	> 800	
	b	site ferme	400 – 800	> 50
B	c	site profond de sable moyennement dense et gravier ou d'argile moyennement raide.	200 – 350	15 – 50
C	d	site de sol sans cohésion de densité faible à moyenne.	< 200	< 15
	e	site de sol avec une couche superficielle d'alluvions repose sur un matériau plus raide.	< 200	
S1		site composé ou contenant une couche argileuse de plus de 10 m d'épaisseur	< 100(valeur indicative)	
S2		site de sol liquéfiable d'argiles sensibles ou autre sol non compris précédemment.		

Pour les sites dont les conditions de sol correspondent à l'une des deux classes spéciales *S*1 ou *S*2, des études particulières sont nécessaires pour la définition de l'action sismique. Pour ces classes, et notamment pour *S*2, la possibilité de défaillance du sol sous une action sismique doit être prise en compte.

Tableau 1.11 : coefficient d'accélération de sol

la zone de sismicité	Niveau d'aléa	a_g(m/s^2)
Zone 0	sismicité Très faible	0,4
Zone IA	sismicité Faible	0,7
Zone IB	sismicité Modéré	1,1
Zone II	sismicité Moyen	1,6
Zone III	sismicité Fort	3

I -2-4) Spectre de réponse élastique :

Le mouvement dû au séisme à un certain point de la surface du sol, est représenté en général par un spectre de réponse élastique en accélération, dénommé par la suite «spectre de réponse élastique, d'après L'Eurocode8 les valeurs des paramètres S, TB, TC et TD qui définissent les spectres horizontaux, verticaux et décrivent la forme du spectre de réponse élastique qui dépend de la classe de sol.

$0 \leq T \leq T_B$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot \beta_0 - 1)\right]$

$T_B \leq T \leq T_C$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0$

$T_C \leq T \leq T_D$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right]^{K_1}$

$T_D \leq T$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right]^{K_2} \cdot \left[\frac{T_C}{T_D}\right]^{K_1}$

Avec :

$S_e(T)$: ordonnée du spectre de réponse élastique,

T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté,

a_g : Accélération de calcul au niveau du sol pour la période de retour de référence,

β : Facteur d'amplification de l'accélération spectrale pour un amortissement visqueux de 5 %,

T_B, T_C : limites du palier de l'accélération spectrale.

T_D : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant,

$k1$, $k2$: exposants qui exercent une influence sur la forme du spectre pour une période de vibration supérieure

à T_C et T_D respectivement,

S : paramètre du sol,

η : Coefficient de correction de l'amortissement avec la valeur de référence

η = 1 pour 5 % d'amortissement visqueux

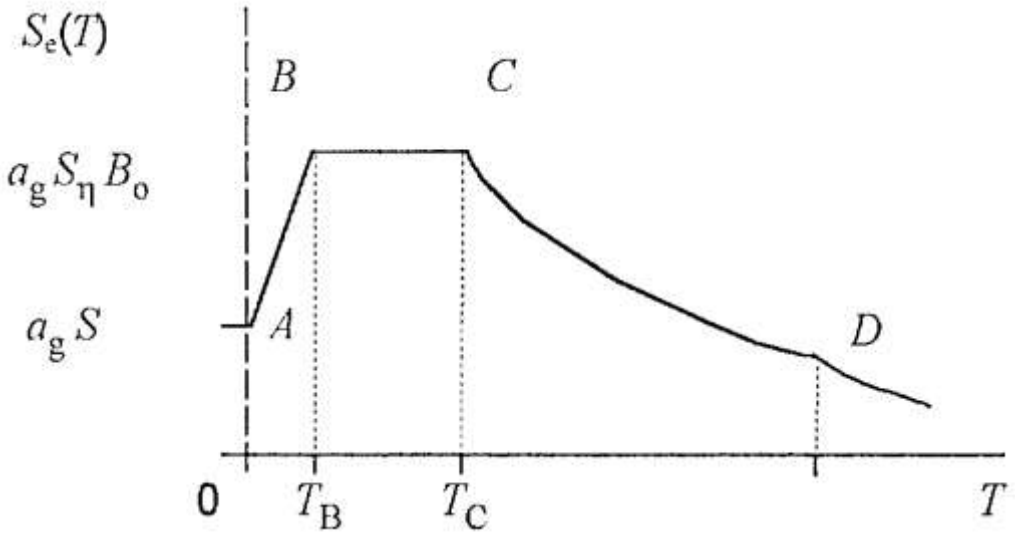


Figure 1.4 diagramme Spectre de réponse élastique

❖ **Influence de variation de site sur le Spectre de réponse :**

Pour mieux connue l'influence de la variation de site sur spectre de reponse on a decide de faire un essai on utilise une logiciale de calcule (SAP 2000) apre l' integration des parametre principale pour faite se calcul on trouve les resulta que montre dans deux figure suivant :

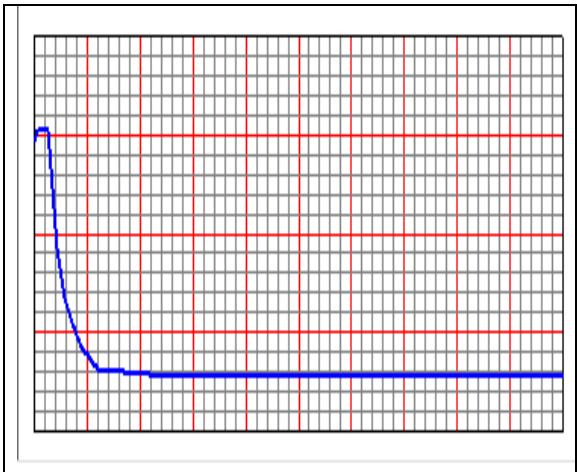
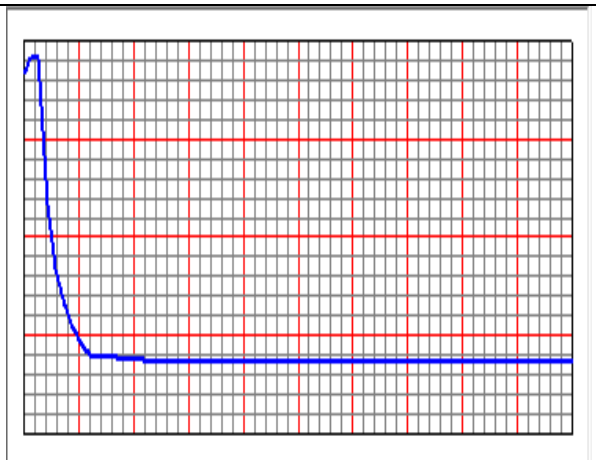
	
Spectre de réponse élastique de sole E	Spectre de réponse élastique de sole C

Figure1.5 : Spectre de réponse élastique pour deux types des classes des sols (A et E)

Si on a varié le site en remarque un retrait verticalement de la courbe de spectre.

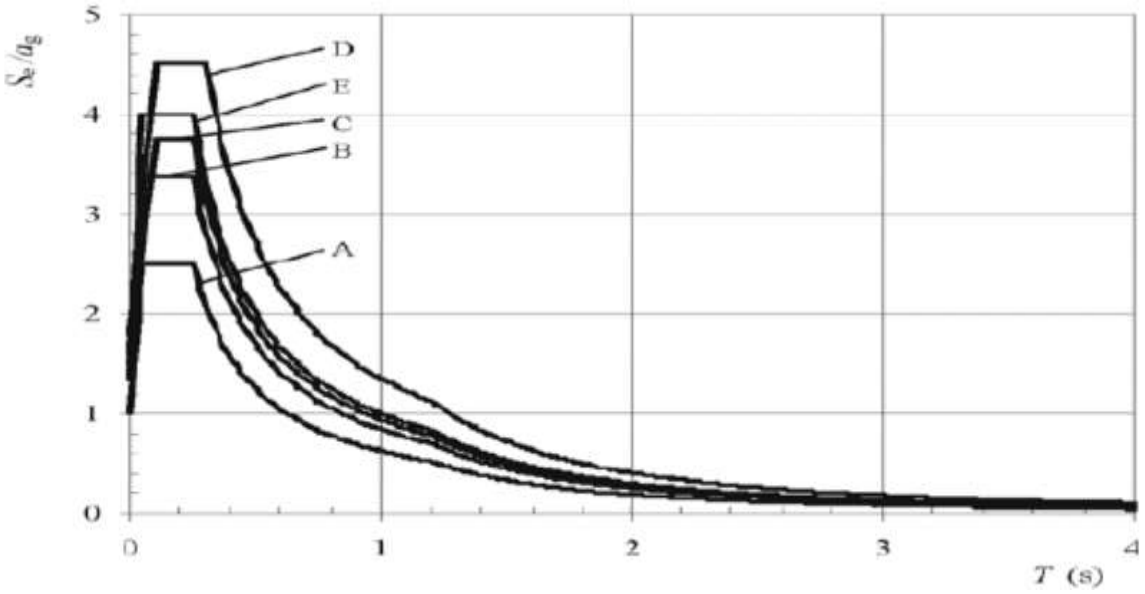


Figure1.6 : Spectre de réponse élastique pour défirent type des sols

I -2-5) Classification des zones :

Le zonage réglementaire définit cinq zones de sismicité croissante basées sur un découpage communal.

Tableau 1.12 : la classification des zones sismiques Eurocode8

Eurocode8	
Zone 0	sismicité Très faible
Zone IA	sismicité Faible
Zone IB	sismicité Modéré
Zone II	sismicité Moyen
Zone III	sismicité Fort

I -2-6) Classifications des ouvrages :

Les bâtiments sont classés, en général, en 4 catégories d'importance qui dépendent de la dimension du bâtiment, de sa valeur et de son importance pour la sécurité publique, et de la possibilité de pertes de vies humaines en cas d'effondrement.

Les catégories d'importance sont caractérisées par différents coefficients d'importanceγI.

Tableau 1.13 : coefficient d'importance(γI)

Eurocode8		
Catégorie d'importance	Bâtiments	Coefficient d'importance
1	Bâtiments dont l'intégrité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile, par exemple, hôpitaux, casernes de pompiers, centrales électriques, etc.	0,8
2	Bâtiments dont la résistance au séisme est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par exemple : écoles, salles de réunion, institutions culturelles etc.	1
3	Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres Catégories	1,2
4	Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes, comme par exemple : le bâtiment agricoles, etc.	1,4

I -2-7) Classe de ductilité des structures :

La conception des bâtiments en béton résistants aux séismes doit assurer à la structure une capacité de dissipation d'énergie suffisante, sans réduction sensible de sa résistance globale, donc il faut assurer la ductilité globale considérée dans les calculs.

Ductile global est assuré si la demande en ductilité se répartit sur un grand nombre d'éléments et en plusieurs endroits par élément. On distingue pour les structures en béton trois classes de ductilité, à savoir : DC «L» (ductilité limitée), DC «M» (ductilité moyenne) et DC «H» (haute ductilité).

I -2-8) Coefficients de comportement :

Le coefficient de comportement (q) dépend de la classification des systèmes de contreventement et de ductilité est déduit de la formule ci-après :

$$q = q_0 \quad k_w K_R K_D K_\eta \geq 1.5$$

Avec :

q_0: Valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de structure.

K_D: Coefficient dépendant de la classe de ductilité.

K_R : Coefficient dépendant de la régularité en élévation de la structure.

k_w : Coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes à murs.

K_η : Coefficient reflétant la densité de cloisonnement et autres éléments secondaires participant à la dissipation d'énergie.

Tableau1.14 : Valeurs de base q_0 du coefficient de comportement

Type de structure		q_0
Système à portiques		5.0
Système à contreventement mixte	équivalent à une ossature	5.0
	équivalent à un système à murs couplés	5.0
	équivalent à un système à murs non couplés	4.5
Système à murs	avec murs couplés	5.0
	avec murs non couplés	4.0
Système à noyau		3.5
Système en pendule inversé		2.0

❖ Principes et conditions de base de la conception

(EC8) adopte des principes de conception des bâtiments dans les zones sismiques. Ces principes sont les suivants :

— simplicité de la structure
— régularité et symétrie
— hyperstaticité
— résistance et raideur dans les deux directions horizontales principales
— résistance et raideur à la torsion
— rôle de diaphragme assuré à chaque étage
— fondations appropriées

I -2-9) Méthodes de calcul de la force sismique :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant 5 méthodes :

Tableau1.15 : méthodes de calcul de la force sismique

	Méthodes de calcul de la force sismique
Eurocode 8	l'analyse modale simplifiée utilisant le spectre de réponse
	l'analyse multimodale utilisant le spectre de réponse
	l'analyse utilisant un spectre de puissance
	l'analyse temporelle (non linéaire)
	l'analyse dans le domaine des fréquences

I -2-10) Calcule de combinaisons sismiques :

Pour le règlement parasismique européennes on' a 2 combinaison de l'action sismique avec l'intégration de deux direction (x y) dans chaqu'une de deux :

a) 0,3Edx+ Edy
b) Edx+ 0,3 Edy

Avec :

Edx : effets de l'action dus à l'application de l'action sismique le long de l'axe horizontal x choisi pour la structure

Edy : effets de l'action dus à l'application de la même action sismique, le long de l'axe horizontal orthogonal y de la structure.

I -2-11) Méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base :

L'effort tranchant sismique à la base (F_b), dans chaque direction principale, est déterminé comme suit :

$$F_b = \lambda\, S_d(T_1).W$$

Avec :

T_1 : Période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction Considérée

$T_1 \leq \begin{cases} 4T_c \\ 2.0\ s \end{cases}$

W : poids total du bâtiment calculé

λ *:* coefficient correctif.

I -3) COMPARAISON DES NORMES EURO CODENT 8 (EC8) ET LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA99/V2003.

I -3-1)Classification des sites :

Les recommandations de L'eurocode 8 classent les sols sur la base de la valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement V_s si elle disponible ou la valeur de nombre de coups par essai de pénétration normalisé ***N*SPT** Sur la base de l'une de ces valeurs, Eurocode8 classes les sols en cinq (5) catégories. Cependant, RPA99/v2003 classes les sols en quatre(4) sur la base de la valeur V_s si elle disponible ou la valeur de résultats d'essais [pénétromètre statique(q_c) , SPT (***N***), pressiomètre (P_l , E_P), Résistance en compression simple(q_u)].

I -3-2) Spectre de réponse élastique :

D'après L'Eurocode8, les valeurs des paramètres **S, TB, TC et TD** qui définissent les spectres horizontaux, verticaux et décrivent la forme du spectre de réponse élastique qui dépend de la classe de sol. D'après RPA99/v2003, ce paramètre est considéré dans le calcul de la force sismique à la base par le coefficient d'amplification dynamique **D.**

I -3-3) Classification des zones :

Tableau 1.16 : Comparaison entre la classification des zones sismiques entre Eurocode8 et RPA99/V2003

Eurocode8		**RPA 99/ v 2003**	
Zone 0	sismicité Très faible	Zone 0	sismicité négligeable
Zone IA	sismicité Faible	Zone I	sismicité faible
Zone IB	sismicité Modéré	Zone II (II a, IIb)	sismicité moyenne
Zone II	sismicité Moyen	Zone III	sismicité élevée
Zone III	sismicité Fort		

D'après L'Eurocode8, ce paramètre est intégré dans le calcul des spectres. Cependant, D'après RPA99/v2003, ce paramètre est considéré avec le paramètre de la classification des ouvrages dans le calcul de la force sismique à la base.

I -3-4) Classifications des ouvrages :

L'Eurocode8 et le RPA 99/v2003 classent les ouvrages selon leurs importances en 4 catégories. La différence entre les deux codes réside dans la prise en compte de ce paramètre dans le calcul de la force sismique à la base. L'EC8, considère ce paramètre par le coefficient d'importance. Cependant, RPA99/v2003, considère ce paramètre en combinaison avec la classification des zones dans un seul coefficient qui est le coefficient d'accélération des zones

I -3-5) Classe de ductilité des structures :

RPA 99/ v 2003	La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées. (ne donne pas de classe directe pour la ductilité)
Eurocode8	divise la ductilité des structures en trois classes DCL (Classe de Ductilité Limitée), DCM (Classe de Ductilité Moyenne) et DCH (Haute Classe de Ductilité).

I -3-6) Coefficients de comportement :

Ce coefficient dépend de la classification des systèmes de contreventement et de ductilité des structures. Dans l'EC 8 est déterminé par une formule par contre le RPA99/V2003 est donné une valeur selon le type de contreventement.

I -3-7) les règles de conception et calcul sismique :

Les deux codes (EC8) et (RPA99/v2003) adopte les mêmes principes de conception des bâtiments dans les zones sismiques.

I -3-8) ANALYSE DE LA STRUCTURE ET CALCUL DES EFFORTS SISMIQUES :

I -3-8-1) Méthodes de calcul de la force sismique :

Pour le calcul de la force sismique, l'Eurocode 8 utilise cinq méthodes (l'analyse modale simplifiée utilisant le spectre de réponse, l'analyse multimodales utilisant le spectre de réponse, l'analyse utilisant un spectre de puissance, l'analyse temporelle (non linéaire) , l'analyse dans le domaine des fréquences), or RPA99/V2003 utilise trois méthode (statique équivalente la méthode d'analyse modale spectrale , la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes).

I -3-8-2) Méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base :

Les méthodes de calcul pour RPA99/v2003 et l'Eurocode8 eIle est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau 1.17 : Comparaison entre méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base entre Eurocode8 et RPA99/V2003

l'Eurocode8	RPA99/v2003
$F_b = S_d(T_1).W$	$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$

I -3-8-3) Les paramètres des combinaisons d'action :

$G+Q\mp 1.2*E$
$G+Q\mp E$
$0.8*G\mp E$

pour RPA99V2003 on a trois combinaisons chaque une selon deux direction (X, Y)

Edx + 0,30. Edy
0,30. Edx + Edy

Pour EC8 on a deux combinaisons et donne chaque combinaisons on trouve les composante de deux direction (X, Y)

I -3-8-4) Influence de variation de site sur le Spectre de réponse :

Le changement de siteprovoqué une variation de graphe de spectre de reponse pour le deux codes :
Pour RPA 99V2003 on remarque une variation dans l'intervalle de palier constante (Figure 1.2). par contre, pour EC8 en remarque un retrait verticalement de la courbe de spectre (Figure1.5).

I -4) Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présente dans une première partie le règlement parasismique algérienne RPA99/V03, et dans une deuxième partie le règlement parasismique européenne eurocode 8.

Dans le chapitre suivant nous allons présenter l'ouvrage qui fera l'objet de notr

Chapitre II :
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II -1) INTRODUCTION :

Notre projet consiste à étudier une construction d'un ensemble résidentiel à usage mixte (commercial et habitation) composé d'un R+15 et deux sous-sols et situe à EL KOUDIA TLEMCEN ILOT N°169 SECTION 274.

Les dimensions en plan sont 28.35 m x 31.85 m. Il est dans la majeure partie prévu en béton armée.

II -2) PRESENTATION DE L'OUVERAGE :

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+15+2S/Sol) à usage mixte (commercial et habitation) implanté dans la wilaya de Tlemcen il est constitué de

• deux sous-sol destiné comme un parking.
• Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
• Du 1^{er} au $15^{ème}$ étage à usage d'habitation.

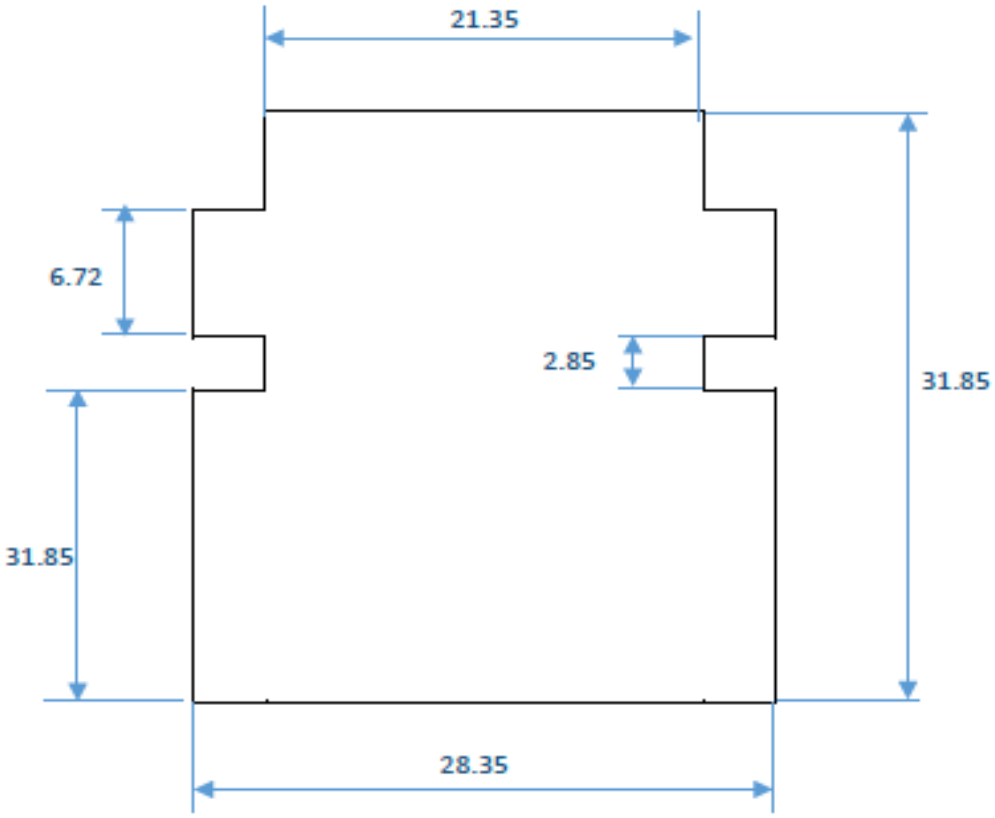


Figure 2.1 Dimension en plan du bâtiment

II -3) Les caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :
Les dimensions en plan sont 28.35 m x 31.85 m.
Hauteurs sous-Sol (1) 3.14 m – 2.81 m – 2.52 m. [Plancher Gradin]
Hauteur sous-sol (2) 2.69 m
Hauteurs RDC 4.88 m – 5.03 m – 5.30 m. [Plancher Gradin]
Hauteur d'étage courant 3.06m.

II -4) Les données du site :

• Zone de sismicité

Le bâtiment est implanté dans une zone classé par le comme zone de faible sismicité.

• Classe de bâtiment : Groupe d'usage 2 (EC), et selon RPA/2003 Groupe d'usage 1B Bâtiments d'habitation collective dont la hauteur dépasse 48m.

• Classification de site : S3 [site meuble] (Étude géotechnique)
• La contrainte admissible du sol est σ = 1.5 bars (Étude Géotechnique)
• Le site d'implantation présente une faible pente de 3%

II -5) OSSATURE ET SYSTEME CONSTRUCTIF :

Structure en béton armé avec système de contreventement mixte portiques/voiles bâtiment a plus de 5 niveaux et dépasse les 17 m.

II -5-1) Plancher :

- **Plancher corps creux :** pour RDC et étages courants

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.
Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :
•Facilité de réalisation.
•Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
•Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
•Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

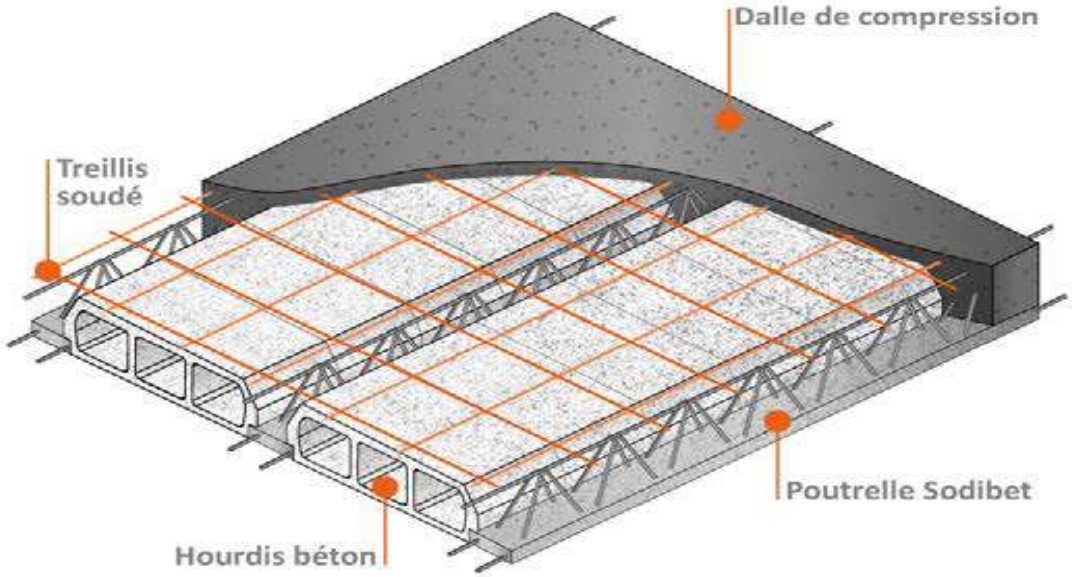


Figure2.2 : Plancher corps creux

- **Dalle pleine** :

Pour les plancher niveaux sous-sol (parking).

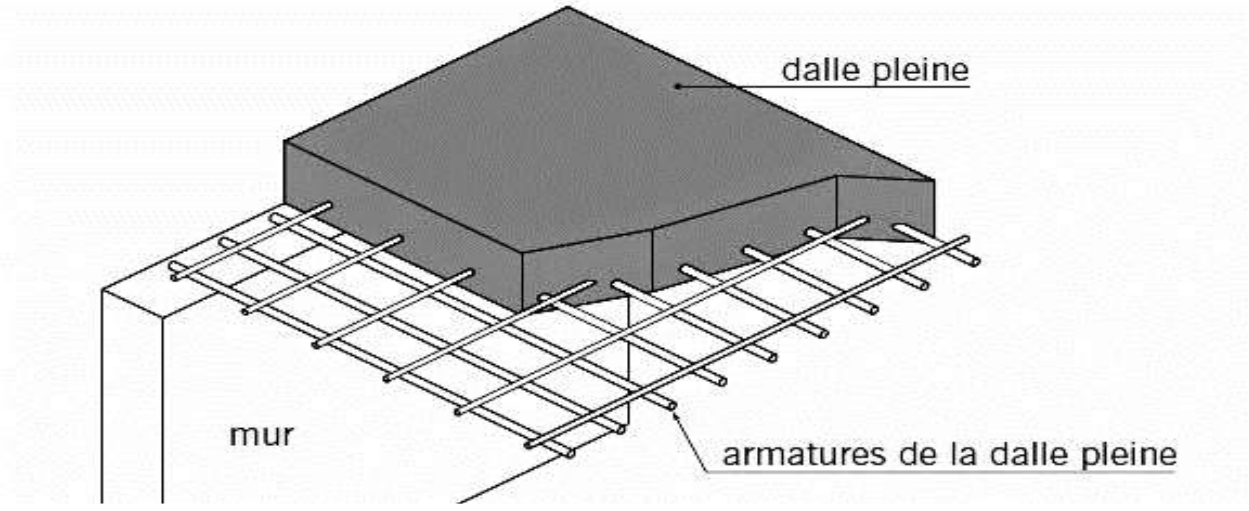


Figure 2.3 : Dalle pleine

II -5-2) Maçonnerie

a. Murs extérieurs :

Les murs extérieurs sont faits en double cloison

- Brique creuse de 15 cm
- Brique creuse de 10 cm
- Un vide de 5 cm entre les deux

b. Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

Figure2.4 : Brique creuse

II -5-3) Fondation :

Le radier est une plate-forme maçonnée qui est la base d'un bâtiment et qui sert d'assise stable à l'ensemble de la construction.

Le radier assure la transmission des charges par la superstructure au sol.

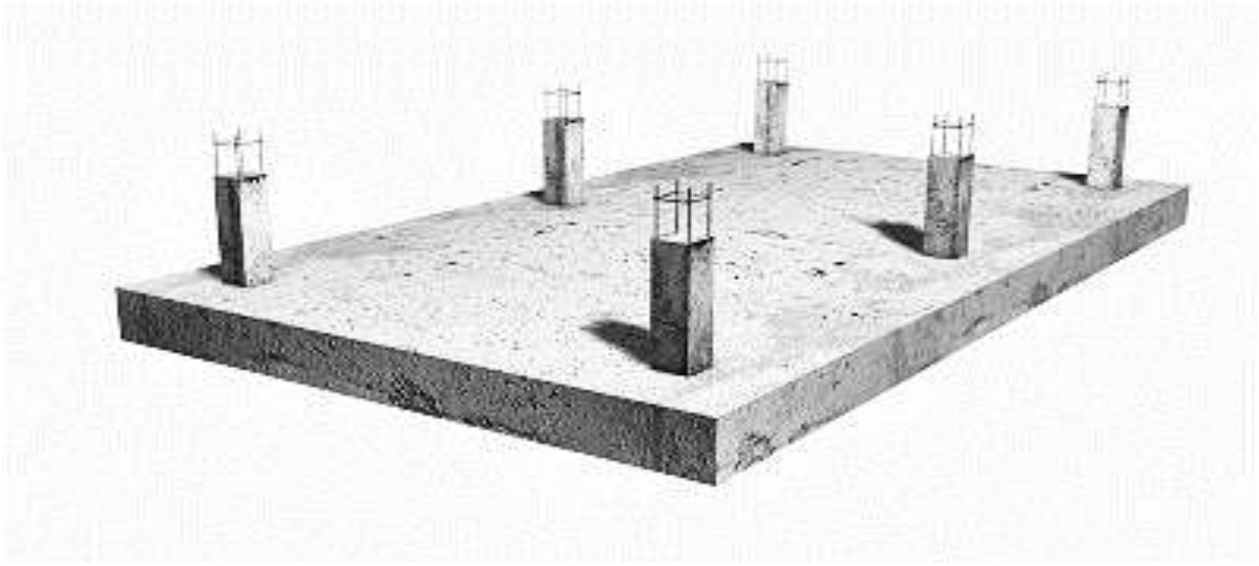


Figure 2.5 : Radier Général

II -5-4) Revêtement

On utilise :

- Enduit en plâtre pour les plafonds [épaisseur = 2cm]
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et intérieurs [épaisseur = 2 cm
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Etanchéité multicouche imperméable pour plancher terrasse.

II -6) CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91 :

- **Les codes utilisés**

Pour le calcul de bétons arme dans notre projet on adopte le code français BAEL 91 modifiée 99(Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en bétons arme suivant la méthode des états limites), RPA99V03 et Eurocode 2,8.

- **Les états limite**

L'état limite est l'état d'une structure dans lequel une condition requise de cette structure pour remplir son objet est strictement satisfaite et cesse de l'être en cas d'augmentation de la sollicitation.

On distingue deux états limite de calcul :

- **Etats limites ultimes** qui correspondent à la valeur maximale de la capacité portante vis-à-vis de l'équilibre statique, de la résistance de la structure ou d'un de ses éléments et de la stabilité de la forme.
- **Etats limites de service** qui constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ne sont pas satisfaites.

II -6-1) BETON :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

II -6-1-1) Résistances mécaniques du béton :

II I-6-1-1-1) Résistance de la compression et la traction :

1) **D'après RPA99V03**

Le béton mise en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

Pour notre étude en prend f_{c28} = 25 MPa

Résistance du béton à la traction se calcul à partir de la compression en appliquant la formule suivante : f_{tj} = 0.6 +0.06 f_{c28} (BAEL91)

f_{t28} = 2,1 MPa (à 28 jours)

2) D'après Eurocode 8

Résistance de calcul en compression : $F_{cd} = \frac{\alpha_{cc} F_{ck}}{\gamma_c}$

Avec ;

γ_c =1.5

α_{cc}= 1 pour le béton armé

F_{ck} (t) = F_{ck} pour t ≥ 28 jours.

Pour notre étude en prend f_{c28} =f_{ck} = 25 MPa (f_{ck} Résistance de la compression)

Pour le calcul de la Résistance du béton à la traction en appliquant la formule suivante :

f_{ctm} = 0.3 $f_{ck}^{2/3}$

f_{ctm} = 2.56 MPa (à 28 jours)

II I-6-1-3). Module de déformation longitudinale du béton :

II -6-1-3-1) Déformations instantanées :

- D'après CBA :

Déformations instantanées

$E_{instantanée}$ à 28 jours = 11000 x $f_{C28^{1/3}}$

$E_{instantanée}$ à 28 jours = 32164 MPa

Déformations différées

$E_{différé}$ = 3700 x $f_{c28^{1/3}}$

$E_{différé}$ = = 10819 MPa.

- D'après Eurocode 8

Déformations instantanées

$E_{instantanée}$=E_{CM}= 22$[f_{ck}/10]^{0.3}$

$E_{instantanée}$=28960.4 [MPa]

Déformations différées

$E_{différé}$=E_{CM}/ (1+ φ (∞,t_0)

$E_{différé}$=13790.66 [MPa]

II -6-1-4). Coefficient de poisson :

Pour les deux codes on peut choisir :

D'après le BAEL91 (A.2.1, 3), Il est pris égale à : $\begin{cases} \nu = 0.2 \ pour \ ELS \\ \nu = 0 \ pour \ ELU \end{cases}$

II -6-2) Aciers :

II -6-2-1) Caractéristique mécaniques :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction.

Dans notre projet, nous avons utilisé 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 2.1 Caractéristiques des aciers utilisés

	Nuance	Fe [MPa]
Haute Adhérence	Fe E 400	500
	Fe E 500	400
Fils treillis HA	Fe E 400	500
	Fe E 500	400
Acier naturel	Fe E 400	215
	Fe E 235	235

Module d'élasticité longitudinal :

Est près égale $\boldsymbol{E_s = 2 \times 10^5}$ MPa

II -6-2-2) Contraintes et déformations :

- **RPA99V03**

ELU :

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

γ_s = 1.15 cas général

γ_s = 1 cas des combinaisons accidentelles.

❖ **Eurocode 8**

ELU :

Les coefficients partiels relatifs au béton (γ_c) et à l'acier (γ_s) sont pris égaux à :

— Pour les états-limites ultimes ELU :

• Dans les situations durables ou transitoires :

$\gamma_c = 1{,}5$.

$\gamma_s = 1{,}15$

• Dans les situations accidentelles γ_c = 1,2 ; γ_s = 1 ;

— Pour les états-limites de service ELS, $\gamma_c = \gamma_s = 1$.

II -6-3) Résultat Résistances mécaniques :

1) D'après RPA99V03 :

- la résistance du béton à la compression à 28 jours :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

- La résistance du béton à la traction à 28 jours :

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

- Le module d'élasticité instantané de béton :

$$E_{\text{différé}} = 13790.66 \text{ [MPa]}$$

- Le module d'élasticité différé de béton :

$$E_{\text{instantanée}} = 32164 \text{ MPa}$$

2) D'après Eurocode 8 :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours :

$$f_{ctm} = 25 \text{ MPa}$$

- La résistance du béton à la traction à 28 jours :

$$f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$$

- Le module d'élasticité instantané de béton :

$$E_{\text{instantanée}} = 28960.4 \text{ [MPa]}$$

- Le module d'élasticité différé de béton :

$$E_{\text{différé}} = 13790.66 \text{ [MPa]}$$

II -7) Charges :

Les types de charges :
Les charges appliquées au bâtiment sont :

- ✓ **Charges permanentes, notées G :** ce poids propre (des poteaux, voiles, poutres, dalles...) – les revêtements (carrelage, enduit, peinture, étanchéité…) – les cloisons.

- ✓ **Charges d'exploitation, notées Q :** ce sont des charges variables du point de vue intensité et emplacement (personnes, meubles).

Pour les deux codes On choisit de prendre :

- ✓ Charges permanentes « **G** »

Béton armé : 25 KN/m^3

- ✓ Charges d'exploitation « **Q** »

Parcs de stationnement de voitures :	(1,5 à 2,5)	2.5 KN/m^2	DTR BC 2.2, 7.1
Commerces :	(4,0 à 5,0)	4.0 KN/m^2	
Balcons :	(2,5 à 4,0)	3.5KN/m^2	DTR BC 2.2, 7.2.1
Planchers :	(1,5 à 2,0)	1.5 KN/m^2	DTR BC 2.2, 7.2.1
Planchers terrasse [Accessible] :	1.5 KN/m^2	1.5 KN/m^2	DTR BC 2.2, 7.5
[Inaccessible] :	1.0 KN/m^2	1.0 KN/m^2	DTR BC 2.2, 7.3.3
Escalier [Palier/Paillasse] :	(2,0 à 4,0)	2.5 KN/m^2	DTR BC 2.2, 7.2.1.

II -8) Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté le bâtiment qui sera calculé, en utilisant les deux code RPA et eurocode 8 dans le chapitre suivant.

Chapitre III :
PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DE CHARGE

III-1) PRE-DIMENSIONNEMENT :

III-1-1) Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs qui reprendre les charges et surcharges des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations.

En considérant que les différents éléments agissant sur les poteaux seront réduits à une force de compression centrée N, Le calcul sera basé sur le poteau le plus sollicité. Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivant :

Le poteau le plus sollicité de cet ouvrage D-2 est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S comme la montre la figure :

N_{ed} = Q x S x n

Avec :

N_{ed} : La charge verticale ELU

On suppose une charge moyenne de 1 (t/m2)

Par étage.

Q (Pu) : Charge du plancher ; Pu = 1 t/m²

S = 5.75 x 5.225 = 30.04 m²

n : nombre de niveaux

N_{ed} = 1 x 30.04 x 18 = 540.72 t

par le poteau

N_{ed} = 5.304 MN

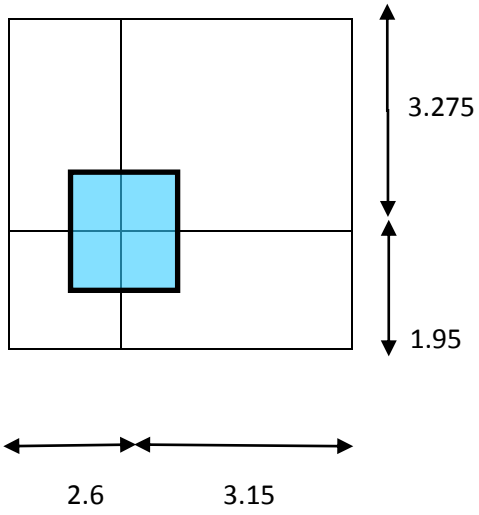


Figure 3.1 Section supporté

Majoration de l'effort :

Poteau intérieur ou centrale ⟶ Majoration de N_{ed} de 10 à 15% soit 15%

Poteau de rive ⟶ Majoration de N_{ed} de 5 à 10 % soit 10%

N_{ed} = 6.0996 MN

III-1-1-1) Dimensionnement :

Pour dimensionner de poteaux sollicitées en compression simple on se fixe à priori la valeur de l'élancement λ et on calcul des dimensions

a. Section réduite

❖ D'après l'eurocode

Pour les poteaux rectangulaires on a

$$A_C \leq \frac{N_{ed}}{K_h K_S F_{cd} \alpha}$$

On a

f_{ck} = 25 MPa ; f_e = 400 MPa ; γ_c= 1.5 ; γ_s= 1.15

Avec :

A_C : Section du béton

F_{yd} : La résistance de l'acier

$$F_{yd} = \frac{F_{YK}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83$$

F_{cd} : La résistance de béton

$$F_{cd} = \frac{F_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67$$

$$K_h = \begin{cases} (0,75 + 0,5h)(1 - 6\rho\delta) & pour\ h < 0,5\ m \\ sinon & K_h = 1 \end{cases}$$

On a :

$\delta = d'/h$ d' : enrobage des aciers

$\rho = A_s$/ (b * h)

Si ρ et δ inconnus, on peut prendre K_h=0,93

$$K_s = \begin{cases} 1,6 - \frac{0,6 * f_{yk}}{500} & pour\ f_{yk} \geq 500\ MPa\ \ et\ \lambda > 40 \\ sinon & K_s = 1 \end{cases}$$

$K_s = K_h$=1

α : Le coefficient de flambement du poteau

Pour une section rectangulaire :

$$\alpha = \begin{cases} 0.86 / [1 + (\lambda/62)^2] & si\ \lambda \leq 60 \\ (32/\lambda)^2 & si\ \ 60 < \lambda < 120 \end{cases}$$

On fixe un élancement mécanique λ=35, pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée.

$\alpha = 0.652$

$A_C \leq \frac{6,099}{1*1*0,652.16,67}$

$A_C \leq 0,56$

On a :

$A_C \leq (a - 0.02)^2$

$a \geq \sqrt{A_C} + 0.02$

$a \geq \sqrt{0.56} + 0.02$

$a \geq 0.77\ cm^2$

Donc : la section du poteau est de (85 x 85).

- ✓ Pré-dimensionnement rapide

La section B d'un poteau exprimée en m2, peut être déterminée par la formule [4] :

$B \geq N_{ed}\ /10 \Rightarrow B \geq 6,099\ /10 \Longrightarrow B \geq 0,6099\ cm^2$

Donc : la section du poteau est de (85 x 85)

Vérification selon EC2 :

$\frac{l}{h} \geq 3$ et $h < 4\ b$

Avec h=b=85cm ; l=269cm

$\frac{269}{85} = 3.16 \geq 3$ et $85 < 340$

Les deux conditions sont vérifiées.

- ❖ D'après RPA V03

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA99 V2003 suivant :

- Min (a, b) ≥ 25 zone 1 et 2
- Min (a, b) ≥ h_e/20 h_e : hauteur d'étage
- 1/4 < a/b < 4

Selon BAEL91 :

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 f_e}{100 \gamma_s}}$$

Avec :

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux.

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0{,}2(\lambda/35)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0.85\,\lambda^2/1500 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

On fixe un élancement mécanique λ=35 pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : β = 1.2.

.

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{ck}}{\theta * \gamma_s} = 14.17 \text{ MPa}$$

θ = 1 (charge > 24h)

$$B_r \geq \frac{1.2 \,.\, 5.304}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 \,.\, 400}{100 \,.\, 1.15}}$$

$B_r \geq 0.34$ m²

On a :

$B_r \geq (a - 0.02)^2$

$a \geq \sqrt{B_r} + 0.02$

$a \geq \sqrt{0{,}34} + 0.02$

a ≥ 0.589 m

a = b = 80 cm,

Les poteaux sont pré dimensionnés en vérifiant la condition ci-après ou leur section de béton B_c est déterminée comme suit

A l'état limite ultime de résistance, le règlement RPA99V2003, 7.4.3.1, stipule que dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile d'un poteau en béton armé (éclatement ou écrasement du béton) sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul, noté N_d exprimé sous forme réduite (effort normal réduit), est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \, f_{ck}} \leq 0.3$$

B_c : Section de béton du poteau

La section du béton, doit satisfaire la condition suivante

$$B_c = \frac{N_d}{0.3 \, . \, f_{ck}}$$

Donc : la section du poteau est de (85 x 85) cm²

Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :

Min (a, b) ≥ 25	a = 85 > 25	condition vérifie
Min (a, b) ≥ h_e/20	a = 85 > (286/20 = 14.3)	condition vérifie
1/4 < a/b < 4	1/4 < (85/85 = 1) < 4	condition vérifie

b. Vérification du poteau au flambement

Pour les deux codes on a mémé condition de vérification du poteau au flambement
On vérifier le poteau de 2éme sous-sol.
Calcul de moment d'inertie

Ix = Iy = $\frac{bh^3}{12} = \frac{85x85^3}{12}$ = 4 350 052 cm^2

Rayon de giration ix, iy

ix = iy = $\sqrt{\frac{I_x}{A}}$; A = section du poteau 85 x 85

ix = iy = $\sqrt{\frac{4350052}{7225}}$ = 24,5374 cm

Calcul de l'élancement

l_0 = 3.06m

l_f = 0,7*l_0

l_f=0,7 x 3,06 = 2,142m

$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x} = \frac{214.2}{24.54}$ = 8.244 <50 Conditions vérifiées

Tableau 3.1 Calcul de la section des poteaux ainsi que la vérification vis-à-vis au flambement

Poteaux	N	S (m²)	Nu (MN)	a=b	a=b	l_f (m)	λ≤50	Condition
1er sous-sol	1	30.04	5.304	0.5891	0.85	2.023	8.24	Vérifiée
2éme sous-sol	2	30.04	5.010	0.3731	0.85	2.107	8.95	Vérifiée
RDC	3	30.04	4.715	0.5565	0.8	3.661	15.85	Vérifiée
1er étage	4	30.04	4.420	0.5395	0.8	2.142	9.828	Vérifiée
2éme étage	5	30.04	4.126	0.5219	0.8	2.142	9.89	Vérifiée
3éme étage	6	30.04	3.831	0.5036	0.75	2.142	9.89	Vérifiée
4éme étage	7	30.04	3.536	0.4847	0.75	2.142	10.69	Vérifiée
5éme étage	8	30.04	3.242	0.4649	0.7	2.142	10.60	Vérifiée
6éme étage	9	30.04	2.947	0.4442	0.7	2.142	11.42	Vérifiée
7éme étage	10	30.04	2.652	0.4224	0.65	2.142	11.42	Vérifiée
8éme étage	11	30.04	2.358	0.3994	0.6	2.142	13.37	Vérifiée
9éme étage	12	30.04	2.063	0.3749	0.55	2.142	13.49	Vérifiée
10éme étage	13	30.04	1.768	0.3486	0.5	2.142	14.84	Vérifiée
11éme étage	14	30.04	1.473	0.3199	0.45	2.142	16.49	Vérifiée
12éme étage	15	30.04	1.179	0.2883	0.4	2.142	18.55	Vérifiée
13éme étage	16	30.04	0.884	0.2523	0.35	2.142	21.20	Vérifiée
14éme étage	17	30.04	0.589	0.2097	0.3	2.142	24.73	Vérifiée
15éme étage	18	30.04	0.295	0.1541	0.3	2.142	24.73	Vérifiée

III-1-2) Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux qui reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux.

Le chargement ou encore les charges agissant sur les poutres de plancher sont essentiellement des charges verticales (poids propre, et surcharges d'exploitation, ou de neige).

III-1-2-1) Les poutres principales :

D'après le BAEL91

On a $\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \\ 0{,}3 \leq b \leq 0{,}7\, h \end{array} \right\}$ L = 6.30 m

Donc : $\begin{cases} \frac{630}{15} \leq h \leq \frac{630}{10} \\ 42 \leq h \leq 63 \end{cases}$

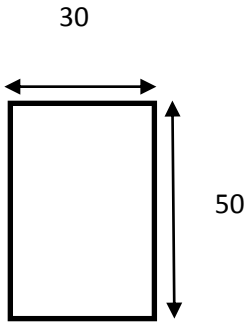


Figure 3.2 Poutre principale

On prend : h = 50 cm

$\begin{cases} \frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \\ 10 \leq b \leq 25 \end{cases}$ b = 30 cm

A partir de calcul on a :

L = 5.2 m ⟶ P1 (30 x 40) cm² ; L = 3.5 m ⟶ P4 (30 x 30) cm²
L = 2.5 m ⟶ P2 (30 x 30) cm² ; L = 3.2 m ⟶ P5 (30 x 30) cm²
L = 3.85 m ⟶ P3 (30 x 30) cm² ; L = 3.8 m ⟶ P6 (30 x 30) cm²

❖ Vérification :

D'après RPA V03 :

b ≥ 20 cm condition vérifie
h ≥ 30 cm condition vérifie
h/b ≤ 4 condition vérifie

D'après eurocode :

L ≥3 h poutres principales, sinon poutre-secondaire

On a l=654 ; h=50

654 ≥ 150 La condition est vérifiée

III-1-2-2) Les poutres secondaires :

L = 3,90m
L = 3,50m
L = 6,55m

Donc : $\begin{cases} \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \\ 26 \leq h \leq 39 \end{cases}$ On prend : h = 35 cm

$\begin{cases} \frac{655}{15} \leq h \leq \frac{655}{10} \\ 43{,}67 \leq h \leq 65{,}5 \end{cases}$ On prend : h = 50 cm

$\begin{cases} h/5 \leq b \leq h/2 \\ 9 \leq b \leq 32{,}5 \end{cases}$ On prend : b = 30 cm

L = 3,9 m ➡ CH (30 x 35) cm²
L = 3,5 m ➡ CH (30 x 30) cm²
L = 6,55 m ➡ PP (30 x 50) cm²

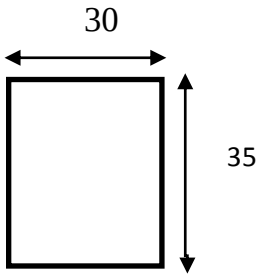


Figure 3.3 Poutre secondaires

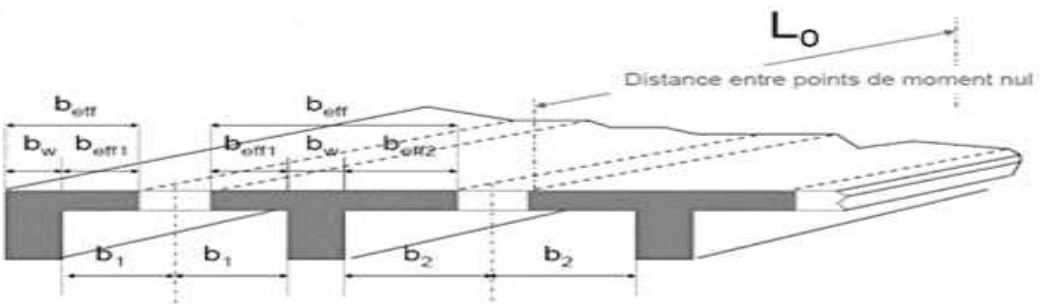
Vérification :
b ≥ 20 cm condition vérifie
h ≥ 30 cm condition vérifie
h/b ≤ 4 condition vérifie

III -1-2-3) Les poutres en « L » :

La poutre en L est utilisée pour diminué la portée du plancher
BAEL99 :

$b_{eff,1}$ = min (b_1 ; 0,2 b_1 + 0,2 L_0 ; 0,2L_0)

$b_{eff,2}$ = min (b_2 ; 0,2 b_2 + 0,1 L_0 ; 0,2L_0)



b_w = 30cm ; L_0 = 6.55m

b_w : Largeur de la poutre

L_0 : Longueur de portée (calculé des axes) = 6.30m

l : longueur de portée à l'extrémité de la poutre, au nu de l'appui

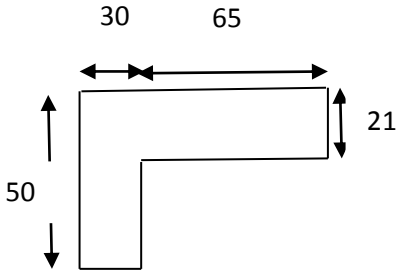


Figure 3.4 Poutre en L

l = L – 15 – 15 = 600cm

Conditions de flèches :

$h \leq \frac{l}{4}$ = $h \leq \frac{630}{4}$ =15.75 cm

On prend h = 20 cm

b_1 = l/2 = 3.00m

$b_{eff,1}$ = min (3 ; 0.2 b_1 + 0.1 L_0 ; 0.2 L0)

$b_{eff,1}$ = min (3 ; 1.255 ; 1.31) = 1.255m

On prend

$b_{eff,1}$ = 0.65 ⟶ b_{eff}= 0.3 + 0.65 = 0.95m

L = 6.55 m ⟶ CH (50 x 30) cm² + dalle pleine (21 x 35)

III-1-3) Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont réalisés en deux types :

Type 1 : Corps creux et une dalle de compression type, sous-sol 1 et RDC, étages courants.

Type 2 : Dalle pleine, pour les planchers niveaux sous-sol 2 (parking).

III -1-3-1) Plancher à corps-creux :

Dans notre cas on a pris deux directions pour les poutrelles,

Sens 1 : 630 – 2 x $b_{eff,1}$ = 470cm

$h \leq \frac{l}{22.4} = \frac{470}{22.4}$ = 20.89

Sens 2 :

$h \leq \frac{l}{22.4} = \frac{390}{22.4}$ = 17.33 donc h = 21 cm (16+5) cm

III -1-3-2) Plancher à dalle pleine (Parking) :

$0.40 \leq \frac{x}{y} = \alpha \leq 1$

$\frac{600}{625}$ == 0.96

0.40 < 0.96 < 1

La dalle est considérée comme portant dans les deux directions.

Tableau 3.2 Pré-dimensionnement des planchers

TYPE	Epaisseur de la dalle
Corps Creux	21 cm
Dalles pleines	15 cm

III -1-4) Pré-dimensionnement des poutrelles :

Pour la largeur de la nervure nous avons : b_0 = *(8 -14) cm*, la largeur de la table de compression à prendre en compte est déterminée en tenant compte des conditions :

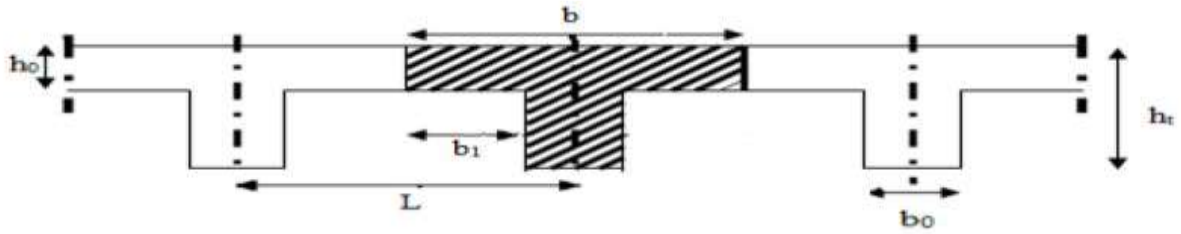


Figure3.5 Dimensions des poutrelles

Pour notre étude, on a pris deux directions pour les poutrelles.

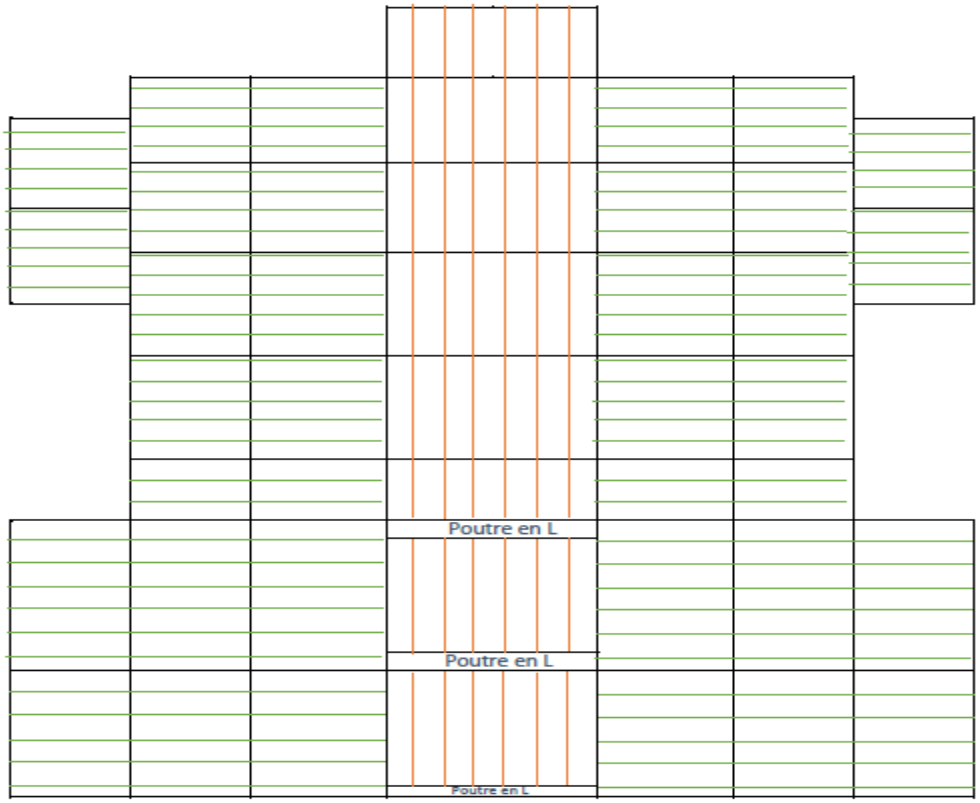


Figure 3.6 Disposition des poutrelles

Soit : b0 = 12cm

b = 65cm ; h_0= 5cm ; h_1 = 16cm ; h_t= 21cm

b = b_0+ 2 b_1

b_1= min ($\frac{b-b_0}{2}$;$\frac{L}{10}$)

Avec : L : la plus petite portée des poutrelles

Sens 1 :

L = 3.5m

b_1 = min (26.5 ; 35) = 26.5cm

On prend : b_1 = 26.5 et b_0 = 12 cm

b = 65cm

Sens 2 :

L = 2.5m

b1 = min (26.5 ; 25) = 25cm

On prend : b1 = 25 cm et b0 = 10 cm

b = 60 cm

III-1-4-1) Pré-dimensionnement des voiles de contreventement :

Selon RPA99V2003e, notre bâtiment appartient à la zone IA

- Nombre d'étage ≥ 5 étages → 15 étages
- La hauteur ≥ 17m → 54.8m

On même condition pour les deux code

L ≥ 4 a

L : Longueur du voile

a : épaisseur du voile

a ≥ he/20

he : Hauteur d'étage

He = 269 cm →	e ≥ 2.69/20 = 0.1345 →	Sous-sol 2
He = 314 cm →	e ≥ 3.14/20 = 0.157 →	Sous-sol 1
He = 530 cm →	e ≥ 5.30/20 = 0.265 →	RDC
He = 286 cm →	e ≥ 2.86/20 = 0.143 →	Les étages

Donc on prend :

e = 20 cm pour tous les étages

e = 25 cm pour RDC et les 2 Sous-sols

Tableau3.3 Pré-dimensionnement des voiles

NIVEAUX	Epaisseur du voile
Sous-sol 2, 1 et RDC	25 cm
Etage courant	20 cm

III-2) EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

La descente de charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaitre la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure, en se basant sur le DTR BC 2.2 nous évaluons le poids volumique pour chaque élément.

Toute structure étant soumise à des charges gravitationnelles le cheminement des efforts s'effectue du niveau le plus haut (Terrasse) vers le niveau le plus bas.

G = ρ. e

ρ : Poids volumique

e : épaisseur de l'élément

III-2-1) Planchers :

III-2-1-1) Plancher terrasse accessible :

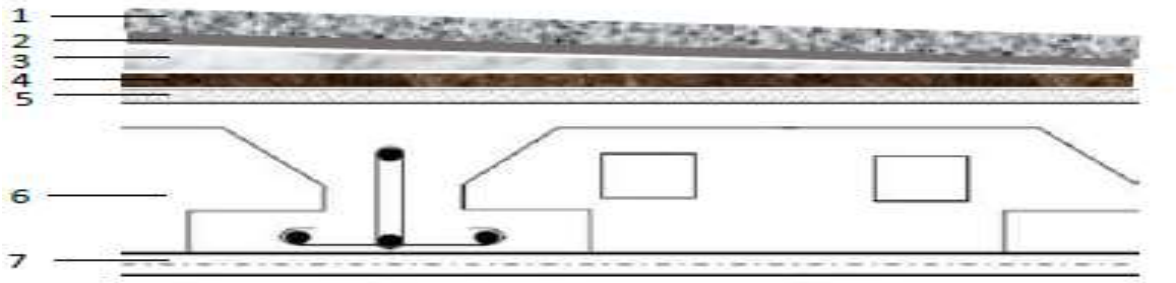


Figure 3.7 Eléments constituants le plancher terrasse accessible

Tableau3.4 Charge du plancher terrasse accessible

	ρ (kg/m3)	E_p(cm)	G (kg/m²)
1. Carrelage	2200	2	44
2. Mortier de pose	2000	2	40
3. Forme de pente	2200	2	220
4. Lit de sable	1800	10	36
5. Etanchéité multicouche	600	2	12
6. Dalle en corps creux 16+5		16+5	310
7. Enduit en plâtre	1000	2	20
		G	682
		Q	150

III-2-1-2) Plancher terrasse inaccessible :

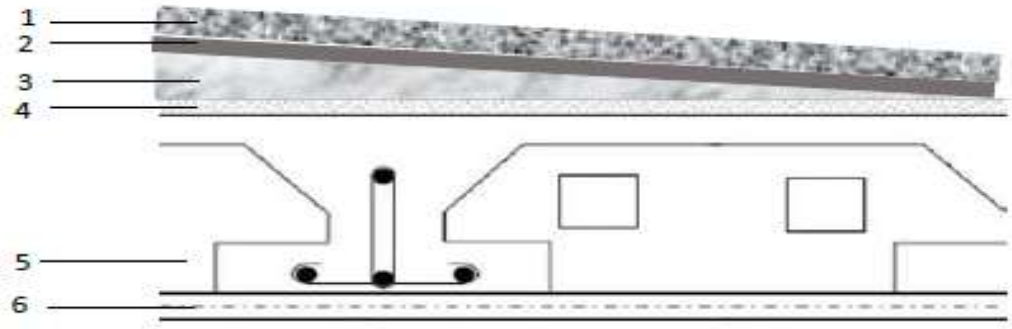


Figure3.8 Elément constituants le plancher terrasse inaccessible

Tableau 3.5 Charge du plancher terrasse inaccessible

	ρ (kg/m3)	E_P (cm)	G (kg/m²)
1. Protection Gravillon	1700	5	85
2. Etanchéité multicouche	600	2	12
3. Forme de pente	2200	10	220
4. Isolation Thermique	400	4	16
5. Dalle en corps creux		16+5	310
6. Enduit en plâtre	1000	2	20
		G	663
		Q	100

III-2-1-3) Plancher Étage Courant et RDC (usage de commerce) :

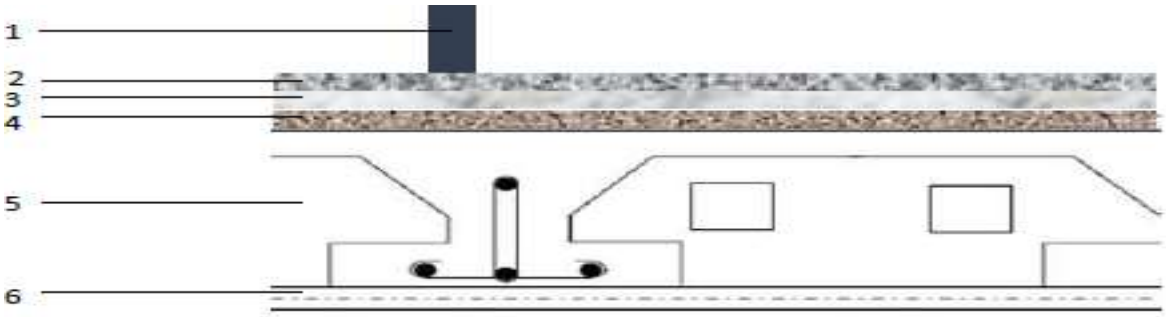


Figure3.9 Elément constituants le plancher étage courant et RDC

Tableau3.6 Charge du plancher étage courant

	ρ (kg/m3)	E_P (cm)	G (kg/m²)
1. Cloison en brique creuses	1000	10	100
2. Revêtement en carrelage	2200	2	44
3. Mortier de pose	2000	2	40
4. Lit de sable	1800	0.02	36
5. corps creux	—	16+5	310
6. Enduit en plâtre	1000	2	20
		G	550
		Q	150

Tableau 3.7 Charge du plancher RDC

	ρ (kg/m3)	E_P (cm)	G (kg/m²)
1. Cloison en brique creuses	1000	10	100
2. Revêtement en carrelage	2200	2	44
3. Mortier de pose	2000	2	40
4. Lit de sable	1800	0.02	36
5. corps creux	—	16+5	310
6. Enduit en plâtre	1000	2	20
		G	550
		Q	400

III-2-1-4) Plancher sous-sols (parking) :

Tableau 3.8 Charge du plancher Sous-sols

	ρ (kg/m3)	E_P (cm)	G (kg/m²)
1. Dalle pleine	2500	20	500
2. Enduit en plâtre	1000	2	20
		G	520
		Q(Parking)	250

III-2-2) Balcon :

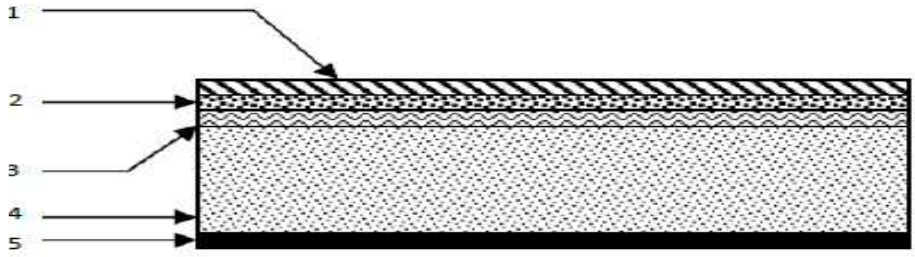


Figure 3.10 Eléments constituants le balcon

Tableau 3.9 Charge des balcons

	ρ (kg/m3)	E_P (cm)	G (kg/m²)
Carrelage	2200	2	44
Mortier de pose	2000	2	40
Couche de sable	1800	2	36
Dalle pleine (BA)	2500	15	375
Enduit sous palier	1800	2	40
		G	535
		Q	350

III-2-3) Murs :

- Coefficient Selon le pourcentage d'ouvertures :

Murs avec porte : 0.9 x G

Murs avec fenêtre : 0.8 x G

Murs avec portes et fenêtres : 0.7 x G

III-2-3-1) Murs extérieurs :

Tableau 3.10 Charge des murs extérieurs

	ρ (kg/m3)	E_P (cm)	G (kg/m²)
1. Enduit extérieur (ciment)	1800	2	36
2. Brique Creuse 15 cm	900	15	130
2. Brique Creuse 10 cm	900	10	90
5. Enduit intérieur (plâtre)	1200	2	24
		G	180

III-2-3-1) Murs Intérieurs :

Tableau3.11 Charge des murs intérieurs

	ρ (kg/m3)	E_P (cm)	G (kg/m²)
1. Enduit extérieur (ciment)	1800	2	36
2. Brique Creuse 15 cm	900	10	90
5. Enduit intérieur (plâtre)	1200	2	24
		G	124

III-2-4) L'acrotère

S =surface de l'acrotère = $\frac{0.05x\ 0.1}{2}$ + (0.05 x 0.1) + (0.1 x 0.6) = 0.0675 m²

G = 0,0675 x 2500 = 168,75 Kg/ml = 1,6875 kN/m

La charge horizontale :

F_p = 4 x A xC_p x W_p A= 0,1 coefficient d'accélération de la zone.

W_p = 168,75 Kg/ml poids de l'acrotère.

C_p = 0,8 KN facteur de la force horizontale.

F_p = 4 x 0,1 x 0,8 x 168,75 = 54 Kg/ml

Q = 54 Kg/ml.

III-2-5) Escalier :

III-2-5-1) Palier :

$\frac{l}{20} \leq e_p \leq \frac{l}{15}$

I = g (n/2 – 1) ; g = 30 cm

l = 0.3 (n/2 – 1)

On prend e = 10cm (comme min)

Tableau 3.12 Charge du paillasse

	ρ (kg/m3)	E_P (cm)	G (kg/m²)
Carrelage	2200	2	44
Mortier de pose	2000	2	40
Couche de sable	1800	2	36
Poids propre du palier (BA)	2500	10	250
Enduit sous palier	1800	2	36
		G	406
		Q	250

III-2-5-2) Volée [paillasse] :

Tableau 3.13 Charge du paillasse

	ρ (kg/m3)	E_p (cm)	G (kg/m²)
Carrelage horizontal	2200	2	44
Mortier horizontal	2000	2	40
Lit de sable	1800	2	36
Carrelage contre marche	2200 x (0.17/0.3)	10	24.94
Mortier Vertical	2000 x (0.17/0.3)	2	22.67
Marche BA	2500 x (0.17/2)	—	212.50
Poids propre du Paillasse (BA)	2500	e_p / cos α	Gpp paillasse
Enduit sous volée	1800 / cos α	—	20.77
		G	400,88 + Gpp paillasse
		Q	250

III-3) ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES :

III-3- 1) ETUDE DU PLANCHER :

III-3-1. 1) Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les Charges verticales.

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

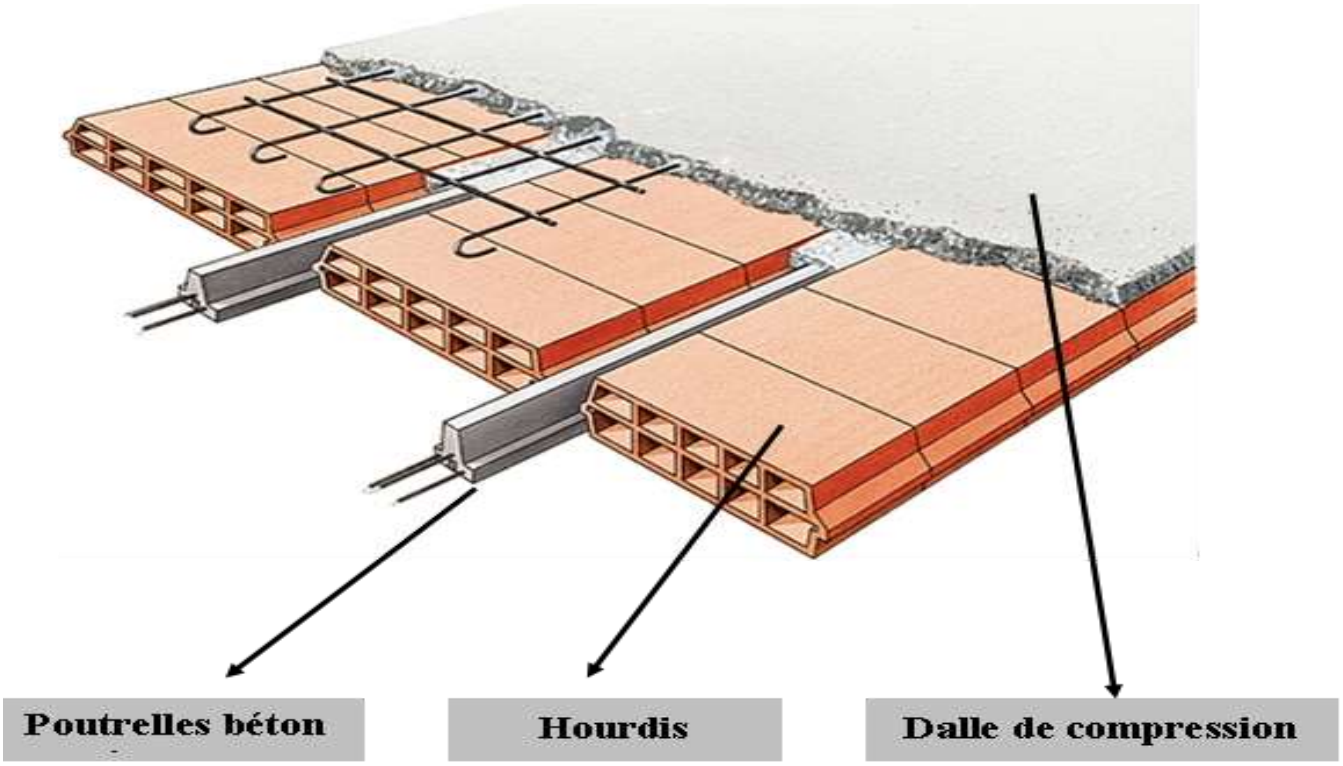
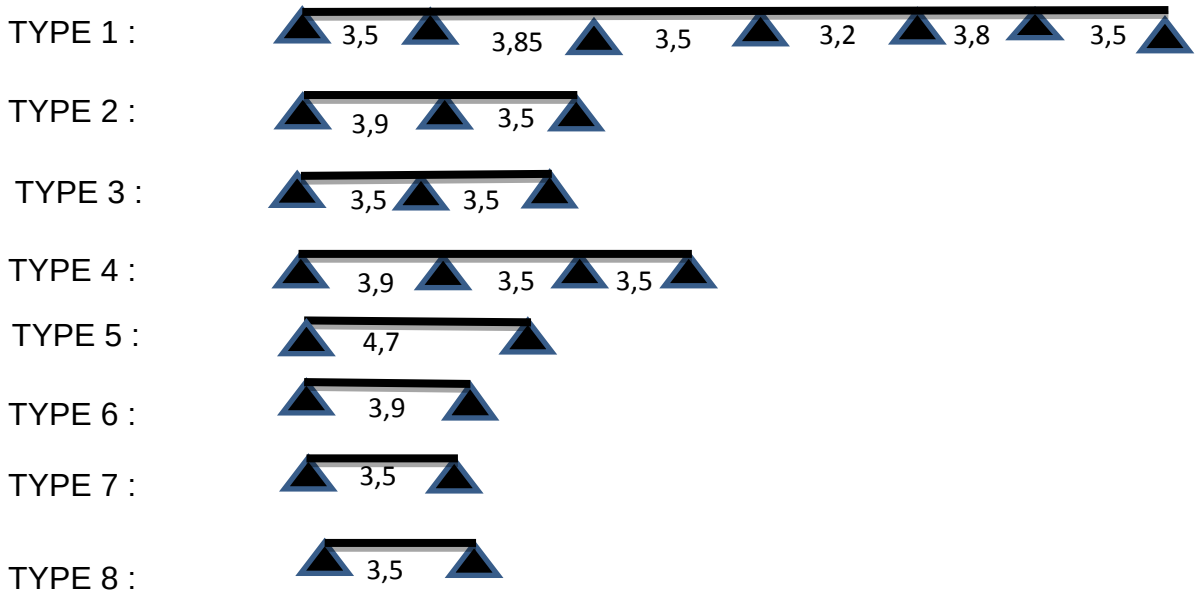


Figure 3.11 Eléments constituants un plancher corps creux

III-3-1-2) Etude des poutrelles :

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales.
Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants. Il existe plusieurs méthodes pour une étude des poutrelles. Nous allons utiliser le logiciel SAP2000 pour les moments et l'effort tranchant.

III-3-1-3) Les types de poutrelles :



III-3-1-4) Les charges des poutrelles :

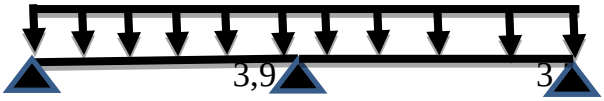
Tableau 3.14 Charges supporté par les poutrelles

Niveaux	G [kN/m²]	Q [kN/m²]	ELU [kN/ml] (1.35 G + 1.5 Q) x b	ELS [kN/ml] (G + Q) x b
RDC / Haut sous-sol 01	5 ,4	4,0	8,055	5,7
Etage Courant	5 ,5	1,5	5,805	4,2
Plancher Terr. Accessible	6 ,82	1,5	6,874	4,992
Plancher Terr. Inaccessible	6 ,63	1,0	6,63	4,578

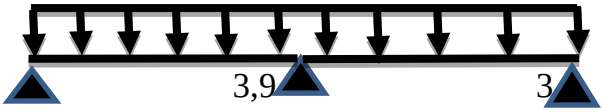
III-3-1-5) Détermination des efforts internes :

Type 2 du haut sous-sol 1

ELU $q_u = 8,055$ KN/ml



ELS $q_s = 5,7$ KN/ml



Tableaux 3.15 : Les résultats obtenus par le logiciel SAP2000

Plancher	Type	ELU			ELS		
		MT [kN.m]	Ma [kN.m]	T [kN]	MT [kN.m]	Ma [kN.m]	T [kN]
RDC // Plancher au Sous-sol 1	1	5.3	10.47	15.96	4.36	7.76	11.82
	2	8.65	12.81	18.72	6.4	9.48	13.86
	3	6.27	11.29	16.20	4.65	8.36	11.99
	4	9.92	10.27	18.07	7.34	7.6	13.39
	5	21.86	0.00	18.61	16.19	0.00	13.78
	6	15.05	0.00	15.44	11.15	0.00	11.42
	7	11.12	0.00	12.97	8.24	0.00	9.61
Etage Courant	1	4.63	9.25	14.42	3.43	6.85	10.68
	2	5.07	10.14	15.59	3.76	7.5	11.55
	3	4.24	9.03	15.47	3.09	6.58	11.28
	4	7.07	10.14	15.59	3.75	7.51	11.55
	5	19.08	0.00	15.79	13.36	0.00	10.92
Terrasse Accessible	1	5.29	10.57	16.47	3.92	7.83	12.20
	2	5.71	11.71	17.72	4.16	8.67	13.13
	3	4.1	8.73	14.99	3.04	6.47	11.09
	4	8.39	8.74	15.33	4.25	8.51	13.09
	5	16.09	0.00	13.69	11.92	0.00	10.14
Terrasse Inaccessible	1	12.61	0	14.71	9.34	0	10.9

A partir de SAP 2000 on a trouvé le même résultat pour les deux codes, cette résultat concerne les paramètres suivant MT, Ma et T pour les deux combinaisons (ELU et ELS)

III-3-1-6) Détermination des armatures :

La détermination des armatures se fait en prenant les moments fléchissant et les efforts tranchants maximum pour le calcul du type le plus défavorable ; Comme exemple de calcul on prend le type 2 du plancher RDC.

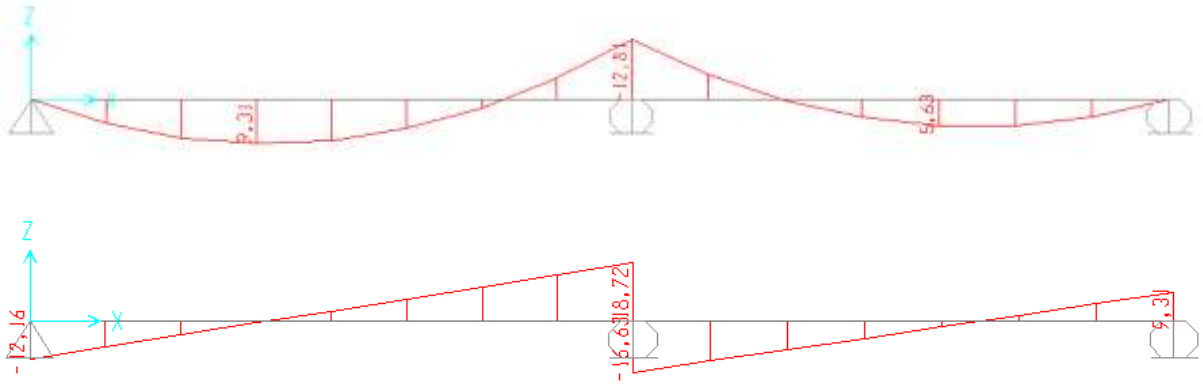


Figure 3.12 Sollicitations obtenues par SAP2000 à ELU

III-3-1-7) Ferraillage des poutrelles : (flexion simple)

ELU

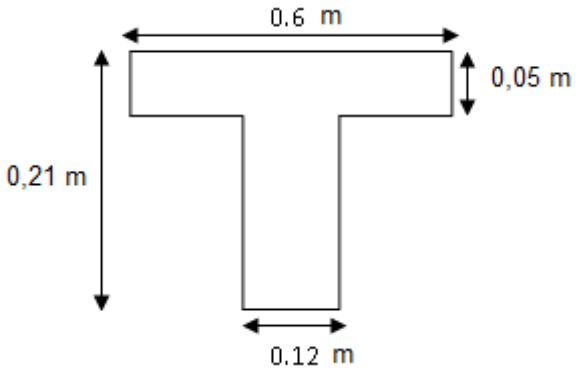


Figure 3.13 : dimension de poutrelle

En travée :

$M_{tmax} = M_u =$ 8.65 kN.m

M_t=b. h_0. f_{bc} (d -h_0/2)

Avec: b_0 =0,12 m, h_0=0,05m, h=0,21m ; $f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$= 14.17 MPa ; d=0,9 h= 0,189m,

M_t= b. h_0 . f_{bc} (d-h_0 /2)= 0, 12× 0, 05×14, 17× (0,189-$^{0,05}/_{2}$) = 0,01394 MN.m

$M_{max} < M_t$

L'axe neutre se trouve dans la table donc le calcul du ferraillage se fait comme une section rectangulaire (b x h)

$u_U = \frac{M_{max}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{0.00865}{0,12.0,189^2.14,17} = 0.14 < 0.392$

$u_R = 0.8\ \alpha_R\ (1 - 0.4\alpha_R) = 0.392$

$u_U < u_R$

Section a simple armature (Asc=0).

$\alpha = 1.25\ (1-\sqrt{1-2u_U}) = 0.1875$

$Z = d\ (1-0.4\alpha) = 0.1748$

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1,15} = 347,8261$ Mpa

$Ast = \frac{0,00865}{0,1735.348} = 1.42 cm^2$

On prend ***A***st = 2T12 = 2.26 cm²

Condition de non fragilité

Ast ≥ Max($\frac{b.h}{1000}$; $\frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$)

Ast ≥ Max (1.26 ; 1.52)

Ast ≥ 1.52 cm² :2.26≥1.52 cm² C.V

En appuis

M_u =0,01364 kN.m

$M_{ar\,max}$=b. h_0 . f_{bc} (d-h_0 /2)

$M_{ar\,max}$=moment de référence en appuis.

On a : b= 0,6 m, h 0= 0,05m, h= 0,21m. , D = 0, 9.h = 0,189 m.

f_{bc} =14.17 MPA

M_{ar} = = 0,6. 0,05 .14, 17 (0,189-0,025) = 0.0697 MN.m

$M_{ar} > M_u$ (L'axe neutre sera dans la table)

$u_U = \frac{M_{max}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{12.81}{0,6.0,189^2.14,17} = 0.0422 < 0.392$

$u_U < u_R$: Section a simple armature (Asc=0).

Ast ≥$\frac{M_u}{z\sigma_{st}}$

Avec $\alpha = 1.25\ (1-\sqrt{1-2u_U}) = 0.054$

Z = d (1-0.4α) = 0.185

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1,15}$=347,8261 Mpa

Ast =2.12 cm²

On prend :

Ast=2T12=2.26cm

III-3) Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons pré dimensionné les éléments porteurs et secondaires pour déterminer les charges de chaque niveaux, afin de modélise la structure sur SAP 2000 et extraire les efforts internes de chaque type de poutrelle.

Apres utilisation des deux codes RPA et EC on remarque que les résultats sont presque les même dans le domaine statique et ceci s'explique par le fait que :

- Dans cette étude on a la même structure
- les mêmes résultats de dimensionnements
- les mêmes charges
- les mêmes combinaisons des états limite (ELU et ELS).

Après avoir effectué une analyse statique de la structure nous allons faire une analyse dynamique dans le chapitre suivant.

Chapitre IV :

ÉTUDE DYNAMIQUE

IV-1) INTRODUCTION :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles .La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ROBOT… » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée. Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel SAP2000.

IV-2).Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV-3) MODELISATION DE LA STRUCTURE :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

IV-4) Etapes de modélisation :

Les poutres sont les éléments entre deux nœuds de même niveau « i ». Les poteaux sont les éléments entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 ». Ils tous les deux modélisés par des éléments «Frame »

Les voiles sont représentés par des éléments coques à quatre nœuds « Shell ». Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme. Ils sont supposés indéformables dans leurs plans. La masse de chaque niveau est répartie sur les nœuds du niveau considéré. Pour tous les éléments non modélisés, leurs masses sont calculées et réparties sur les nœuds

IV-5) CHOIX DU TYPE DE CONTREVENTEMENT :

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité.

Choix de la position des voiles doit satisfaire un certain nombre de condition :

- Les conditions d'architectures.
- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

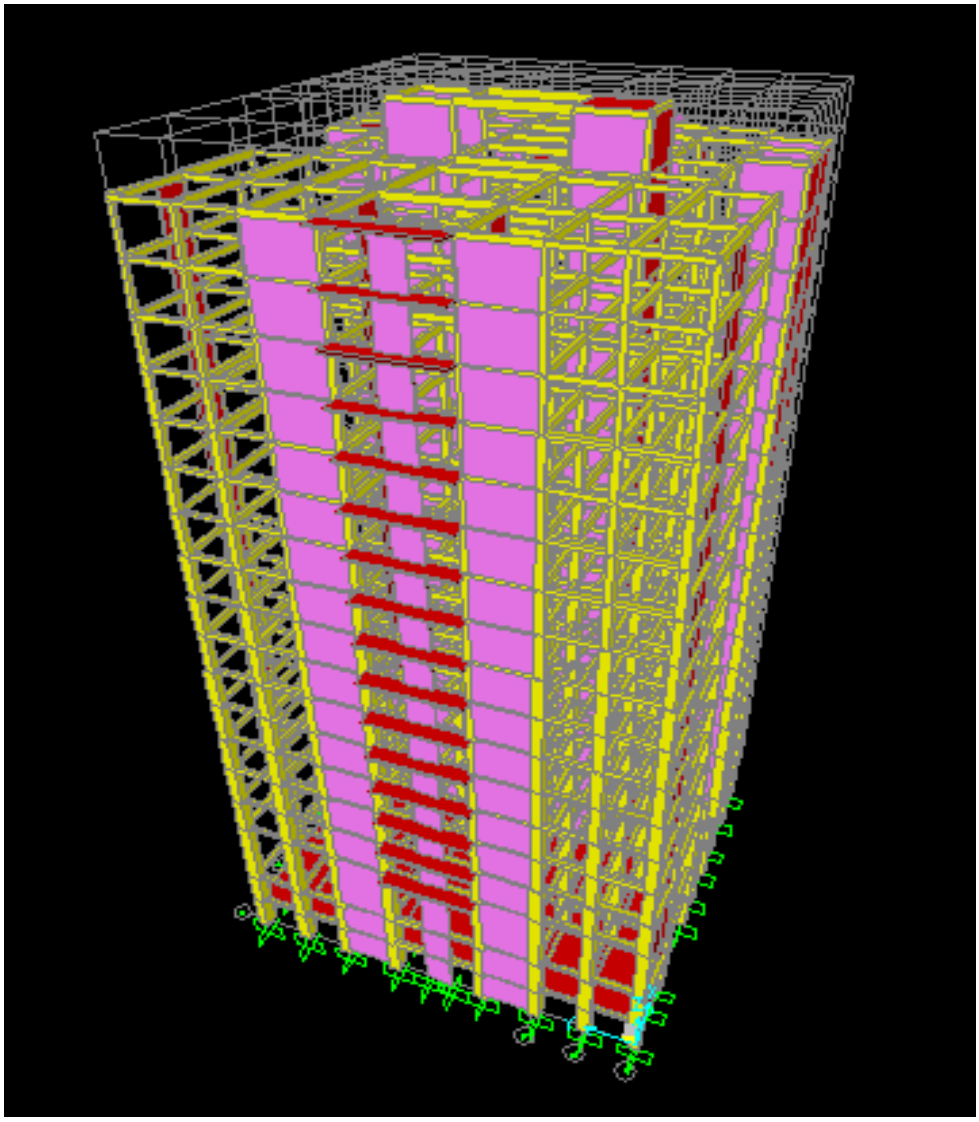


Figure 4.1 Modélisation de la structure

Tableau 4.1Périodes et facteurs de participation massique

MODES	Période [sec]	facteur de participation massique			Sum Ux	Sum Uy	Sum Uz
		Ux	Uy	Uz			
MODE1	1.414099	0.00226	0.61669	2.721^{E}-7	0.00226	0.61669	2.721^{E}-7
MODE2	1.395589	0.61862	0.00229	7.566^{E}-8	0.62082	0.61898	3.477^{E}-7
MODE3	0.964104	0.00311	0.3711^{E}-4	1.186^{E}-8	0.62399	0.61902	3.596^{E}-7
MODE4	0.376143	0.09225	0.07894	0.1132^{E}-5	0.71624	0.69796	0.1492^{E}-5
MODE5	0.371547	0.09148	0.08529	7.556^{E}-7	0.80774	0.78325	0.2247^{E}-5
MODE6	0.253610	0.00129	0.0034	8.426^{E}-8	0.809	0.78666	0.2332^{E}-5
MODE7	0.177278	0.06039	0.00384	0.3995^{E}-4	0.86939	0.79049	0.4228^{E}-4
MODE8	0.169853	0.00421	0.06463	0.1499^{E}-4	0.87361	0.85613	0.5728^{E}-4
MODE9	0.148216	0.2013^{E-5}	0.3326^{E}-5	0.24675	0.87361	0.85613	0.24681
MODE10	0.147062	1.453^{E-7}	1.073^{E}-7	0.02877	0.87361	0.85613	0.27558
MODE11	0.140232	0.3375^{E}-5	0.1046^{E}-5	0.00215	0.87361	0.85613	0.27773
MODE12	0.137681	0.8643^{E}-4	0.1523^{E}-5	0.01144	0.8737	0.85613	0.28917

IV-6) LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA99/V2003 :

IV-6-1) METHODES DE CALCULS :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes (tableaux.1.8)

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV-6-2) Détermination des coefficients (Méthode statique équivalente) :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule proposée par le RPA99V2003 :

$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$ $\beta = 0.2$ (bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés)

Avec :
A : Coefficient d'accélération de zone. (tableaux.1.6)
D : Facteur d'amplification dynamique moyen. (I.1.6)
Q : Facteur de qualité. (I -1-14)
R : Coefficient de comportement. (tableaux.1.7)
β : coefficient de pondération, (tableaux.1.9)

I. Coefficient d'accélération de zone « A »

Zone 1
Groupe d'usage « 1B »
A = 0.12

II. Coefficient de comportement « R »

Selon le RPA le coefficient de comportement de notre structure sera R = 5 (système de Contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé)
R = 5

III. Facteur d'amplification dynamique moyen « D »

$$D=\begin{cases} 2{,}5\eta & \mathbf{0 \le T \le T_2} \\ 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \mathbf{T_2 \le T \le 3.0s} \\ 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \mathbf{T \ge 3.0s} \end{cases}$$

η: Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de **5%)**

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

Portique béton armé dense $\varepsilon = 7\ \%$

$$\eta=\sqrt{7/(2+\varepsilon)} \quad \geq 0.8819$$

Site 3 (meuble) : $T_2 = 0.5s$

- Estimation de la période fondamentale de la structure

T : période fondamentale de la structure donnée par :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \quad , T = 0.09\, h_N/\sqrt{D}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

C_T: Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction considérée.

- Sens- X :

h_N = 57.03m

D = 31.85m

C_T = 0.05 (tableau I.3)

T = min ($C_T h_N^{\frac{3}{4}}$; 0.09$h_N/\sqrt{D}$) ; T = min (1.04 ; 0.909) = 0.91s

On a T2 (Site 3) = 0.5s

T2 ≤ T ≤ 3.0s

On a η = 0.8819

D = 2.5 η $(\frac{T2}{T})^{2/3}$donc : D_x = 1.48

- Sens-Y

h_N = 57.03m

D = 28.35m

C_T = 0.05

T = min ($C_T h_N^{\frac{3}{4}}$; 0.09$h_N/\sqrt{D}$) ; T = min (1.04 ; 0.964) = 0.96s

On a T2 (Site 3) = 0.5s

T2 ≤ T ≤ 3.0s

On a η = 0.8819

D = 2.5 η $(\frac{T2}{T})^{2/3}$donc : D_y = 1.43

IV. Facteur de qualité « Q »

- Condition minimales sur les files de contreventement

D'après RPA chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5

Sens longitudinal : 8 travées

5.2/6.3 = 0.82 < 1,5

6.3/2.5 = 2.52 > 1,5 ⟶ Critère non observé Pq = 0,05

Sens transversal : 7 travées

3.5/3.9 =0.9

6.55/3.9 = 1.68 ⟶ Critère non observé Pq = 0,05

- Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins 4 files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur max et min d'espacement ne dépassant pas 1.5

- Sens longitudinal : 9 files

L_{MAX}/L_{MIN} = 6.3/2.5 = 2.52 > 1.5 ⟶ Critère non observé Pq = 0.05

- Sens transversal : 8 files

L_{MAX}/L_{MIN} = 6.55/3.5 = 1.87 > 1.5 ⟶ Critère non observé Pq = 0.05

- La régularité en plan :

(si un des critères n'est pas vérifié le plan est considéré irrégulier)

Critère (1) : Symétrie par rapport à deux directions orthogonales au niveau de chaque plancher n'est pas vérifié pour aucun des niveaux.

Le critère 1 n'est donc pas vérifié pour le bâtiment. Le bâtiment n'est pas régulier en plan.

- Régularité en élévation

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux reste diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.
- La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension. Donc : La structure est classée régulière en élévation

$\mathbf{Q=1+\sum_1^5 P_q}$ $\mathbf{P_q}$: valeur de pénalité.

Tableau 4.2 Valeurs de pénalités Pq

0.00 si observée ; 0.05 si non observé	Q / X et Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,5
2. Redondance en plan	0,5
3. Régularité en plan	0,5
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0

On a supposé que la qualité d'exécution des travaux et les matériaux utilisés sont contrôlés

$Q_X = Q_Y$ = 1+0.05+0.05+0.05= 1.15

Poids total de la structure :

Le calcul des poids des différents niveaux est donné par le logiciel SAP2000

Tableau 4.3 : Poids des défirent niveaux

NIVEAU	POIDS [t]	NIVEAU	POIDS [t]	NIVEAU	POIDS [t]
Sous-sol 2	1611.274	Etage 4	1129.328	Etage 10	1001.348
Sous-sol 1	1494.122	Etage 5	1112.951	Etage 11	979.512
RDC	1507.899	Etage 6	1096.575	Etage 12	960.1033
Etage 1	1183.310	Etage 7	1081.411	Etage 13	943.120
Etage 2	1164.507	Etage 8	1048.079	Etage 14	935.235
Etage 3	1146.918	Etage 9	1021.391	Etage 15	919.857
				Buanderie	89.99

Le poids total de la structure :

W = Σ Wi = 20426,9303 t

IV-6-3) Détermination de l'effort tranchant :

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

$$Vx = \frac{0,12x1,48x1,15}{5}20426,9303 = 834,399\ t = 8185,454\ kN$$

$$Vy = \frac{0,12x1,43x1,15}{5}20426,9303 = 806,21\ t = 7908,919\ kN$$

IV-6-4) Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$\begin{cases} ELU = 1.35*G + 1.5Q \\ ELS = G + Q \\ G + Q \mp 1.2*E \\ G + Q \mp E \\ 0.8*G \mp E \end{cases} \quad \textbf{(I-1-13)}$$

IV-6-5) Spectre de réponse :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul [RPA99V2003, 4.3.3] suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0S \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T \ge 3.0S \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone

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

$$\eta = 7/2 + \varepsilon \qquad [\ \textbf{I-1-4}]$$

ε : pourcentage d'amortissement critique [Tableau 1.2**]**

R : Coefficient de comportement

T_1, T_2**:** Période caractéristique associes a la catégorie de site [Tableau 1.4**]**

Q : Facteur de qualité

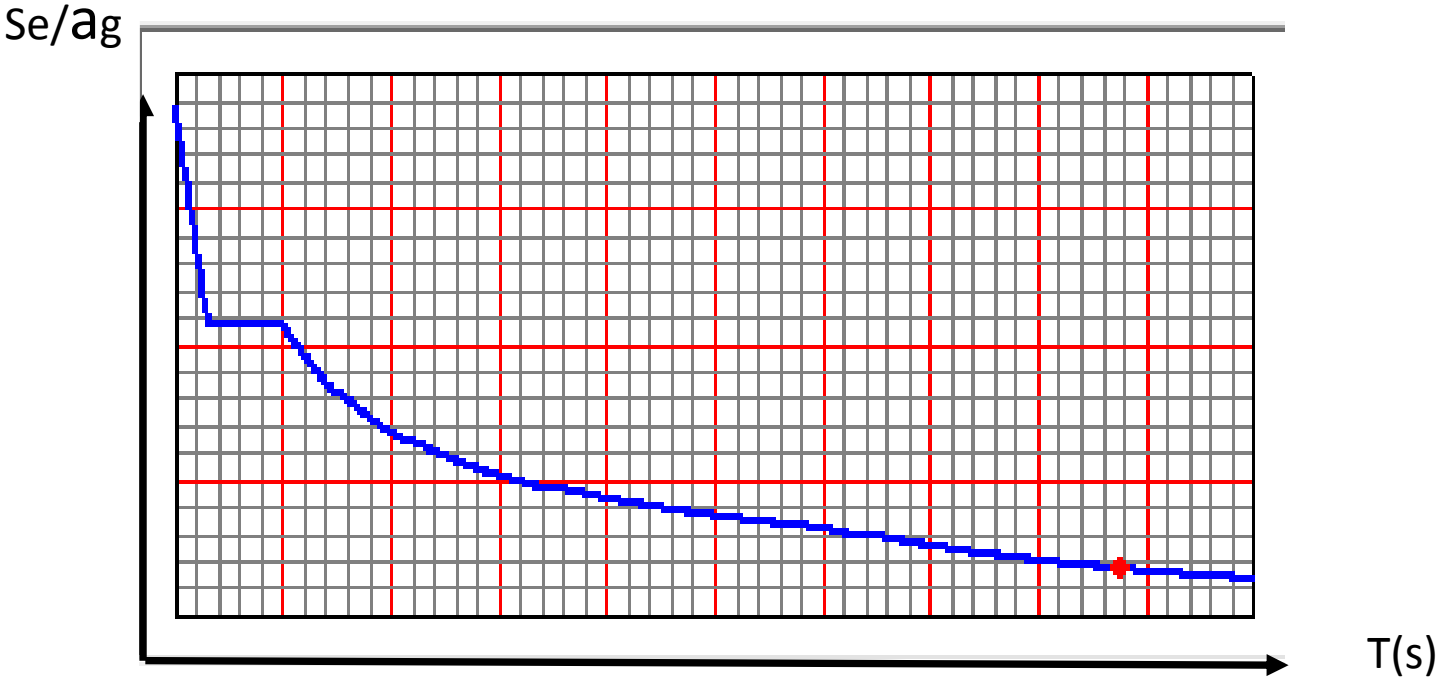


Figure 4.2 La courbe de spectre de réponse(RPA)

IV-6-6) Résultante des forces sismiques de calcul :

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, p54), la résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si Vt < 0,80 Vs, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0,8 Vs/Vt.

Tableau 4.4 Réactions à la base obtenue par SAP2000

	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
▶	EX	LinRespSpec	Max	6141,922	2281,336	37,31	27482,6079	224922,48	93727,8356
	EY	LinRespSpec	Max	2281,335	6003,258	26,675	221717,5815	27413,232	100409,1455

Vx dyn = $\sqrt{Vx^2 + Vy^2}$; Vy dyn =$\sqrt{Vx^2 + Vy^2}$

Tableau 4.5 Comparaison entre l'effort statique et dynamique

L'effort tranchant à la basse	V statique [kN]		V dynamique [kN]	
	Vx	Vy	Vx	Vy
	8185,454	7908,919	6551,923	6422,112

Selon X :

V dynamique > 80% V statique = 0.8 x 8185,454= 6548,363 kN Condition vérifiée

Selon Y :

V dynamique > 80% V statique = 0.8 x 7908,919= 6327,135 kN Condition vérifiée

IV-7) LES REGLES PARASISMIQUES EUROPEENE EUROCODE :

IV-7-1) METHODES DE CALCULS :

En fonction des caractéristiques de la structure du bâtiment, on a deux types d'analyse le plus utilisable ci-dessous peut être utilisé l'un de deux [**I-** 2-9**]** :

- Θ «l'analyse modale simplifiée utilisant le spectre de réponse» pour les bâtiments respectant les conditions précisées
- Θ «l'analyse multimodale utilisant le spectre de réponse» qui est applicable à tous les types de bâtiments.

IV-7-2) Effort tranchant à la base de la structure :

L'effort tranchant sismique F_b appliquée à la base, dans chaque direction principale, est déterminé comme suit :

$$F_b = \lambda \ S_d(T_1).W$$

F_b : Effort tranchant sismique à la base.

S_d (T1) : ordonnée du spectre de calcul pour la périodeT1.

W *:* poids total du bâtiment.

*T*1 : période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction considérée.

λ *:* coefficient correctif.

IV-7-3) Détermination des coefficients :

Coefficients de comportement :

Le coefficient de comportement (q) dépend de la classification des systèmes de contreventement et de ductilité est déduit de la formule ci-après [**I-** 2-8**]** :

$$q=q_0 \ k_w K_R K_D K_\eta \geq 1.5$$

Avec :

q_0: Valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de structure.

K_D: Coefficient dépendant de la classe de ductilité.

K_R : Coefficient dépendant de la régularité en élévation de la structure.

k_w : Coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes à murs.

K_η : Coefficient reflétant la densité de cloisonnement et autres éléments secondaires participant à la dissipation d'énergie.

Avec :

q_0 =5.0 (Système à portiques)

K_D=1 (pour haut Ductilité)

K_R =0.8 (car la structure irrégulière)

Si un des critères n'est pas vérifié la structure est considéré irrégulière

- **La régularité en plan [2]**

-La structure du bâtiment est approximativement symétrique en plan par rapport à deux directions orthogonales, en ce qui concerne la raideur latérale et la distribution de la masse

Le critère 1 n'est pas vérifié. Le bâtiment n'est pas régulier en plan

- **Régularité en élévation [2]**

-Le système de contreventement comporte d'éléments porteurs verticaux continus depuis les fondations jusqu'au sommet du bâtiment.

Le critère 1 n'est pas vérifié. Le bâtiment n'est pas régulier en élévation

k_w =0.9

Pour les systèmes a murs on a :

$0.5 \leq 1/(3-a_0) \leq 1$; $a_0 = {}^{H_{wi}}/_{l_{wi}} = {}^{60.15}/_{31,85} = 1.89$

$0.5 \leq 0.899 \leq 1$

K_η=1 car on a bâtiment courant comportant une densité normal de cloisons

Donc

$q = 5.0,8.0.9.1.1 \geq 1.5$

q =3.6 ≥ 1.5

- **Accélération du sol a_g**

Le mouvement sismique est caractérisé par une accélération du sol pris comme référence et notée a_{gr} .

Le mouvement sismique est représenté par un spectre de réponse lié à l'accélération du sol et d'autres paramètres, qui dépend de la zone de sismicité, de la catégorie du bâtiment et de la classe de sol

Figure 4.3 : l'accélération du sol et son paramètre

la zone de sismicité	Niveau d'aléa	a_g(m/s^2)
Zone 0	sismicité Très faible	0,4
Zone IA	sismicité Faible	0,7
Zone IB	sismicité Modéré	1,1
Zone II	sismicité Moyen	1,6
Zone III	sismicité Fort	3

Catégorie d'importance	Coefficient d'importance γI
1	0 ,8
2	1
3	1,2
4	1,4

Classe de sole	S (zone1 à 4)	S (zone5)
A	1	1
B	1,35	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1 ,4

On a ;

a_g.s= γI.a_{gr}.s

Avec

a_g =sismicité modéré (Zone IA) ⟶ a_g=0,11

γI = dépond de catégorie du bâtiment (3) ⟶ γI=1.**2**

S : dépond de La classe de sol et la zone ⟶ s=1.35

a_{gr}=0.11/1.2

a_{gr}=0,09

Estimation de la période fondamentale de la structure :

Périodes du bâtiment données par le SAP 2000 : T=1,41 s

Par comparaison T estimé par la relation de l'Eurocode 8.

Estimation de la période du bâtiment par une formule approchée :

Coefficient C_t:

T=$C_t H^{2/3}$

Avec :

C_t:Coefficient (pour les structures avec des mures de contreventement)

H : hauteur du bâtiment, en mètres.

C_t=0.05 [2]

H= 57,03

T=$C_t H^{3/4}$

T=$0.05.57{,}03^{3/4}$

T=1,04 s

IV-7-4) Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

a) Edx «+» 0,30. Edy
b) 0,30. Edx «+» Edy (I-2-10)

IV-7-5) Spectre de réponse :

$0 \leq T \leq T\text{B}$: $Se(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1+\frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot \beta_0 - 1)\right]$

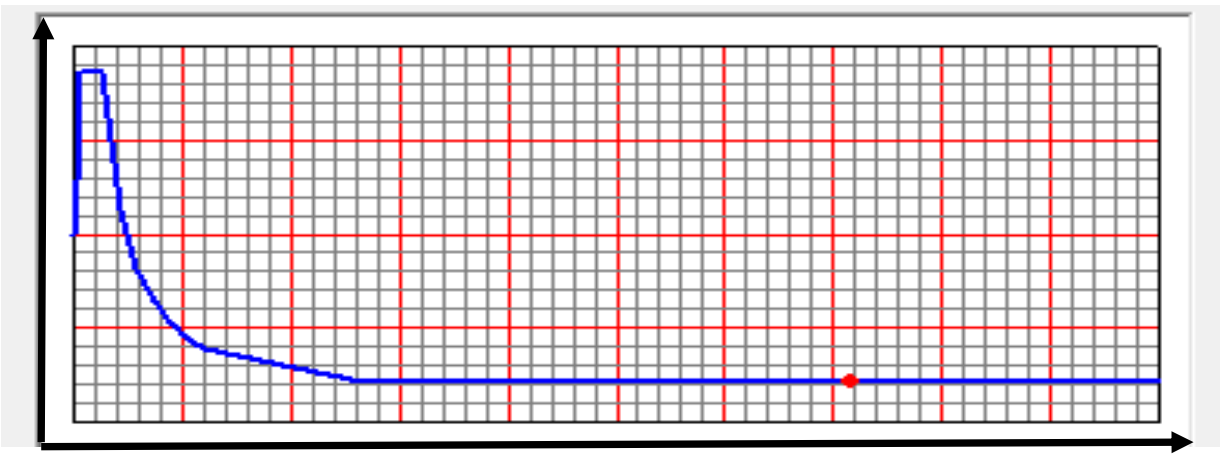
$T\text{B} \leq T \leq T\text{C}$: $Se(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0$

$T\text{C} \leq T \leq T\text{D}$: $Se(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right]^{K_1}$

$T\text{D} \leq T$: $Se(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right]^{K_2} \cdot \left[\frac{T_C}{T_D}\right]^{K_1}$

Avec :
$Se(T)$: ordonnée du spectre de réponse élastique,
T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté,
a_g : Accélération de calcul au niveau du sol pour la période de retour de référence,
β : Facteur d'amplification de l'accélération spectrale pour un amortissement visqueux de 5 %,
$T\text{B}$, $T\text{C}$: limites du palier de l'accélération spectrale.
$T\text{D}$: valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant,
$k1$, $k2$: exposants qui exercent une influence sur la forme du spectre pour une période de vibration supérieure
Tous les paramètres pour l'analyse sismique sont maintenant connus. Le spectre de calcul de la composante horizontale de l'action sismique peut être calculé. Il est représenté sur la figure ci-dessous :

Se/a
g



T(s)

Figure 4.4; Spectre de réponse élastique sole de type B

IV-7-6) Résultante des forces sismiques de calcul :

$$F_b = \lambda \ S_d(T_1).W$$

Avec :

Le poids total de la structure :

W = ΣWi = 20426,9303 t

λ = 0.85 car (plus de 2 étages)

$T_C \leq T \leq T_D$ Donc : $S_D(T) = a_g .S . \frac{2.5}{q}\left[\frac{T_C}{T}\right] = 0.11.1.35. \frac{2.5}{3.6}\left[\frac{0.25}{1.41}\right] = 0,02$

Avec :

Tableau 4.6 : valeur des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique [7].

Classe de sole	S (zone1 à 4)	T_B(s)	T_c(s)	T_D(s)
A	1	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,6	0,10	0,30	1,2
E	1,8	0,05	0,25	1,2

Classe de sole B Donc : T_C=0.25 ; $T_{D=}$ 1,2s ; T_B = 0.05s

F_b = 0,85.0, 03. 21,754 10^6

F_b =363.818t=3569,05458 kN

Tableau 4.7 Réactions à la base obtenue par SAP2000

	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
▶	Eedx	LinRespSpec	Max	3358,358	1751,339	39,819	17888,5031	105369,6547	54169,5856
	Eedy	LinRespSpec	Max	1751,338	3296,506	28,395	104981,525	17524,8084	58944,6819

IV-8) conclusion :

Dans cette étude, on a effectué une analyse comparative des résultats obtenus pour chaque paramètre considéré, zonage classification des ouvrage, coefficient de comportement, l'effort tranchant à la base, les, la ductilité... ect pour une structure (poteaux poutres).

L'effort tranchant à la base obtenu par le règle RPA99v03 est égal à deux fois l'effort tranchant de l'eurocode. Ceci s'explique par la différence entre les combinaisons d'action sismique et le spectre de réponse élastique.

Conclusions générale

Le séisme est un évènement naturel qui provoque plusieurs dégâts humains et matériels, c'est pour cela que l'on trouve dans le monde plusieurs règlements concernant le calcul parasismique.
L'Algérie utilise un code parasismique qui s'appelle RPA99v03 par contre en Europe on trouve l'eurocode8.
L'objective de notre travail est de faire une étude comparative entre les deux règlements RPA99v03 et eurocode 8.
L'intérêt principal de ce travail est de mettre en pratique nos connaissances concernant RPA99v03 et BEAL de plus on a amélioré ce connaissance après l'utilisation de code européen. .

Ce projet a permis d'effectuer une analyse sismique pour notre bâtiment en béton armé situé en zone de sismicité faible (à Tlemcen). A partir de logiciel SAP2000 on a modéliser notre bâtiment en 3D pour simuler le comportement de la structure, suite aux différentes sollicitations statiques et dynamiques.

D'un point de vue personnel, ce projet nous a permis de mettre en application les outils que nous avons appris tout au long de notre formation. En effet, nous avons pu être confronter aux problématiques que peut rencontrer un ingénieur et les échanges que nous avons pu avoir avec l'équipe structure du bâtiment ont été très enrichissants et nous motivent pour continuer dans cette voie.

Bibliographie

REGLEMENT

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règlement européens L'Eurocode.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.

.

LOGICIEL

•Logiciel de SAP 2000.

•EXCEL 2003.

•WORD 2007.

Références bibliographiques :

[1] RPA-99/v2003. Règles parasismiques Algériennes 1999 - Version 2003. DTR-BC 248 - CGS, Alger, 2003.

[2] Eurocode 8 : Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes et document d'application national, Décembre 2000, frence.

[3] ZEBIRI, K. et SALHI Y. ÉTUDE STRUCTURELLE D'UN BÂTIMENT EN BÉTON ARMÉ « 2 Sous-sols R+15 ÉTAGES » AUSAGE MULTIPLE. Tlemcen, MASTER, soutenue en mai 2016, Université Abou Bekr Belkaid ,168p.

[4] SANA'A A., Etude de structure d'une Gare Routière, UNIVERSITE LIBANAISE, MASTER, soutenue en 2012, LIBAN, 183p.

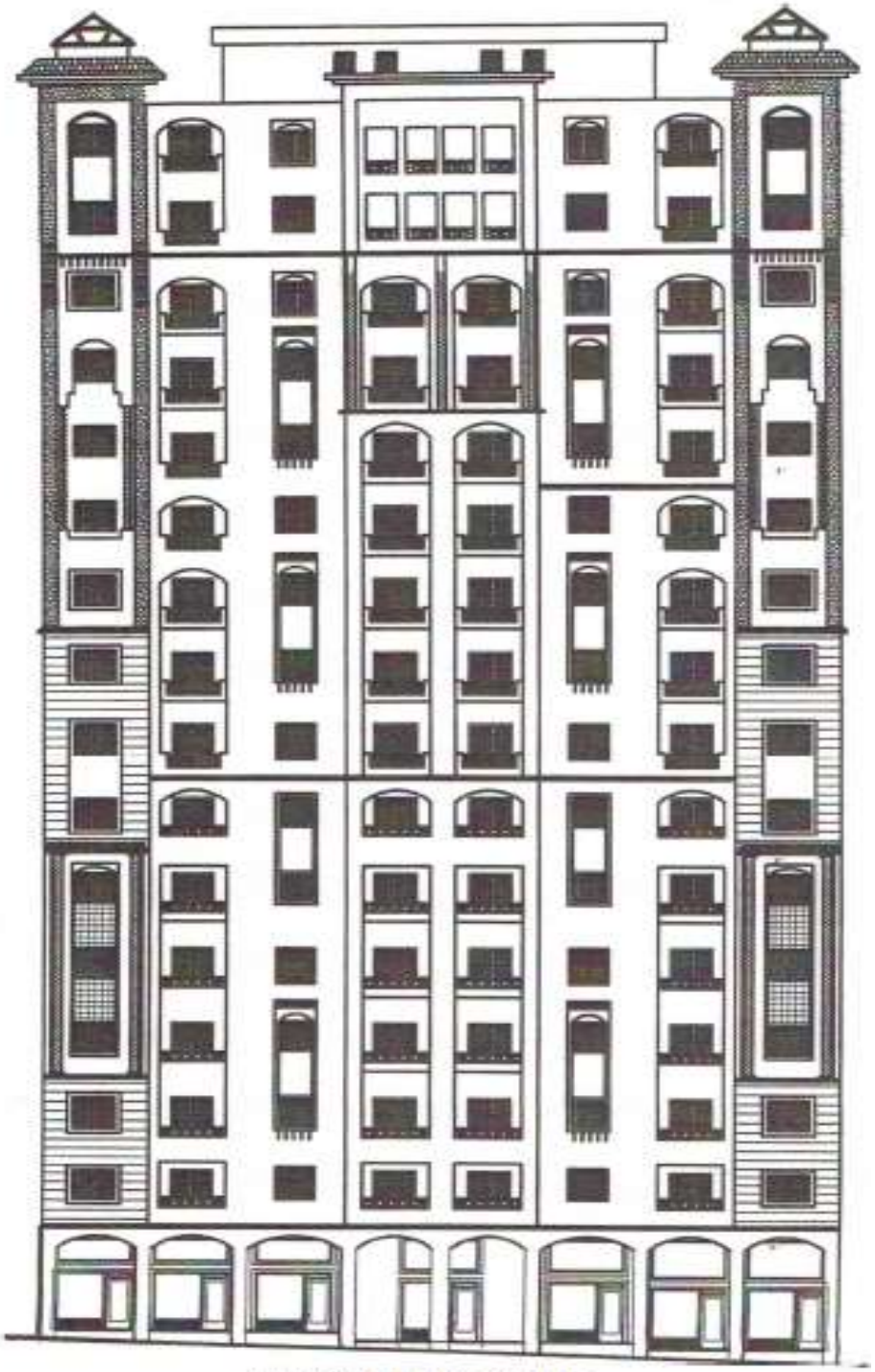
[5] Multon S, BETON ARME Eurocode 2, INSA - Université Paul Sabatier – Toulouse,30/11/2012,154p

[6]KASSOUL, A, Yousfi M, BOUKORSI E.et ELKHEIRI N, COMPARAISON DES NORMES EURO CODE 8 (EC8) ET LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA99/V2003, 10 Octobre 2013,10p.

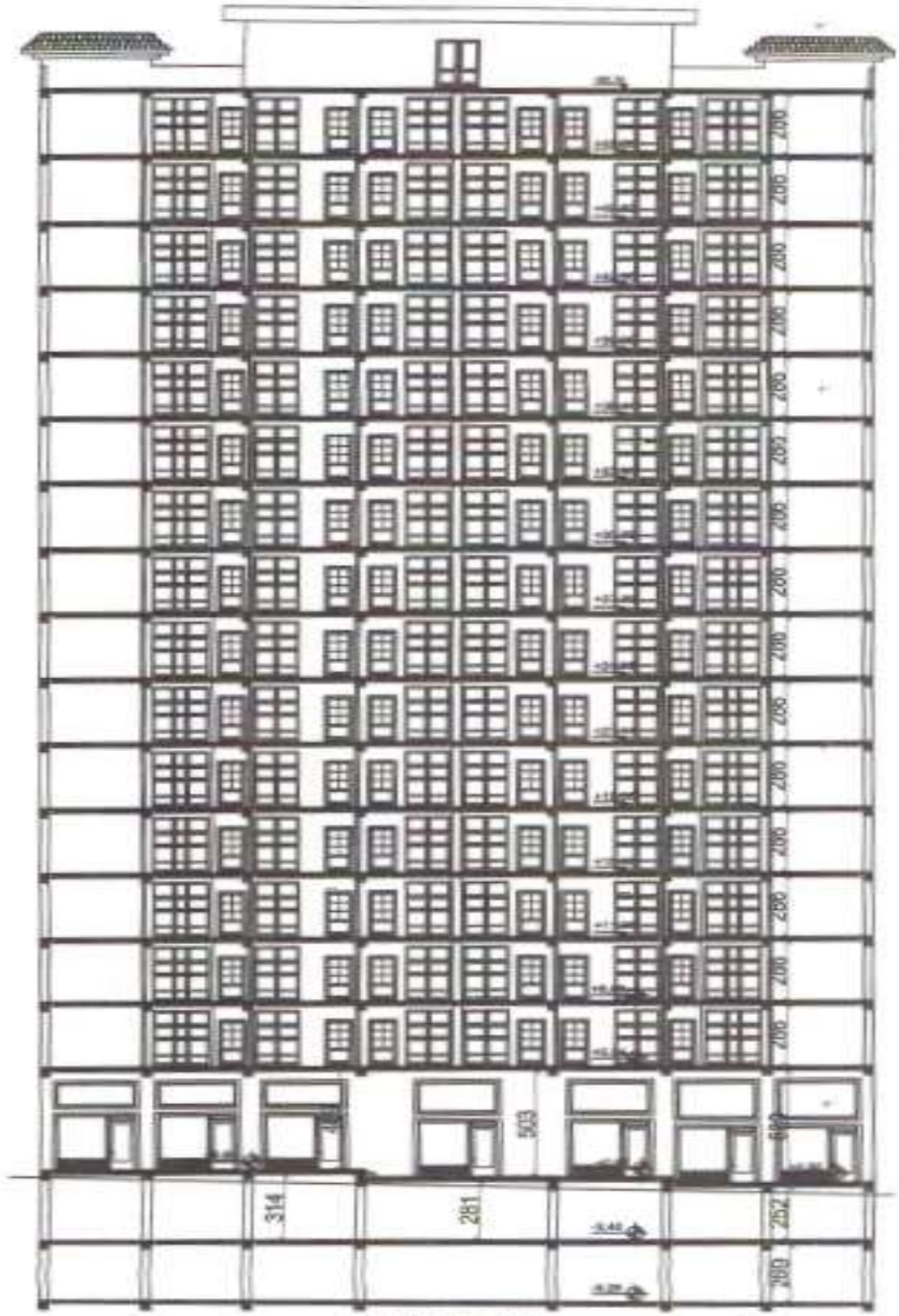
[7] Tp_parasismique_RSA_EC8_dec_2010, S, BALMAIN, L'EUROCODE 8 et ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, décembre 2010, 36p.

Annexes

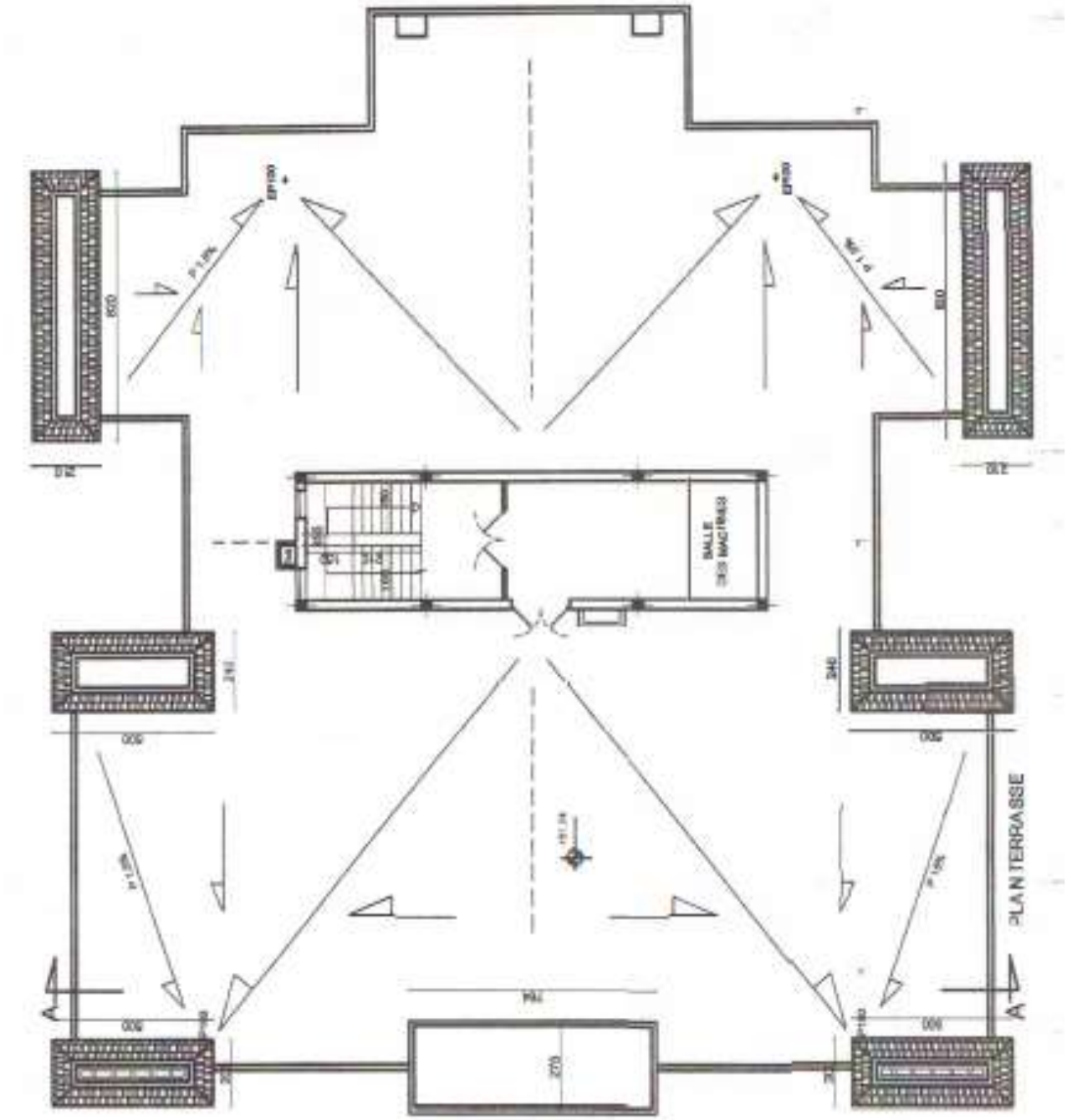
ANNEXE 1 : Plans d'architecte



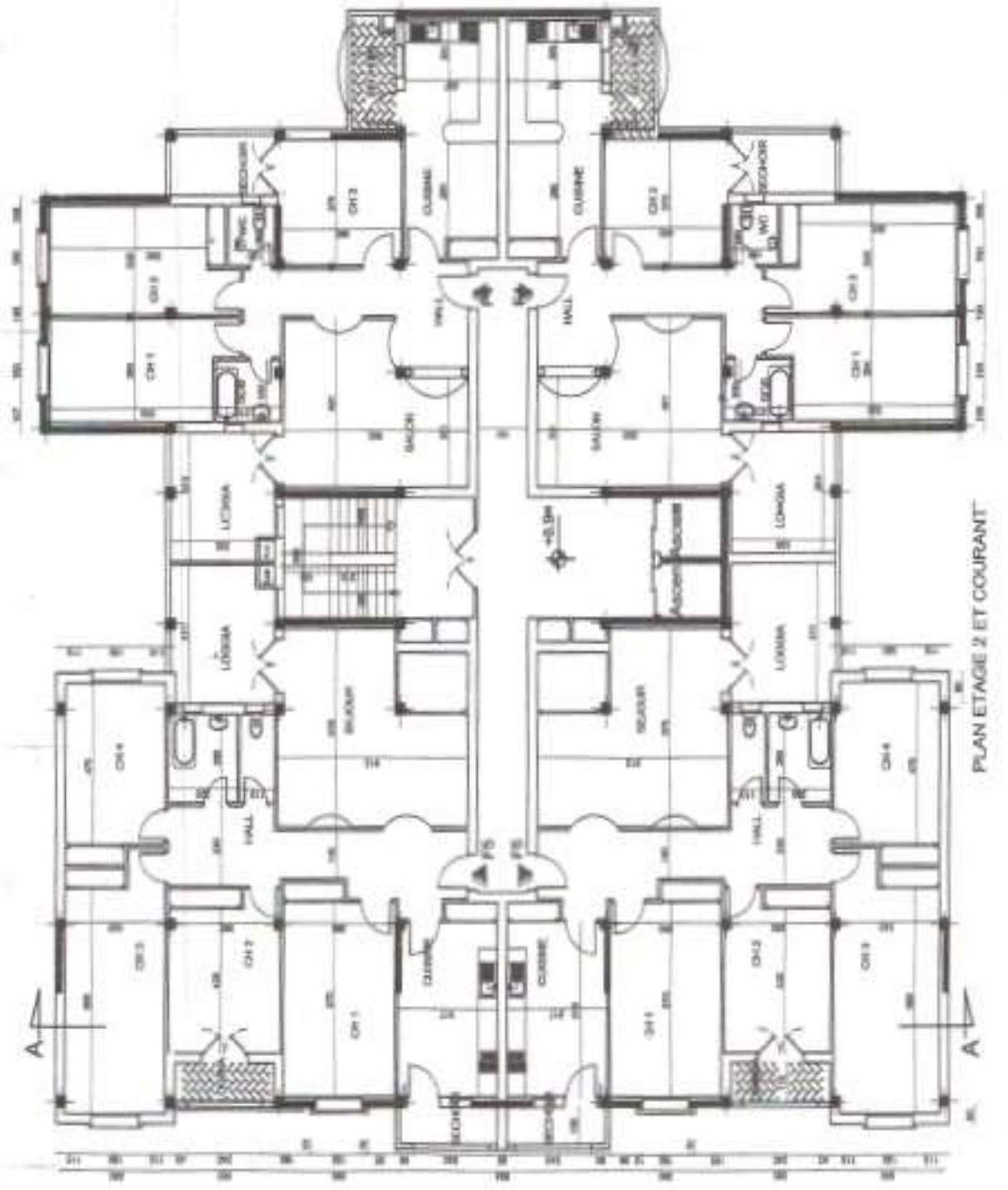
FACADE PRINCIPALE

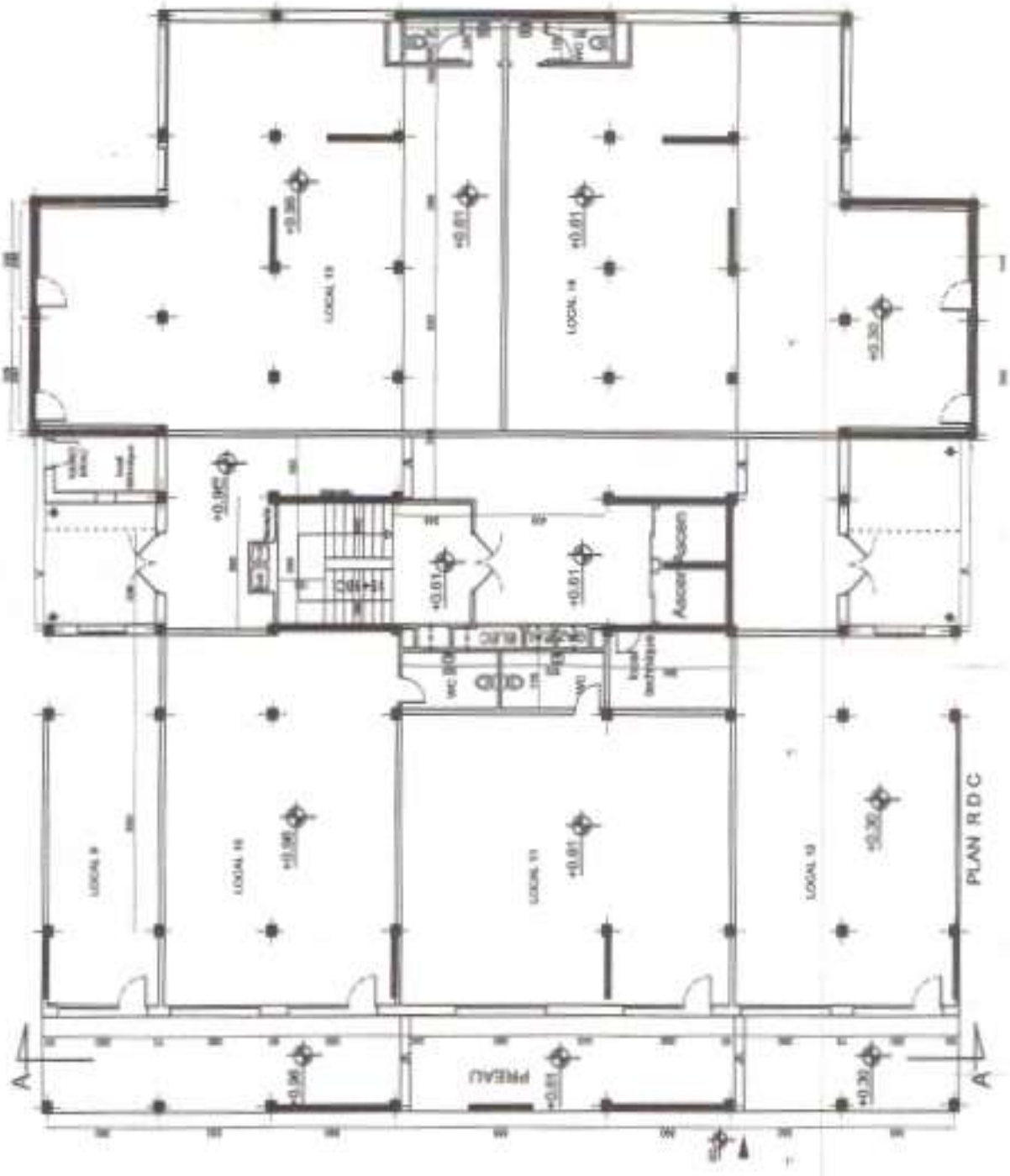


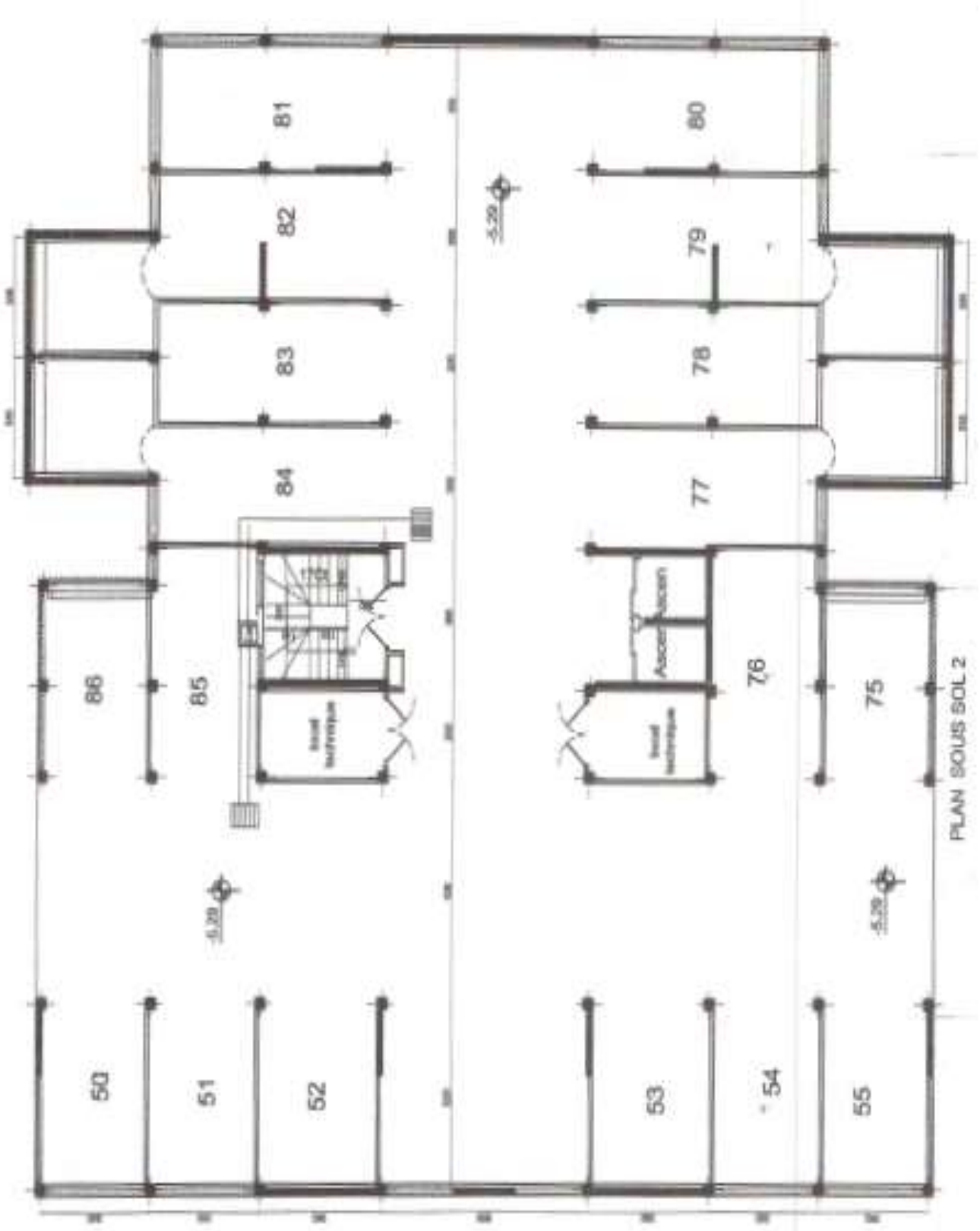
COUPE AA



PLAN ETAGE 15


PLAN ETAGE 2 ET COURANT


PLAN RDC


81
80
82
79
83
78
84
77
86
85
76
75
50
51
52
53
54
55
PLAN SOUS SOL 2