

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Par : MELOUAH Raouf

Thème

**Conception et calcul d'un IGH en « R+21 étages avec 2 sous-sols »
construit en BA, à usage de bureaux avec des isolateurs sismiques,
selon RPA2024 et UBC97.**

Soutenu publiquement le 22/06/2025 devant le jury composé de :

M ^{me} MESSAOUIDI Akila	MCA, ENSTP	Présidente
M ^r TAFRAOUT Salim	MCB, ENSTP	Encadreur
M ^r BENREDOUANE Mustapha	MCB, ENSTP	Co/Encadreur
M ^r TOUNSI Khaled	MCB, ENSTP	Examineur
M ^{me} OUMOUSA Maryam	MCB, ENSTP	Membre
Mr MEHANI Youcef	R, CGS	Membre

Promotion 2024/2025

REMERCIEMENT

Je tiens dans un premier temps à remercier Allah, le Tout-Puissant qui par sa grâce m'a soutenu et nourri de patience chaque jour de cette longue aventure. Je remercie profondément mes parents, les êtres les plus chers à mon cœur pour leur amour inconditionnel, leur sacrifice et leur soutien sans faille. J'aimerais également remercier mon frère, son épouse et ma sœur pour leur compagnie, leur soutien et leur réconfort aux moments de doute.

Mes remerciements s'adressent aussi à mon encadreur, Monsieur TAFRAOUT, pour sa disponibilité, ses conseils avisés et son suivi rigoureux pendant toute la durée de ce travail, ainsi qu'à mon Co-encadreur, Monsieur BENREDOUANE. Et sans oublier Madame Larbi, qui était toujours à l'écoute, et dont le soutien a été très discret mais précieux et qui a joué un rôle clé tout au long de ce projet.

Je remercie BKT-ENG et toute l'équipe de ce bureau d'étude qui m'a accueilli à l'occasion de mon stage de fin d'études et qui m'a permis d'étoffer mes connaissances pratiques dans un cadre professionnel enrichissant ainsi que pour son soutien pour l'élaboration de ce document.

Enfin, j'adresse mes remerciements à toute la communauté de l'ENSTP : mes enseignants, pour la qualité de leur encadrement, mes camarades pour les échanges enrichissants, et le personnel administratif pour leur disponibilité et leur professionnalisme. Que chacun trouve ici l'expression de ma sincère reconnaissance.

Dédicaces

À moi du passé,

Pour tous les efforts, les sacrifices, les nuits blanches et les moments de doute que tu as surmontés avec courage et détermination.

À moi du présent,

Pour avoir persévéré jusqu'au bout, pour avoir cru en toi malgré les difficultés, et pour avoir donné le meilleur de toi-même dans ce projet.

À mon père et ma mère,

Pour leur amour inconditionnel, leur sacrifices et soutien sans faille et leurs prières silencieuses qui m'ont porté chaque jour.

À mon frère et ma sœur,

Pour leur présence, leur complicité et leurs encouragements constants.

À tous mes amis,

Pour leur bienveillance, leur soutien moral et les souvenirs inoubliables partagés tout au long de ce parcours.

À la promotion DMS 2024/2025,

Avec qui j'ai grandi, appris et partagé cette belle aventure humaine et académique.

Et enfin,

À moi du futur, que je lui dis : « Les rêves sans objectifs ne sont que des rêves, et en fin de compte, ils alimentent la déception. Sur le chemin de la réalisation de tes rêves, tu devras appliquer de la discipline mais surtout de la cohérence, car sans engagement, tu ne commenceras jamais, et sans consistance, tu ne finiras jamais. »

Que ce travail te rappelle d'où tu viens, ce que tu as accompli, et qu'il t'inspire à toujours aller plus loin, avec fierté et humilité.

Résumé :

Le présent Projet de Fin d'Études porte sur l'étude de stabilité et de résistance globale parasismique d'une tour en béton armé à usage administratif de type R+21 (Rez-de-chaussée et 21 étages), implantée à Alger, région de forte sismicité (Zone 6 selon le nouveau règlement parasismique Algérien RPA2024). L'objectif principal est d'évaluer et de comparer la performance sismique de cette structure sous deux configurations distinctes : une conception traditionnelle avec encastrement à la base et une conception intégrant un système d'isolation sismique par appuis en élastomère fretté avec noyau de plomb (LRB - Lead Rubber Bearings).

La modélisation et l'analyse structurale ont été réalisées en utilisant les principes et les recommandations du code américain UBC97 pour le dimensionnement des appuis parasismiques. Pour chacune des deux configurations (base encastree et base isolée), une analyse dynamique temporelle par un accélérogramme réel a été menée. Cette méthode permet une évaluation plus réaliste du comportement de la structure face à des sollicitations sismiques représentatives du site.

Les résultats obtenus mettent en évidence l'influence significative du système d'isolation sur la réponse globale du bâtiment. Une comparaison détaillée des paramètres clés tels que les efforts internes (effort tranchant à la base, moments), les déplacements inter-étages et les périodes fondamentales a été effectuée. L'analyse comparative démontre l'efficacité des isolateurs LRB pour découpler la superstructure du mouvement du sol, réduisant ainsi considérablement les sollicitations transmises au bâtiment et améliorant sa performance sismique globale, notamment en termes de limitation des dommages et de préservation de l'intégrité structurale. Cette étude souligne l'intérêt de l'isolation sismique comme solution pertinente pour la protection des structures de grande hauteur dans les zones à forte activité sismique comme Alger, en conformité avec les exigences accrues du RPA2024.

Mots-clés : Bâtiment grande hauteur, Isolation sismique, Isolateurs LRB, RPA2024, UBC97, Analyse dynamique temporelle, Béton armé, Alger.

Abstract:

This Final Year Project investigates the global stability and seismic performance of a reinforced concrete high-rise office tower (G+21) located in Algiers; a region classified as Zone 6 under the newly updated Algerian Seismic Code RPA2024. The study aims to assess and compare the structural response of the building under two design approaches: a conventional fixed-base configuration and base-isolated configuration incorporating lead rubber bearings (LRB). Through advanced structural modeling and dynamic analysis, the project evaluates the effectiveness of seismic isolation in reducing structural demands and enhancing overall performance under seismic loading.

Structural modelling and analysis were conducted following the principles and recommendations of the American code UBC97 to design the seismic isolators. For both configurations (fixed base and isolated base), a time-history dynamic analysis was performed using a real accelerogram. This approach provides a more accurate assessment of the structure's behaviour under seismic representative conditions of the site.

The results indicate a significant influence of the isolation system on the overall response of the building. A detailed comparison of key parameters such as internal forces (base shear, moments), inter-story drifts and fundamental periods was conducted. This comparative analysis demonstrates the effectiveness of LRB isolators in decoupling the superstructure from ground motion, which substantially reduces the demands transmitted to the building and enhances its overall seismic performance, particularly in terms of damage limitation and structural integrity preservation.

This study highlights the relevance of seismic isolation as an effective solution for the protection of high-rise structures in regions with high seismic activity, such as Algiers, in accordance with the enhanced requirements of the RPA2024 seismic code.

Keywords: High-rise building, Seismic isolation, LRB isolators, UBC97, Time-history dynamic analysis, Reinforced concrete, Algiers.

المخلص:

يتناول مشروع نهاية الدراسة هذا تحليل الاستقرار العام والأداء الزلزالي لبرج إداري شاهق من الخرسانة المسلحة (أرضي + 21 طابقًا)، يقع في مدينة الجزائر، المصنفة ضمن المنطقة 6 وفقًا للتحديث الجديد للمدونة الزلزالية الجزائرية "RPA2024". يهدف هذا التناول إلى تقييم ومقارنة استجابة الهيكل تحت تأثير الزلازل وفقًا لنهجين تصميميين مختلفين: الإنشاء التقليدي ذو القاعدة الثابتة، وإنشاء مبتكر يعتمد على العزل الزلزالي باستخدام محامل مطاطية مقواة بنواة من الرصاص (LRB). يعتمد المشروع على النمذجة الهيكلية المتقدمة والتحليل الديناميكي لتقييم مدى فعالية نظام العزل الزلزالي في الحد من الاستجابات الزلزالية وتحسين الأداء الشامل للمنشأة تحت تأثير الأحمال.

تم إجراء النمذجة والتحليل الإنشائي باستخدام مبادئ وتوصيات القانون الأمريكي UBC97 لتصميم ركائز العزل الزلزالي. ولكل من الإنشاءين (القاعدة المثبتة والقاعدة المعزولة)، تم إجراء تحليل ديناميكي زمني باستخدام مسارع زلزالية حقيقية. تتيح هذه الطريقة تقييمًا أكثر واقعية لسلوك الهيكل تحت تأثير الأحمال الزلزالية الممثلة للموقع.

تُظهر النتائج التي تم الحصول عليها التأثير الكبير لنظام العزل على الاستجابة الكلية للمبنى. وقد أُجريت مقارنة مفصلة للمعاملات الرئيسية مثل القوى الداخلية (قوى القص عند القاعدة، العزوم)، وانحراف بين الطوابق، والأزمة الطبيعية الأساسية. يوضح التحليل المقارن فعالية عوازل LRB في فصل الهيكل العلوي عن حركة الأرض، مما يقلل بشكل كبير من الأحمال المنقولة إلى المبنى ويحسن أداءه الزلزالي الكلي، لا سيما فيما يتعلق بالحد من الأضرار والحفاظ على السلامة الإنشائية. تؤكد هذه الدراسة على أهمية العزل الزلزالي كحل مناسب لحماية المنشآت الشاهقة في المناطق ذات النشاط الزلزالي المرتفع مثل الجزائر العاصمة، بما يتماشى مع المتطلبات المتزايدة للمدونة "RPA2024".

الكلمات المفتاحية: برج عالي، عزل زلزالي، عوازل LRB، قانون RPA2024، قانون UBC97، تحليل ديناميكي زمني، خرسانة مسلحة، الجزائر العاصمة.

TABLE DE MATIÈRE :

INTRODUCTION GÉNÉRALE

CHAPITRE I. Analyse bibliographique	1
Introduction	2
I. Classification des immeubles	2
I.1. L'usage	2
I.2. La structure ou les matériaux de construction	2
I.3. L'importance des ouvrages.....	3
I.4. Le nombre d'étages ou la hauteur	4
II. Définition d'un IGH	4
III. Classification des IGH.....	4
IV. Avantages et inconvénients des IGH	4
V. Les Systèmes structuraux des tours en zones sismiques.....	5
VI. Types des systèmes structuraux des tours en zones sismiques	5
VI.1. Systèmes à noyau central (Core structural systems)	5
VI.2. Systèmes en portiques (Autostables ou avec stabilités)	6
VI.3. Systèmes tubulaires	6
VI.4. Systèmes hybride	7
VI.5. Système de base isolée	8
CHAPITRE II. Conception des IGH et les systèmes de contrôle des structures	9
I. Introduction	10
II. Conceptions usuelles	10
II.1. Choix de contreventement.....	10
II.2. Classification des systèmes de contreventement selon RPA2024	11
III. Conception avec isolateurs sismiques	11
III.1. Les systèmes de contrôle	12
III.2. Les isolateurs sismiques	22
III.3. Les appuis parasismiques.....	25
III.4. Différence entre les appuis parasismiques et les isolateurs sismiques	28
III.5. Méthodes d'analyse et dimensionnement des isolateurs	29
III.6. Choix du type d'appui parasismique	38

Conclusion.....	38
CHAPITRE III. Description architecturale et structurale de l’ouvrage objet d’étude	39
I. Introduction	40
II. Présentation de l’ouvrage.....	40
II.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment	40
III. Conception structurale.....	41
III.1. Ossature (Structure).....	41
III.2. Planchers	42
III.3. Escaliers et ascenseurs.....	42
III.4. Infrastructure	43
IV. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	44
IV.1. Béton.....	44
IV.2. Aciers	46
CHAPITRE IV. Prédimensionnement et vérification des éléments structuraux	49
I. Introduction :	50
II. Prédimensionnement et vérification du plancher	50
III. Prédimensionnement et vérification des poutres	52
III.1. Prédimensionnement et vérification des poutres principales.....	52
III.2. Prédimensionnement des poutres secondaires	53
IV. Prédimensionnement et vérification des voiles et noyau central	54
V. Prédimensionnement et vérification des poteaux.....	55
V.1. Evaluation des charges et des surcharges de Plancher	55
V.2. Descente de charge.....	56
V.3. Calcul des surfaces offertes aux poteaux	56
V.4. Prédimensionnement des poteaux.....	58
V.5. Vérification de la rigidité	63
V.6. Choix final de la section des poteaux.....	63
V.7. Vérification au flambement	63
CHAPITRE V. Etude dynamique de la structure	65
Introduction	66
I. Objectif de l’étude dynamique de la structure	66
II. Modélisation de la structure.....	67

III. Choix de la méthode de calcul	67
III.1. La méthode statique équivalente	67
III.2. La méthode d'analyse modale spectrale	67
III.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.....	68
IV. Paramètres du spectre de réponse selon RPA2024.....	68
IV.1. Estimation de la masse.....	69
IV.2. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	69
IV.3. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble.....	71
IV.4. Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$	73
IV.5. Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages	75
V. Méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques.....	77
V.1. Calcul et dimensionnement de l'appui.....	80
V.2. Modélisation du bâtiment isolé.....	83
V.3. Etude comparative entre le modèle isolé et le modèle encasté	91
CHAPITRE VI. Ferrailage des éléments résistants de la structure	96
I. Ferrailage des poteaux	97
I.1. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	97
I.2. Exigence de ductilité pour la zone critique	97
I.3. Combinaisons d'actions	98
I.4. Calcul du ferrailage longitudinal	98
I.5. Ferrailage transversal des poteaux.....	100
I.6. Schéma de ferrailage.....	101
I.7. Interprétation	101
II. Ferrailage des poutres.....	101
II.1. Calcul du ferrailage longitudinal.....	101
II.2. Les vérifications	102
II.3. Calcul du ferrailage transversal.....	103
III. Ferrailage des voiles.....	103
III.1. Vérification de l'effort normal réduit	104
III.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	104
III.3. Vérification de la condition d'élançement.....	104
III.4. Calcul de la hauteur critique	105

III.5. Enveloppe de calcul des moments fléchissant	105
III.6. Exigences de ductilité pour la zone critique	105
III.7. Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive	106
III.8. Armatures transversales dans les éléments de rive.....	106
III.9. Ferrailage de l'âme du voile	107
III.10. Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique	107
III.11. Conditions de ductilité locale.....	107
Conclusion générale.....	110

Liste des figures :

Figure I-1 : Structure avec noyau central.....	6
Figure I-2 : Photo d'un bâtiment avec un système en portique	6
Figure I-3 : Willis Tower (Sears) et John Hancock Center	7
Figure I-4 : The Shard tour.....	7
Figure I-5 : Isolateurs sismiques utilisé dans la grande mosquée d'Alger	8
Figure II-1 : Catégorisation des différents mécanismes de contrôle. [6].....	13
Figure II-2 : Les amortisseurs du système de contrôle passif.	14
Figure II-3 : Amortisseur de masse accordée installé sur la structure.....	15
Figure II-4 : Système TMD de la tour Taipei 101	16
Figure II-5 : Les types du TLD : a) amortisseur trempé avec des mailles et des tiges. b) amortisseur de colonne avec orifice.	17
Figure II-6 : Schéma du TLDC utilisé dans la tour Comcast center à Philadelphia USA...	18
Figure II-7 : Schéma de fonctionnement du système de contrôle actif « AMD »	19
Figure II-8 : Système actif en AMD linéaire et bidirectionnel	20
Figure II-9 : Système de câble actif pour les ponts	20
Figure II-10 : Système avec stabilités actives.....	20
Figure II-11 : Système HMD utilisé dans la tour Technomart à Seoul	22
Figure II-12 : Comportement d'une structure avec et sans isolateurs sismiques.....	23
Figure II-13 : Appui en caoutchouc fretté.....	25
Figure II-14 : Appui en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb	26
Figure II-15 : Appui à friction.....	26
Figure II-16 : Appuis à pendule glissant.....	27
Figure II-17 : Appui utilisé par l'EDF	27
Figure II-18 : Appui proposé par N.Mostaghel.....	27
Figure II-19 : Appui à billes.....	28
Figure II-20 : Boucles d'hystérésis sous chargement cyclique.....	32
Figure II-21 : Déplacements du système Dimensions en plan.	34
Figure III-1 : Extrait d'une vue satellite de la localisation de la tour (Google Maps).....	40
Figure III-2 : Tours du projet « Medina Alger »	41
Figure III-3 : Vue en plan du RDC.....	42

Figure III-4 : Extrait de la vue en plan des escaliers et ascenseurs du 1 ^{er} au 19 ^{ème} étage ...	43
Figure III-5 : Coupe transversale du sous-sol.....	43
Figure III-6 : Coupe longitudinale dans l'axe Y-Y du sous-sol.....	44
Figure III-7 : Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELU	46
Figure III-8 : Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELS	46
Figure III-9 : Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'E.L.U.....	48
Figure IV-1 : Dalle pleine en BA et épaisseurs de quelques éléments structuraux situés dans le 1er sous-sol	51
Figure IV-2 : Dalle pleine en BA et épaisseurs de quelques éléments structuraux situés dans le 1er étage.....	51
Figure IV-3 : Coupe sur la poutre de la dalle nervuré	52
Figure IV-4 : Extrait de la vue en plan de la poutre principale TG3	52
Figure IV-5 : Extrait de la vue en plan des poutres secondaires constituant le plancher nervuré et ses dimensions.....	53
Figure IV-6 : Dimensions à respecter pour les poutres.....	54
Figure IV-7 : Coupe de voile en élévation	54
Figure IV-8 : Plan de chargement d'un étage typique.....	55
Figure IV-9 : Surface offerte au poteau C1c dans le RDC.....	56
Figure IV-10 : Surface offerte au poteau C1c dans les étages typiques et le toit du bâtiment	57
Figure IV-11 : Coffrage des poteaux	62
Figure V-1 : Organigramme de dimensionnement de l'appui LRB	79
Figure V-2 : Dimensions initiales de l'isolateur.	83
Figure V-3 : Accélérogramme de Dar El Beida du séisme de Boumerdès 2003.....	83
Figure V-4 : Ajout d'un link property dans ETABS.....	84
Figure V-5 : Définition de l'appui sismique à déformation LRB dans l'ETABS.....	84
Figure V-6 : Définition des propriétés de l'appui sismique LRB dans l'ETABS (étape 1,2 et 3).	84
Figure V-7 : Définition des propriétés de l'appui LRB dans l'ETABS (détails de l'étape 2)	85
Figure V-8 : Définition des propriétés de l'appui LRB dans l'ETABS (détails de l'étape 3).	85
Figure V-9 : Définir le ressort dans l'ETABS	86
Figure V-10 : Vue en plan du bâtiment isolée	87

Figure V-11 : Mode 1 translation suivant Y-Y (periode 3.304s)	87
Figure V-12 : Mode 2 translation suivant X-X (periode 3.047s)	88
Figure V-13 : Mode 3 rotation autour de Z-Z (periode 2.57s)	88
Figure V-14 : Effort tranchant à la base suivant X-X.	89
Figure V-15 : Effort tranchant à la base suivant Y-Y.	89
Figure V-16 : Déplacement du bâtiment isolée	90
Figure V-17 : Effort tranchant par étage suivant les deux directions	90
Figure V-18 : Comparaison des déplacements du dernier niveau des structures encastree et isolée suivant X et Y.....	92
Figure V-19 : Déplacement inter-étage des structures encastree et isolée.	92
Figure V-20 : Comparaison de l'effort tranchant à la base de la structure isolée et encastree dans le sens X et Y.....	93
Figure V-21 : Comparaison des efforts internes (M, T) sur la structure isolée (a) et encastree (b).....	94
Figure V-22 : Comparaison du moment reversant à la base de la structure isolée et encastree dans le sens X et Y.	95
Figure VI-1 : Extrait de la vue en plan du voile étudié	104
Figure VI-2 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.....	105
Figure VI-3 : Zone de rive confinée gauche et droite.....	106

Liste des tableaux :

Tableau II-1 : Comparaison entre les appuis parasismiques et les isolateurs sismiques	28
Tableau II-2 : Coefficient sismique.	32
Tableau II-3 : Facteur de la zone sismique Z.....	33
Tableau II-4 : Facteur de proximité de la faille active NV.	33
Tableau II-5 : Type de failles sismiques.	33
Tableau II-6 : Valeurs de l'analyse dynamique données en fonction des valeurs de l'analyse statique.....	37
Tableau III-1 : les caractéristiques géométriques du bâtiment.	41
Tableau III-2 : Type des aciers.....	47
Tableau IV-1 : Calcul des dimensions minimales des voiles constituant la structure	54
Tableau IV-2 : Les charges permanentes et d'exploitation de chaque niveau	56
Tableau IV-3 : Charge permanente revenant sur le poteau C1c.....	59
Tableau IV-4 : Charge d'exploitation du poteau C1c.....	60
Tableau IV-5 : Effort normal ultime et de service pour le poteau C1c.....	61
Tableau IV-6 : Choix et vérification du diamètre avec les dimensions réelles	62
Tableau IV-7 : Vérification de la rigidité du poteau D=35cm	63
Tableau IV-8 : Vérification de la rigidité du poteau D=70cm	63
Tableau IV-9 : Choix final de la dimension des poteaux.....	63
Tableau IV-10 : Vérification au flambement.	64
Tableau V-1 : Valeur de pondération P_q	68
Tableau V-2 : Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V	69
Tableau V-3 : Participation massique du modèle	70
Tableau V-4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	71
Tableau V-5 : Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble dans le sens X-X.....	72
Tableau V-6 : Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble dans le sens Y-Y	73
Tableau V-7 : Justification vis-à-vis de l'Effet $P-\Delta$ dans le sens X-X.....	74
Tableau V-8 : Justification vis-à-vis de l'Effet $P-\Delta$ dans le sens Y-Y.....	75
Tableau V-9 : Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages	76
Tableau V-10 : Participation massique pour model initiale de la structure isolée.	88

Tableau V-11 : Périodes et facteurs de contribution modale d'une structure isolé et structure encastree.	91
Tableau VI-1 : vérification de l'effort normal réduit	97
Tableau VI-2 : vérification de l'exigence de ductilité dans la zone critique	97
Tableau VI-3 : Efforts internes des poteaux	98
Tableau VI-4 : Sections d'acier longitudinal calculée et adoptée pour les poteaux.....	98
Tableau VI-5 : Vérification des contraintes vis-à-vis de l'Etat Limite de Service.....	99
Tableau VI-6 : Vérification des contraintes tangentielle des poteaux.	99
Tableau VI-7 : Espacements maximales des armatures transversales des poteaux.....	100
Tableau VI-8 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	100
Tableau VI-9 : Sections d'acier longitudinal calculée et adoptée pour les poutres	101
Tableau VI-10 : Condition de contrainte tangente ultime.....	102
Tableau VI-11 : Condition de contrainte de compression	102
Tableau VI-12 : Condition des armatures inférieures d'appuis	102
Tableau VI-13 : Condition de contrainte moyenne de compression	102
Tableau VI-14 : Choix du diamètre utilisé pour le ferrailage transversal d'une poutre...	103
Tableau VI-15 : Choix de l'espacement maximal dans la zone nodale.....	103
Tableau VI-16 : Choix de l'espacement maximal dans la zone courante.....	103
Tableau VI-17 : Caractéristiques du voile W12.....	104
Tableau VI-18 : Calcul et choix d'armatures longitudinales	106
Tableau VI-19 : Calcul et choix des armatures transversales	107
Tableau VI-20 : Calcul et choix des armatures verticales et horizontales de l'âme	107
Tableau VI-21 : Calcul des constantes et coefficients.....	108
Tableau VI-22 : Vérification des conditions de ductilité locale.....	108

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Depuis l'Antiquité, la construction en hauteur a toujours fasciné les civilisations, qu'il s'agisse des pyramides d'Égypte, de la tour de Babel, ou encore des minarets et clochers dominant les villes anciennes. À travers les âges, bâtir vers le ciel a souvent été synonyme de puissance, de foi, ou de prestige. Aujourd'hui, dans un contexte marqué par la densification urbaine, la crise du logement et les défis du développement durable, cette tendance prend une forme moderne : celle des Immeubles de Grande Hauteur (IGH), qui constituent une réponse fonctionnelle aux besoins croissants des zones urbaines.

L'essor des IGH contemporains a débuté au XIXe siècle à Chicago, puis s'est étendu aux grandes métropoles du monde. Désormais, ces bâtiments ne sont plus uniquement des symboles, mais aussi des espaces de vie et de travail intégrés au tissu quotidien des villes. Toutefois, leur conception soulève des défis techniques majeurs, en particulier dans les zones sismiques où leur comportement structurel devient complexe : déplacements importants, dimensionnement important des éléments porteurs, faisant face à des contraintes parasismiques élevées. Depuis plusieurs décennies, les ingénieurs ont mis au point différentes solutions pour limiter les dégâts causés par les séismes. Des pays, comme le Japon, très exposés aux séismes, ont mis au point des solutions très efficaces parmi lesquelles l'isolation sismique à la base. La construction des premiers bâtiments japonais isolés à la base, principalement des hôpitaux, bâtiments gouvernementaux et certaines habitations résidentielles de prestige marque une avancée importante dans ce domaine, cela démontre l'efficacité des isolateurs sismiques dans la diminution des effets sismiques sur les structures. Cette technique consiste à installer des isolateurs souples entre les fondations et le reste du bâtiment. En cas de séisme, ces dispositifs absorbent une grande partie des secousses, réduisant fortement les vibrations transmises à la structure.

De nombreuses études scientifiques et essais en laboratoire ont prouvé l'efficacité de l'isolation à la base :

- Selon **Naeim et Kelly (1999)**, les isolateurs peuvent réduire les forces subies par un bâtiment de **60 à 70 %** pendant un séisme [1].
- Des simulations sur des immeubles de 30 à 40 étages menées par **Khoshnoudian et al. (2015)** ont montré que les déplacements entre étages sont aussi fortement diminués [2].
- Au Japon, des tests grandeur nature effectués sur des plateformes sismiques (comme celle d'**E-Defense**) ont confirmé ces résultats [3].

OBJECTIF

Ce travail s'insère dans le cadre du projet de fin d'études portant sur le calcul structurel d'un Immeuble de Grande Hauteur à usage de bureaux en béton armé, constitué d'un rez-de-chaussée, de 21 étages, et de deux niveaux de sous-sol, localisé à Alger. Et ce, conformément au nouveau Règlement Parasismique Algérien « RPA 2024 » ; le but principal de notre projet est l'étude de cette structure, qui a été conçue et calculée initialement selon le RPA99 version 2003, en considérant une première conception avec une base rigide et une deuxième conception incorporant des appuis (isolateurs) parasismiques à la base afin de réduire les sollicitations de

la partie haute de la structure. Une étude comparative est alors effectuée entre la réponse des deux conceptions en matière de résistance et de stabilité de l'ouvrage. Cela a permis de montrer la performance et l'efficacité de ce type d'appareils (isolateurs) dans la conception et le dimensionnement des bâtiments, en particulier les IGH.

ORGANISATION DU MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

Notre manuscrit est organisé en six chapitres, présentés comme suit :

Chapitre 1 : Analyse bibliographique

Ce chapitre présentera une étude bibliographique portant sur les différents types d'immeubles ainsi que sur les systèmes structuraux utilisés pour les tours situées en zones sismiques.

Chapitre 2 : Conception des IGH et les systèmes de contrôle des structures

Dans ce chapitre, on élabore les types de conceptions des IGH et les systèmes de contrôle existants dans le monde, puis on se concentre sur les isolateurs sismiques, où on définira l'objectif de ces derniers, leurs types, ainsi que les méthodes d'analyse et dimensionnement des isolateurs selon l'UBC97.

Chapitre 3 : Description architecturale et structurale de l'ouvrage objet de l'étude

On entame dans ce chapitre la description détaillée de notre structure, son aspect architectural et ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés.

Chapitre 4 : Descente de charges et prédimensionnement

Dans ce chapitre, on se concentre sur le prédimensionnement des éléments structuraux constitutifs des blocs en béton armé (dalle, poutres, poteaux). En comparant avec les dimensions de la structure existante, on conclura si leur coffrage initial est conforme aux exigences du nouveau Règlement Parasismique Algérien RPA 2024.

Chapitre 5 : Étude dynamique et sismique

Après la modélisation des blocs à l'aide du logiciel ETABS v21, ce chapitre propose une étude dynamique de la structure avec et sans les isolateurs sismiques visant à évaluer la réponse de la structure face aux sollicitations sismiques, les différentes méthodes d'analyse dynamique y sont explorées, les résultats obtenus sont examinés afin de vérifier la stabilité et la sécurité de l'ouvrage selon le RPA2024. L'étude se conclut par une comparaison des deux configurations, mettant en évidence l'effet des isolateurs sismiques sur la performance globale de la structure.

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

Les sollicitations pour les situations fondamentales et accidentelles (sismiques) ayant été obtenues, on présente dans ce chapitre le calcul du ferrailage des éléments porteurs tel que les poteaux, les poutres et les voiles selon le RPA2024, le BAEL91 modifié 99, et le CBA93. Comme on rapporte dans ce chapitre la différence de quantité d'acier entre la structure existante calculée selon le RPA2003 et notre structure isolée.

CHAPITRE I. Analyse bibliographique

Introduction

Un immeuble se réfère d'habitude à un type de bâtiments comportant au moins deux niveaux qui peuvent remplir des fonctions variées soit commerciale, résidentielle, administrative, éducative, médicale, financière ou hôtelière. Les habitations sont normalement conçues en deux niveaux ou plus afin de donner de la différenciation en termes de l'habitation. Il accueille plusieurs personnes ou entreprises ayant des occupations séparées, par opposition -une maison où seule une famille occupe un espace semblable – étant composées de logements séparés produits sur le marché comme appartements. L'accès aux différents étages s'effectue par une cage d'escalier, souvent complétée par un ou plusieurs ascenseurs.

I. Classification des immeubles

En génie civil, on peut classer les immeubles selon plusieurs critères comme :

I.1. L'usage

I.1.1. Immeubles résidentiels

C'est un bâtiment collectif à usage d'habitation. Il peut être découpé en appartements formant des parties privatives, auxquelles sont adjointes des parties communes constituées notamment de passages, de locaux techniques et de jardins.

I.1.2. Immeuble commercial

Un immeuble commercial est un bâtiment conçu principalement pour des activités commerciales, que ça soit des commerces de détail comme les boutiques, supermarchés, ou des centres commerciaux. Ce genre d'immeuble est caractérisé par une grande surface plus vaste que les logements individuels, des aménagements spécifiques selon l'activité exercée.

I.1.3. Immeubles institutionnels ou publics

Les bâtiments institutionnels sont ceux dont la fonction première est administrative ou de service. Ils servent à héberger et à prendre soin de certaines personnes à des fins non résidentielles.

I.2. La structure ou les matériaux de construction

I.2.1. Maçonnerie

Ces bâtiments reposent sur l'utilisation de briques ou de blocs de ciment, qui sont empilés et reliés par du mortier pour créer des murs porteurs. Les avantages de ce type incluent la robustesse et la résistance aux intempéries. Les bâtiments en maçonnerie offrent également une excellente isolation thermique, ce qui contribue à réduire les coûts énergétiques. Cependant, ce type de constructions est très vulnérable dans les zones sismiques et ils peuvent nécessiter un budget significatif et peuvent être plus longs à construire que d'autres types

I.2.2. Bois

L'utilisation du bois comme matériau de construction est répandue dans de nombreuses régions du monde. Ce type est apprécié pour son efficacité énergétique et son esthétique naturelle. Le bois est un matériau renouvelable, ce qui en fait un choix durable. Cependant, il nécessite un entretien périodique pour le protéger des intempéries et des parasites

I.2.3. Acier

Les bâtiments en charpente métallique sont connus pour leur résistance et leur flexibilité structurelle. Ce type est souvent utilisé dans les constructions commerciales et industrielles. L'acier peut supporter des charges lourdes et offre une plus grande liberté de conception grâce à sa capacité à créer de larges ouvertures sans utiliser de poteaux porteurs. Cependant, l'acier nécessite un traitement spécifique pour sa durabilité

I.2.4. Béton armé

Les bâtiments en béton armé sont parmi les types les plus courants. C'est un type de construction qui associe la résistance du béton à la ductilité de l'acier. Ce matériau est largement utilisé dans les différents usages de bâtiments d'une manière générale, en particulier les plus hauts, les ouvrages d'arts, ainsi que d'autres structures nécessitant une robustesse importante. Le béton armé est particulièrement adapté pour faire face à des charges lourdes et résister à de fortes sollicitations tels que les séismes. Cependant, il est important de noter que la production de béton a un impact environnemental significatif, ce qui en fait un choix moins durable.

I.3. L'importance des ouvrages

Cette classification est principalement instaurée dans les codes parasismiques de construction, les bâtiments sont classés selon leur importance et leur usage, afin d'assurer une conception et un dimensionnement adéquat avec un niveau minimal de protection sismique.

Le code Algérien du parasisme RPA2024 [4], classe les bâtiments en 4 groupes d'importance, à savoir :

I.3.1. Groupe 1A : Bâtiments d'importance vitale

Ce sont des immeubles vitaux qui doivent rester opérationnels après un séisme majeur à cause de leurs ampleurs et importances pour les besoins de la sécurité publics ou la défense nationale, comme les centres de télécommunications, les hôpitaux, les casernes de pompiers et militaires... etc.

I.3.2. Groupe 1B : Bâtiments de grande importance

Cette catégorie comporte généralement de grands rassemblements de personnes, des bâtiments publics d'intérêt national ou ayant une importance socio-culturelle et économique certaine, ou ouvrages scolaires quel que soit leur taille.

I.3.3. Groupe 2 : Bâtiments d'importance moyenne

Regroupe les bâtiments d'habitation collective, bureaux, parkings et autres bâtiments ne dépassant pas 48 m de hauteur et pouvant accueillir jusqu'à 300 personnes.

I.3.4. Groupe 3 : Bâtiments de faible importance

Comprend les bâtiments industriels ou agricoles de faible valeur, les constructions provisoires et ceux présentant un risque limité pour les personnes.

I.4. Le nombre d'étages ou la hauteur

Les bâtiments sont également classés selon leur hauteur totale, nous distinguons 3 catégories :

- a. **Catégorie 1** : Hauteur inférieure à 28 mètres – Ces bâtiments sont considérés comme standards et accueillent généralement des habitations ou des espaces à usage mixte.
- b. **Catégorie 2 (IGH)** : Hauteur comprise entre 28 et 100 mètres – Principalement destinés à des usages résidentiels, commerciaux ou de bureaux, hôtels, magasins ou appartements.
- c. **Catégorie 3 (ITGH)** : Hauteur supérieure à 100 mètres – Il s'agit généralement de gratte-ciels ou d'immeubles de grande hauteur, abritant des bureaux, hôtels, entreprises ou logements de luxe.

II. Définition d'un IGH

Un IGH (Immeuble de Grande Hauteur) est un bâtiment dont la hauteur dépasse une limite définie par la réglementation en vigueur, généralement fixée à 50 mètres pour les bâtiments d'habitation et 28 mètres pour les autres types de bâtiments (bureaux, hôtels, etc.) en Algérie.

III. Classification des IGH

Selon le règlement de sécurité contre les risques d'incendie et de panique dans les IGH, Les immeubles de grande hauteur sont classés comme suit :

G.H.A : immeuble à usage d'habitation.

G.H.O : immeuble à usage d'hôtel.

G.H.S : immeuble à usage de dépôt d'archives.

G.H.U : immeuble à usage sanitaire.

G.H.W. 1 : immeuble à usage de bureaux et dont la hauteur est comprise entre 28 mètres et 50 mètres.

G.H.W. 2 : immeubles à usage de bureaux dont la hauteur est supérieure à 50 mètres.

La classe des G.H.Z., groupe des immeubles de grande hauteur répondant à plusieurs des usages. Ils peuvent contenir, en outre, dans les conditions précisées par le règlement précité, certains autres établissements assujettis ou non à la réglementation en matière de sécurité contre l'incendie et les risques de panique.

IV. Avantages et inconvénients des IGH

➤ **Avantages**

- Optimisation de l'espace urbain en permettant de construire en hauteur plutôt qu'en largeur, limitant l'étalement urbain.
- Peut abriter un grand nombre de logements, bureaux ou commerces sur une surface au sol réduite.

- Image et prestige esthétique en donnent un aspect touristique et économique important.
- Assurer le développement durable et l'aménagement du territoire.
- Offrent des vues panoramiques et bénéficient d'une meilleure exposition à la lumière naturelle.
- La construction des IGH est souvent accompagnés d'améliorations des réseaux de transport, de sécurité et des services publics.

➤ **Inconvénients**

- Nécessite des technologies avancées, des matériaux spécifiques, des systèmes de sécurité complexes, et une maintenance accrue.
- Gestion difficile de la sécurité contre les incendies et des risques sismiques et climatiques extrêmes (vents).
- Consommation excessive de l'énergie et pollution d'air importante lors de la construction.
- En cas de panne (ascenseurs, électricité), l'accessibilité aux étages supérieurs peut être compromise.

V. Les Systèmes structuraux des tours en zones sismiques

Les tours, des bâtiments sont un grand défi au génie civil. La conception des systèmes structurels, capables de résister à la fois aux effets statiques et dynamiques des sollicitations sismiques, joue un rôle essentiel dans la sécurité et la stabilité de l'édifice. Ce chapitre documente les différents systèmes de contreventement des tours, ainsi que les techniques innovantes, les systèmes technologiques tels que les isolateurs sismiques, les amortisseurs dynamiques ou matériaux intelligents, et les bonnes pratiques de conception observées dans le domaine.

VI. Types des systèmes structuraux des tours en zones sismiques

Les tours situées dans des zones sismiques nécessitent des systèmes structuraux spécifiques pour résister aux forces horizontales engendrées par les tremblements de terre. Parmi ces systèmes on distingue :

VI.1. Systèmes à noyau central (Core structural systems)

Le noyau central est l'élément assurant la rigidité de l'édifice, il parcourt le bâtiment sur toute sa hauteur et contient généralement les ascenseurs ainsi que les cages d'escaliers. Les efforts latéraux exercés par le vent / séismes sont transmis au noyau par l'intermédiaire d'éléments horizontaux (les diaphragmes) positionnés aux différents étages. Les gratte-ciels constitués d'un noyau central peuvent atteindre facilement une hauteur équivalente à une cinquantaine d'étages tout en réduisant l'emprise au sol. Selon l'importance de ces systèmes de contreventement, la structure peut atteindre des hauteurs d'environ 70 étages et plus.

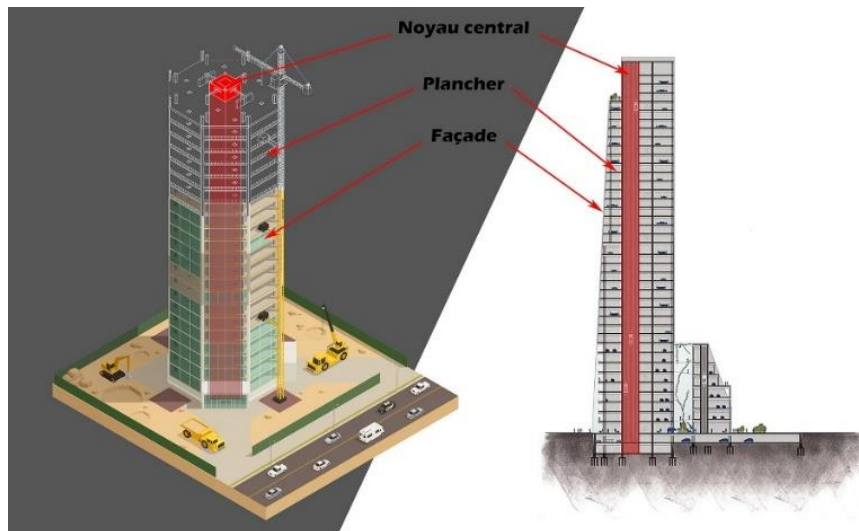


Figure I-1 : Structure avec noyau central

VI.2. Systèmes en portiques (Autostables ou avec stabilités)

Réalisé avec des portiques flexibles ou rigides en acier ou en béton. Ce système structural permet une bonne flexibilité dans l'aménagement architectural des espaces intérieurs afin d'assurer une exploitation programmatique et économique à long terme des surfaces des planchers. Afin de garantir leurs stabilités et leurs résistances, ces systèmes structuraux sont limités par les codes de construction -notamment les codes parasismiques- particulièrement en nombre d'étages et hauteurs.



Figure I-2 : Photo d'un bâtiment avec un système en portique

VI.3. Systèmes tubulaires

Le "père" de ce système est l'architecte et ingénieur en structure Fazlur Rahman Khan. Dans les années 1960-1970, il se fait connaître pour ses projets à Chicago : le John Hancock Center (un immeuble de 100 étages) et la Willis Tower (Sears), le plus haut bâtiment du monde à cet époque. Les systèmes tubulaires reposent sur des voiles porteurs et de contreventement en béton armé, couvrant la structure tubulaire avec des bandes rigides placées en plusieurs niveaux de la construction.



Figure I-3 : Willis Tower (Sears) et John Hancock Center

VI.4. Systèmes hybride

Ils combinent plusieurs approches structurales pour maximiser la résistance sismique des tours. Par exemple, un bâtiment peut utiliser à la fois un noyau rigide en béton armé au centre (qui offre de la stabilité) et des portiques en charpente métallique à l'extérieur (qui redistribue les forces sismiques). Cette figure ci-dessous montre un exemple concret de la présence de deux systèmes structuraux en même temps.



Figure I-4 : The Shard tour

VI.5. Système de base isolée

Les systèmes de base isolée sont des technologies utilisées pour protéger les bâtiments des effets destructeurs des tremblements de terre. Ils fonctionnent en plaçant des isolateurs sismiques entre la fondation et la superstructure du bâtiment. Leur but est de découpler les superstructures des bâtiments de leur partie basse afin de résister aux séismes sans avoir besoin d'une superstructure extrêmement résistante et dispendieuse. Ce type de systèmes comprend des unités d'isolement qui peuvent être ou non épaulées par des composants d'isolement.



Figure I-5 : Isolateurs sismiques utilisé dans la grande mosquée d'Alger

CHAPITRE II. Conception des IGH et les systèmes de contrôle des structures

I. Introduction

Sous les mouvements dynamiques provoqués par les sollicitations externes tels que les séismes, le vent, etc..., les constructions peuvent subir d'importants dommages sous l'effet des vibrations pouvant engendrer même leurs effondrements.

Dans le domaine du génie civil, malgré les efforts soutenus en vue de développer des codes de conception et des structures capables de résister aux effets du vent et des séismes, il demeure évident que ces constructions présentent encore une vulnérabilité face aux excitations de forte intensité. Traditionnellement, la conception structurelle repose exclusivement sur les paramètres intrinsèques des ouvrages (rigidité et taux d'amortissement), qui sont parfois relativement faible pour contrer les forces sismiques, mais cette approche a révélé quelques limites en termes de résistance et de stabilité vis-à-vis des excitations dynamiques.

Face à ces insuffisances, de nouvelles technologies de structures intelligentes ont été développées. Beaucoup de travaux ont démontré progressivement que l'intégration de dispositifs innovants peut significativement améliorer la capacité de résistance des structures face aux sollicitations dynamiques. Parmi ces solutions innovantes, nous trouvons les systèmes de contrôle de vibration, où les structures ne s'appuient plus sur leur propre résistance uniquement, mais elles bénéficient également de la contribution de ces dispositifs qui dissipent l'énergie dynamique induite par les séismes (par exemple).

Ce chapitre, expose les systèmes innovants les plus courants utilisés à travers le monde dans le secteur du bâtiment, en particulier les immeubles de grandes hauteurs « IGH ».

II. Conceptions usuelles

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 (flambage ou déversement).

Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts).

Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée ; ou par des treillis en bois ou en acier, selon le système structural adopté.

II.1. Choix de contreventement

Pour assurer le contreventement horizontal, les planchers et toitures faisant office de diaphragme rigide ne devraient pas être affaiblis par des ouvertures trop grandes ou mal placées pouvant nuire à leur résistance et leur rigidité.

Le contreventement vertical devrait répondre à des critères spécifiques tels que :

- **leur nombre** : au moins trois non parallèles et non concourantes par étage.
- **leur disposition** : le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante.
- **leur distribution verticale** : être régulière et superposée afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion.

II.2. Classification des systèmes de contreventement selon RPA2024

A. Structures en béton armé

Le contreventement des bâtiments en béton armé est assuré en général par des ossatures «poteaux-poutres», des voiles, ou les deux, dans des proportions variables. Avec des liaisons horizontales rigides, les forces latérales (efforts tranchants) sont distribuées à ces éléments structuraux en proportion de leurs rigidités relatives à chaque niveau. Le règlement parasismique Algérien RPA2024 propose plusieurs systèmes, à savoir :

- Système à ossature.
- Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature.
- Système à ossature et système mixte équivalent à ossature, avec remplissage en maçonnerie rigide.
- Système à contreventement mixte équivalent à des voiles.
- Système de contreventement constitué par des voiles.
- Système à ossature à noyau ou à effet noyau.
- Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes.
- Système en pendule inverse.
- Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé.

B. Structures en acier

Les structures en acier sont différentes que celles en béton armé par rapport à la composition, résistance et durabilité, Poids et Charge... etc. Cependant, le type de contreventement ou structure se ressemble avec les structures en BA. Parmi ces types de structures on note :

- Ossatures en portiques sans remplissage ou avec remplissage isolé.
- Ossatures en portiques avec remplissage maçonnerie rigide.
- Ossatures avec palées de contreventement à barres centrées en X ou en V.
- Ossatures en portiques avec palées de contreventement à barres centrées en X ou en V.

D'autres systèmes structuraux sont définis par le RPA2024 pour différents types de structures, tels que les structures en profilés formés à froid ou les structures en bois.

III. Conception avec isolateurs sismiques

Les systèmes de contrôle de vibration offrent de nouvelles perspectives pour la protection et la pérennité des ouvrages soumis aux forces sismiques. Cette évolution technologique marque un tournant dans la manière d'envisager la conception des structures et ouvre la voie à des stratégies de résistance plus sophistiquées et efficaces.

III.1. Les systèmes de contrôle

Les systèmes de contrôle de structures sont des dispositifs ou des techniques permettant d'améliorer la réponse des structures soumises à des sollicitations dynamiques comme les séismes. Ils visent à réduire les déplacements, les accélérations et les efforts dans la structure afin d'en améliorer la sécurité, la durabilité et le confort.

L'objectif principal des systèmes de contrôle n'est pas seulement d'améliorer la performance des structures face à des sollicitations dynamiques, mais aussi :

- Prolonger la durée de vie des structures en réduisant les dommages cumulatifs dus aux vibrations ou aux séismes.
- Réduire les dimensions des éléments structuraux en limitant les forces et les déplacements, on peut concevoir des structures plus légères et économiques.
- Assurer le confort des occupants en réduisant les vibrations perceptibles et en limitant les bruits et les secousses.
- Adapter les structures à des conditions dynamiques variables.

Parmi ces méthodes innovantes de contrôle, on peut distinguer trois approches différentes : le système de contrôle passif, semi-actif et actif, à celles-ci on peut ajouter une quatrième qui est le système de contrôle hybride. Ces quatre branches comportent plusieurs types de mécanismes qu'on schématisera comme suit :

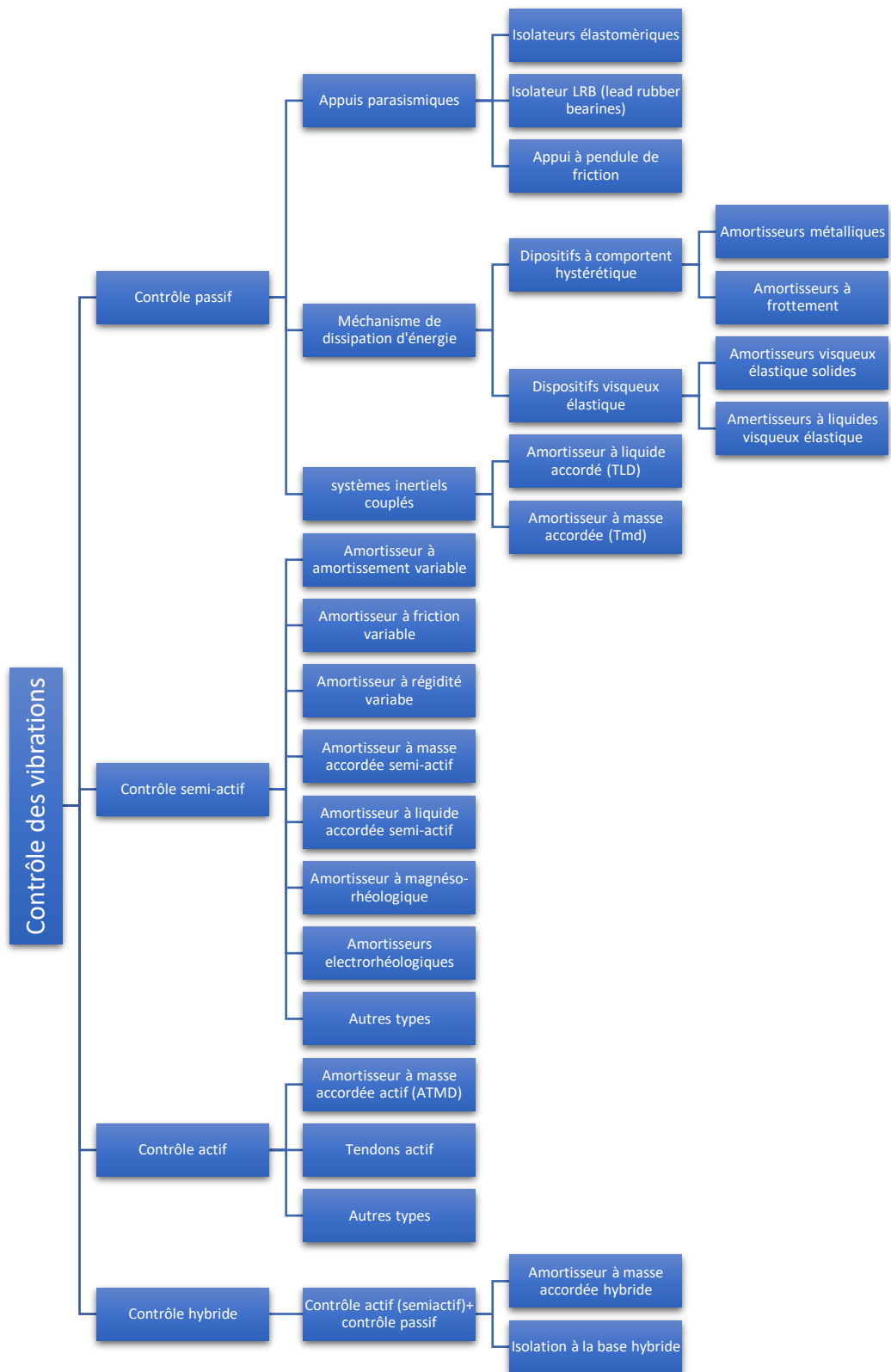


Figure II-1 : Catégorisation des différents mécanismes de contrôle. [6]

III.1.1. Système de contrôle passif

Les systèmes de contrôle passifs reposent sur l'isolement de la base d'un bâtiment du sol ou sur la dissipation de cette énergie encourageant les mouvements avec les mêmes propriétés dynamiques et mécaniques qui sont inhérentes à leurs isolateurs, installés dans la structure de manière à produire un amortissement vibratoire passif. Comparativement à d'autres systèmes de contrôle, les systèmes passifs sont peu coûteux avec un surcoût compris entre 5% et 10% du coût global de l'ouvrage, relativement faciles à réaliser, et capables de réduire considérablement la réponse de la structure à tout type de sollicitations extérieures. De plus, ce type d'isolation est autonome en énergie se servant de l'énergie dynamique, uniquement issue de l'environnement, lors de la mise en mouvement de la structure.

D'une manière générale, il existe trois catégories de systèmes de contrôle passifs, à savoir : les appuis parasismiques, les systèmes à dissipation d'énergie, et le contrôle avec systèmes inertiels couplés. Nous exposons en ce qui suit les deux derniers, le premier système en revanche sera développé en détail ultérieurement.

III.1.1.1. Contrôle passif avec dissipateurs d'énergie :

Les systèmes passifs de dissipation d'énergie ont le même principe de base que les isolateurs sismiques lorsqu'ils sont incorporés dans la structure : ils peuvent absorber une portion de l'énergie d'excitation extérieure. En plus, ils peuvent réduire substantiellement le mouvement différentiel entre les éléments de la structure et par conséquent réduire les dégâts de cette dernière. Ces dernières années, beaucoup d'efforts ont amélioré le concept de ces systèmes, où plusieurs appareils ont été installés dans des structures partout à travers le monde. Ces systèmes sont en général caractérisés par leur capacité à dissiper l'énergie de vibration de la structure ou de la convertir en un autre mode de vibration ou en une autre forme d'énergie. Les principaux systèmes sont schématisés comme suit :

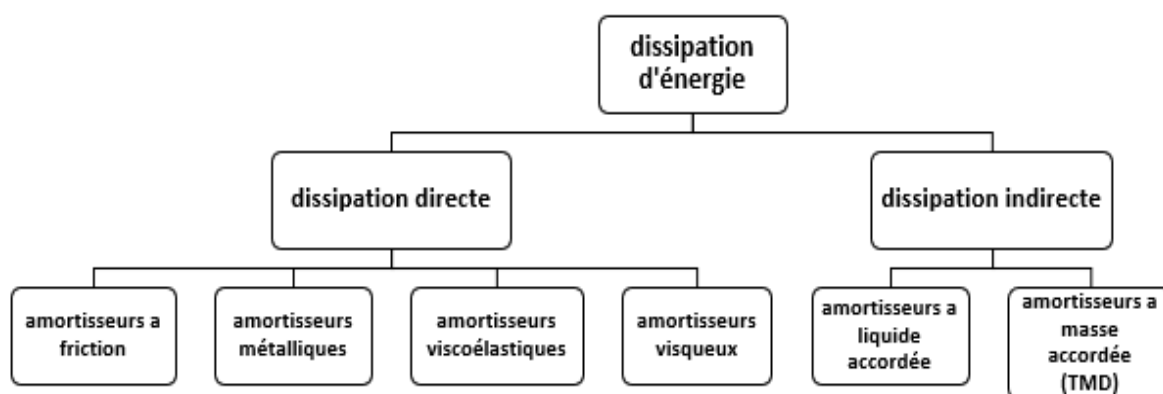


Figure II-2 : Les amortisseurs du système de contrôle passif.

III.1.1.2. Contrôle passif avec systèmes inertiels couplés

Un contrôle passif avec des systèmes inertiels couplés consiste en une masse solide ou liquide située à l'un des étages les plus élevés du bâtiment et lié à celui-ci via un ressort et un mécanisme d'amortissement (visqueux ou viscoélastique). L'inertie créée par le mouvement de cette masse est couplée avec l'inertie de la structure pour réduire les vibrations induites par le séisme. Le mouvement de la masse s'effectue dans le sens opposé à celui de l'immeuble et avec

la même fréquence. Ainsi, situé au plus haut de la construction, le mouvement pendulaire amortit la déformation et limite les dommages sur la structure.

On distingue deux types de contrôle passif avec systèmes inertiels couplés, le premier est l'amortisseur de masse accordé TMD (Tuned Mass Damper) et le deuxième l'amortisseur liquide accordé TLD (Tuned Liquid Damper).

a) **Amortisseur de masse accordée TMD :**

Les amortisseurs de masse accordée, sous leur forme la plus simple, se composent d'un système auxiliaire de masse (m_d), ressort (k_d) et amortisseur (c_d) placé à un étage supérieur de la structure principale, suivant l'indication de la figure II-3. L'amortisseur se compose d'une petite masse m_d et un ressort de rigidité k_d est fixé à la masse principale M avec un ressort de rigidité K . Sous un chargement harmonique simple $P \sin \omega t$, la masse principale reste stationnaire quand la fréquence naturelle de l'amortisseur est égale à la fréquence d'excitation c-à-d.

$$\omega_n = \omega_D = \sqrt{K_d / m_d}$$

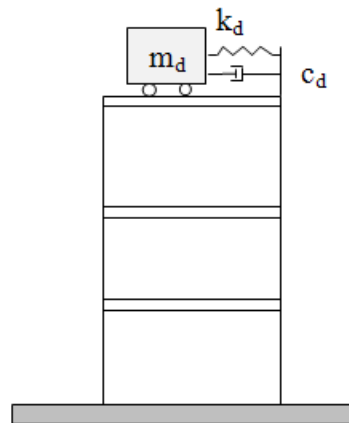


Figure II-3 : Amortisseur de masse accordée installé sur la structure

L'effet d'un TMD peut être observé par le changement de la constante d'amortissement de la structure elle-même en plus grande valeur. Pour des réponses des structures légèrement atténuées avec un mode dominant, le TMD peut effectivement réduire la réponse maximale.

Bien que les TMD sont de plus en plus utilisés pour les structures sensibles au vent ou mouvement excessif des bâtiments pour assurer le confort d'exploitation, Leurs application est encore limitée par trois facteurs. Premièrement, les TMD sont pertinents seulement pour un mode, moins adaptés au contrôle de réponse sismique. Deuxièmement, ils sont sensibles aux défauts de la mise en place. Et troisièmement, ils occupent un espace relativement grand.

L'exemple le plus connu par l'utilisation de système est celui de la tour de Taipei 101 à Taiwan.

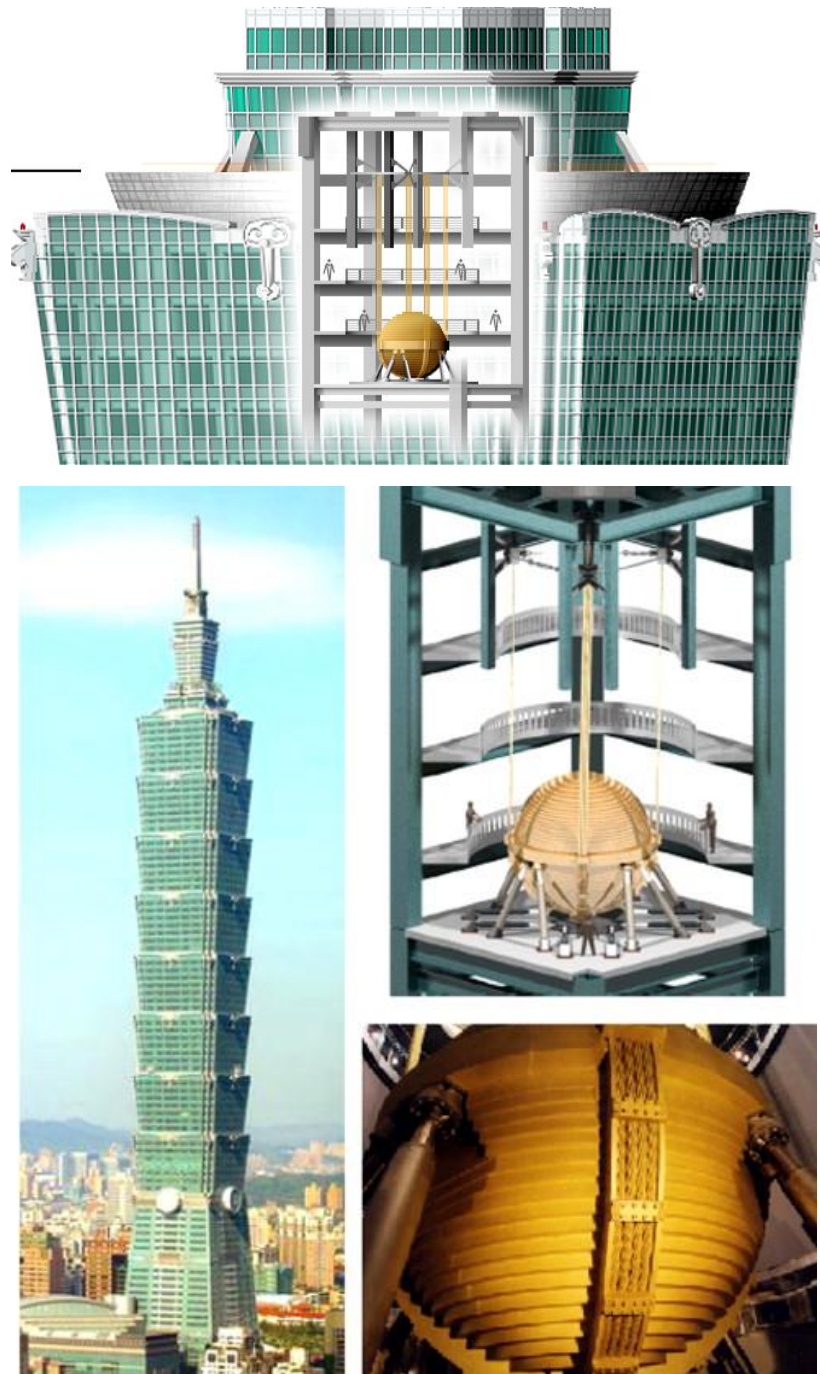


Figure II-4 : Système TMD de la tour Taipei 101

b) Amortisseur liquide accordé TLD

Le système en TLD est un autre type d'amortisseur dynamique pour absorber la vibration structurale, cet amortisseur a été employé couramment dans les bateaux et mis en application pour le contrôle de vibration des structures dans les années 80. Dans le TLD l'eau ou un autre liquide assure le mouvement de la masse, et la force de restitution est produite par gravitation. Les secousses de la vibration structurale induisent le mouvement de liquide à l'intérieur du récipient, la turbulence de l'écoulement de liquide et le frottement entre le liquide et le récipient convertissent l'énergie dynamique du flux de fluide en chaleur, ainsi l'énergie de vibration structurale est absorbée.

Le TLD peut être divisé en deux types. Le premier est l'amortisseur trempé suivant les indications de la figure II-5(a). La fréquence naturelle de vibration est réglée et rectifiée selon la taille du récipient ou la profondeur du liquide et la capacité d'amortissement est augmentée en mettant des mailles ou des tiges dans le liquide. La seconde est l'amortisseur liquide accordé de colonne suivant les indications de la figure II-5(b). La fréquence naturelle de vibration est réglée par la forme de colonne ou de pression atmosphérique dans la colonne et la capacité d'amortissement est augmentée par réglage de l'orifice dans la colonne qui produit de la turbulence élevée.

Semblable aux TMD, les TLD sont utilisés pour absorber les vibrations des grandes structures, telles que les tours d'aéroport et les hauts édifices.

Les TLD ont deux avantages :

- Un TLD simple peut être pertinent dans le cas de vibrations transversales.
- L'eau utilisée pour le TLD peut servir en tant qu'élément de protection contre les incendies du bâtiment.

Les TLD ont deux propriétés défavorables :

- Ils n'exigent pas beaucoup d'espace parce que les liquides ont moins de densité de masse par rapport aux matériaux de TMD, tel que le béton ou l'acier.
- Les TLD ont également une réponse fortement non linéaire due au liquide, cette non-linéarité complique le processus d'analyse et de conception pour les systèmes de TLD.

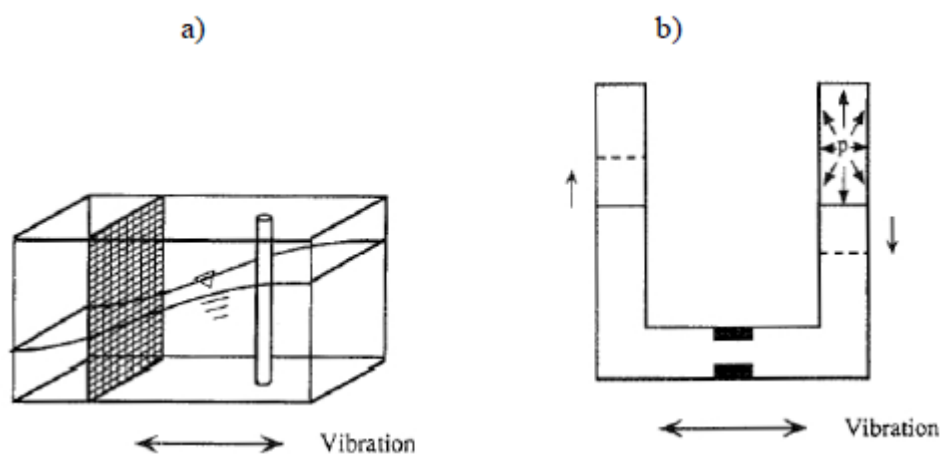


Figure II-5 : Les types du TLD :
 a) amortisseur trempé avec des mailles et des tiges.
 b) amortisseur de colonne avec orifice.

Comme exemple d'utilisation de système, nous citons la tour Comcast center à Philadelphia aux USA.

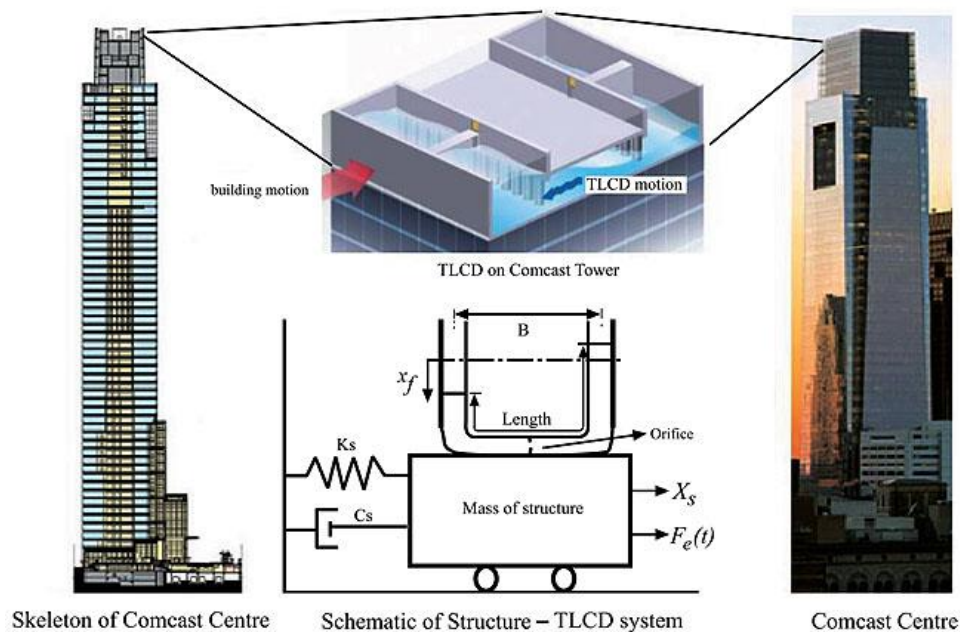
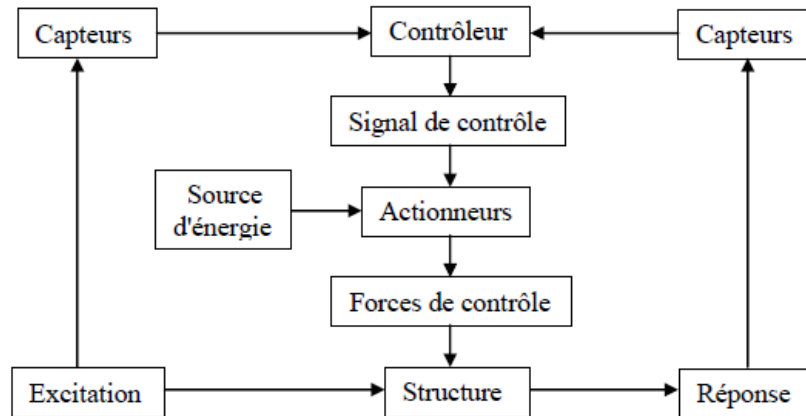


Figure II-6 : Schéma du TLCD utilisé dans la tour Comcast center à Philadelphia USA.

III.1.2. Système de contrôle actif

Un contrôle passif est fondamentalement conçu pour réduire seulement un mode de vibration particulier d'une structure. En revanche, un contrôle actif peut amortir une large bande de fréquence. L'étude du contrôle actif des structures est une extension logique de la technologie du contrôle passif. Un système de contrôle est actif si un ou plusieurs actionneurs appliquent des forces sur une structure en utilisant une source d'énergie externe. Ces forces peuvent être utilisées pour ajouter ou dissiper l'énergie de la structure à contrôler. Afin de construire un tel système, il existe deux approches qui sont radicalement différentes : la première consiste à identifier la perturbation qui crée les vibrations pour l'annuler en lui superposant une excitation inverse. Cette stratégie de contrôle actif est appelée contrôle par anticipation (feedforward). La deuxième consiste à identifier la réponse de la structure plutôt que l'excitation qui la fait vibrer. Elle nécessite, donc, la modélisation du comportement dynamique de la structure. Le travail de contrôle des vibrations qui porte sur ce type de stratégie est appelé contrôle par boucle de rétroaction (feedback).

Un système de contrôle actif des structures a la configuration de base indiquée dans la figure ci-dessous :



Principle of Active type Mass Dampers

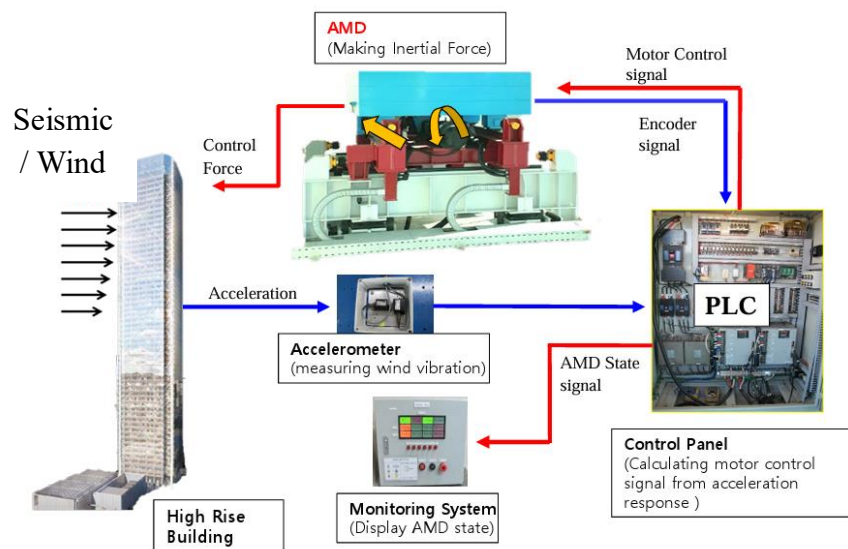


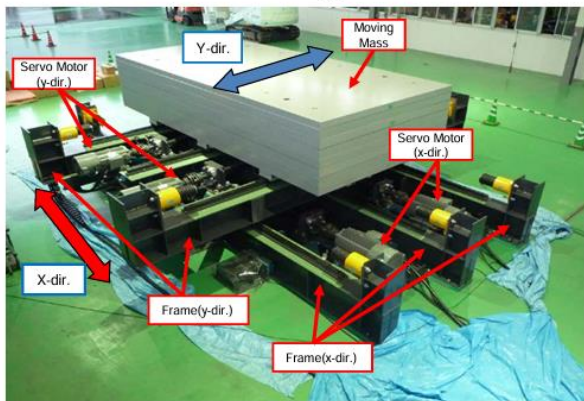
Figure II-7 : Schéma de fonctionnement du système de contrôle actif « AMD »

Un système de contrôle actif consiste, premièrement, à placer des capteurs sur la structure pour identifier, à chaque instant, la réponse ou l'excitation. Seulement lorsque la réponse de la structure est mesurée, la configuration de contrôle est connue sous le nom de contrôle à boucle fermée : la réponse est mesurée à chaque instant et cette information est utilisée pour la correction de la force de contrôle appliquée instantanément. Mais, seulement lorsque l'excitation est mesurée, le contrôle prend le nom de boucle ouverte. Cependant, si la réponse et l'excitation sont mesurées ensemble le terme utilisé dans la littérature est le contrôle à boucle fermée-ouverte. La deuxième étape, consiste à choisir un système de contrôle convenable qui permet à l'actionneur - à chaque instant- de produire une force de contrôle, en apportant une énergie externe à la structure. Le système de contrôle actif des réponses sismiques a suscité une attention considérable ces dernières années dû à ses avantages importants.

Les chercheurs ont développé plusieurs dispositifs de contrôle actifs, tels que :

- Système d'amortisseur de masse actif AMD.

Ball Screw Servo Motor Type AMD



Linear Motor Type AMD



Figure II-8 : Système actif en AMD linéaire et bidirectionnel

- Système de câble actif.



Figure II-9 : Système de câble actif pour les ponts

- Système de contreventement actif.

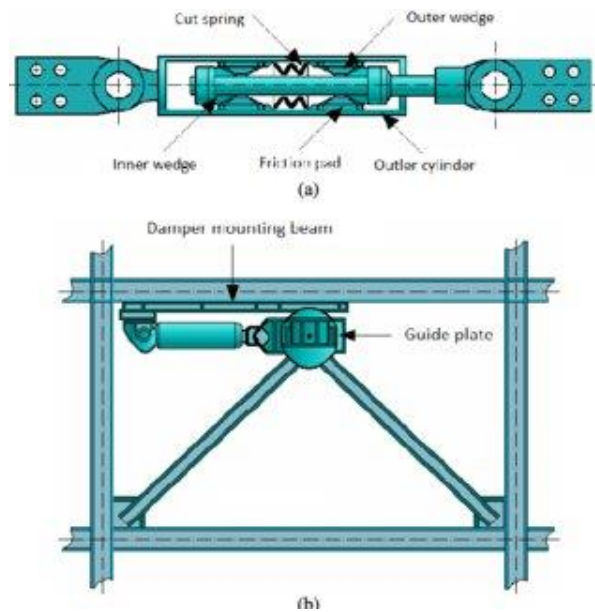


Figure II-10 : Système avec stabilités actives

III.1.3. Système de contrôle semi actif

Le principe du contrôle semi-actif repose sur le réglage des caractéristiques des dispositifs passifs de dissipation d'énergie et des systèmes inertiels couplés. Cette adaptation n'exige qu'une faible quantité d'énergie par opposition au contrôle actif. Cette distinction est capitale car la source d'alimentation principale de la structure peut être coupée lors d'un événement sismique. Par ailleurs, les actionneurs semi-actifs ne sont pas perturbateurs pour la structure.

Cette approche consiste à contrôler la structure en jouant sur les paramètres mécaniques de dissipation qui sont couplés passivement à elle. Cet ajustement se fait sur la base d'un algorithme de contrôle, défini en fonction des conditions d'excitation extérieures et de la réponse de la structure.

Bien que plus performants que les amortisseurs passifs, les amortisseurs semi-actifs sont de construction aisée, fiables et à fort potentiel de dissipation. Plusieurs technologies semi-actives pour contrôler les structures du génie civil se sont développées, comme :

- Amortisseurs semi actifs de masse accordée.
- Amortisseurs semi actifs de liquide accordé.
- Amortisseurs semi actifs à frottement.
- Amortisseurs semi actifs de vibration.
- Amortisseurs semi actifs à rigidité variable.
- Amortisseurs à fluide contrôlable.
- Amortisseurs semi-actifs de fluide visqueux.

III.1.4. Systèmes de contrôle hybride

Les systèmes de contrôle actifs ont été introduits pour pallier les limites de capacité et d'intelligence des amortisseurs passifs et semi-actifs. Cependant, ils présentent deux principaux inconvénients. Tout d'abord, leur fonctionnement repose sur une source d'énergie externe et nécessite un système complexe pour détecter les réponses structurelles, analyser les excitations et traiter les signaux, ce qui complique leur mise en œuvre et réduit la fiabilité du contrôle. De plus, l'application de ce genre de système requiert des équipements de grande envergure pour générer la force de contrôle, impliquant l'utilisation d'actionneurs de grande taille. Pour combler les insuffisances des deux premiers systèmes, la solution du contrôle hybride des structures a été créé.

Les **systèmes de contrôle sismique hybrides** sont donc des dispositifs combinant à la fois des systèmes passifs et actifs pour atténuer les effets des séismes sur les structures. Leur objectif est d'optimiser l'efficacité du contrôle des vibrations en tirant parti des avantages des deux types de systèmes :

- **Composante passive** : Elle comprend les amortisseurs viscoélastiques, les isolateurs de base ou les contreventements dissipatifs. Ces éléments fonctionnent sans apport externe d'énergie et réduisent les vibrations en dissipant l'énergie sismique de manière intrinsèque.
- **Composante active** : Elle repose sur des capteurs, des actionneurs et un système de commande qui ajuste en temps réel la réponse de la structure aux secousses sismiques.

Contrairement aux systèmes passifs, cette partie nécessite une source d'énergie externe pour agir sur les forces internes et améliorer l'efficacité de l'amortissement.

Trois types de systèmes de contrôle hybride ont été développés :

- Les amortisseurs de masse hybrides (HMD)
- Les systèmes hybrides avec isolateurs de base
- Les systèmes hybrides associant amortisseurs et actionneurs de contreventement.



The components of Technomart Hybrid Mass Damper(HMD)



Gangbyun Technomart, Seoul

Figure II-11 : Système HMD utilisé dans la tour Technomart à Seoul

III.2. Les isolateurs sismiques

III.2.1. Définition

Les isolateurs sismiques sont des dispositifs installés à la base des poteaux et/ou les fondations des bâtiments pour atténuer l'effet des mouvements sismiques sur ces derniers. Composés principalement de matériaux élastomères et de surfaces de glissement, ils absorbent l'énergie générée par les tremblements de terre et empêchent sa transmission à la structure située au-dessus. Ils permettent de découpler le mouvement du sol du bâtiment, réduisant ainsi les forces sismiques transmises.

III.2.2. Types d'isolateurs sismiques

Plusieurs types d'appuis en isolateurs parasismiques existent. Certains ont déjà été utilisés, d'autres sont restés au stade d'études théoriques. Selon leur mode de fonctionnement, ils peuvent être classés en plusieurs catégories :

- Isolateurs à base d'élastomère (caoutchouc) : (Appuis en élastomère fretté, appui en élastomère fretté avec barreau de plomb et appui en élastomère fretté avec amortisseur élevé).
- Isolateurs à glissement (Sliding Bearings) : (Appuis à simple et double surface de glissement).

- Isolateurs hybrides.
- Isolateurs à fluide visqueux (Viscous Dampers).
- Isolateurs à ressort (Spring Bearings).
- Isolateurs à torsion (Torsional Bearings).

III.2.3. Objectif d'une isolation parasismique

L'isolation parasismique permet de réduire considérablement la rigidité du système structurel, en donnant à la structure avec isolation parasismique une période fondamentale meilleure que celle de la même structure sans isolateurs et aussi les forces sismiques exercées sur la structure isolée sont typiquement de l'ordre 3 à 10 fois moins que celles exercées sur la structure non isolée.

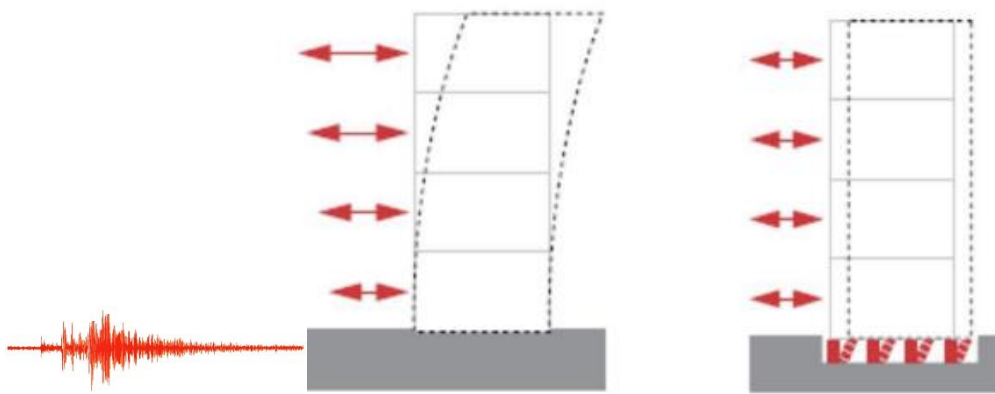


Figure II-12 : Comportement d'une structure avec et sans isolateurs sismiques

L'isolateur absorbe les déformations (inélastiques) et filtre les accélérations (hautes fréquences) de sorte que la superstructure isolée se déplace essentiellement selon un mode rigide sous les faibles accélérations, ce qui conduit à une déformation presque nulle de la structure. Par conséquent, les forces d'inertie transmises aux éléments des fondations sont limitées et demeurent en deçà de la capacité élastique pour tous les éléments. Ce comportement se traduit par la limitation des dommages de la superstructure et les éléments de fondation, ainsi que par la préservation de la fonctionnalité de la structure après un séisme. Les résultats de plusieurs études théoriques, analyses numériques et tests de laboratoire, montrent une excellente performance fournie par ces systèmes de protection sous mouvements sismiques. Ainsi, il est important de noter que l'analyse dynamique de ces systèmes joue un rôle prépondérant dans l'évolution de la performance désirée par les concepteurs.

III.2.4. Principe de conception des systèmes d'isolation

Une conception efficace des systèmes d'isolation permet non seulement d'améliorer le confort des usagers, mais aussi de réduire la consommation énergétique et d'optimiser la durabilité des structures. Pour faire une bonne conception d'un système d'isolation, on doit passer par les étapes suivantes :

1. Définition du spectre sismique de conception qui dépend de la zone sismique où la structure est située, le terrain et les facteurs de la structure.

2. Détermination de la durée optimale de la structure isolée.
3. Calcul de la raideur horizontale du système d'isolation pour obtenir une période d'isolation prédéterminée.
4. Choisir l'emplacement optimal des isolateurs dans les points d'appui de la structure, pour qu'elle corresponde, le plus possible, aux centres des masses et de rigidité et réduire l'effet d'excentricité.
5. Calcul de l'accélération à la base de la structure en fonction de la période d'isolement prédéterminée.
6. Réduction de l'accélération à la base en considérant la capacité d'amortissement du système d'isolation.
7. Calcul du déplacement horizontal des isolateurs
8. Conception des isolateurs selon la norme de référence.
9. Une fois que le projet des isolateurs est complété, le concepteur doit procéder à la préparation des zones d'appuis supportant les isolateurs, afin de considérer un espace suffisamment large le long du périmètre de la structure pour permettre les déplacements latéraux sous séismes. Ce « joint », doit être protégé par un système approprié, composé généralement par des plaques simples ou par un matériau qui permet la dilatation au niveau des passages de trafic véhiculaire ou de piétons).
10. Pour des applications particulières un système de protection des isolateurs peut être requis.

III.2.5. Les caractéristiques des systèmes d'isolation sismique à la base

Les systèmes d'isolation sismique à la base sont conçus pour réduire l'impact des mouvements sismiques sur les structures. Leurs principales caractéristiques sont les suivantes :

- a) **Découplage de la structure** : Ils permettent de séparer la réponse de la superstructure du sol afin de réduire les effets des mouvements sismiques.
- b) **Flexibilité horizontale** : Les isolateurs sont conçus pour absorber les déplacements horizontaux induits par le séisme, limitant ainsi les efforts transmis à la superstructure.
- c) **Amortissement des vibrations** : Les systèmes d'isolation intègrent des dispositifs dissipateurs d'énergie qui réduisent la magnitude des accélérations ressenties par la structure.
- d) **Capacité portante élevée** : Les isolateurs doivent supporter la charge de l'édifice tout en maintenant leur efficacité sismique.
- e) **Régularisation des déplacements** : Ils permettent de recentrer la structure après un séisme grâce à des propriétés de rappel élastique ou viscoélastique.
- f) **Durabilité et résistance aux conditions environnementales** : Les matériaux utilisés doivent être résistants aux intempéries, aux variations de température et à l'usure pour assurer une protection durable.

III.3. Les appuis parasismiques

Les appuis parasismiques, également appelés isolateurs parasismiques, sont des dispositifs conçus pour assurer une isolation partielle entre la fondation et la superstructure. Leur rôle est de limiter les forces transmises à la structure en fonction de leurs propriétés mécanique.

Ces dispositifs possèdent une faible rigidité horizontale, ce qui leur permet d'absorber de grands déplacements latéraux, tout en conservant une forte rigidité verticale pour supporter les charges gravitaires de la structure, aussi bien en conditions normales qu'en cas de séisme.

Une structure reposant sur des appuis parasismiques est qualifiée de structure isolée, bénéficiant ainsi d'une meilleure protection contre les effets des secousses sismiques.

Il existe plusieurs types d'appuis parasismiques à la base. Parmi ces catégories on peut citer :

III.3.1. Appuis à déformation

Les appuis à déformation utilisés pour isoler les structures des vibrations sont similaires aux appuis couramment utilisés pour les ponts, ils ont toujours montré un comportement satisfaisant. Ils sont en général constitués de couches d'élastomère naturel (caoutchouc) ou synthétique (néoprène) alternées et séparées par des frettes en acier. Les frettes métalliques confèrent aux appuis une grande rigidité verticale et permettent de supporter la charge gravitaire tandis que l'élastomère se déforme en cisaillement horizontal et assure l'isolation de la structure. Ces appareils d'appuis sont flexibles et permettent d'obtenir une grande souplesse vis-à-vis des efforts horizontaux agissant sur le bâtiment car le comportement est viscoélastique. Évidemment, différents types d'élastomère peuvent être employés avec des caractéristiques visqueuses plus ou moins élevées.

Une étude numérique est généralement réalisée pour déterminer la meilleure configuration pour chaque application. Le seul inconvénient de cet appui est qu'il possède par nature une période fondamentale élevée, or dans le cas de séisme à très basse fréquence ou en présence de sols mous, ce type d'isolateur est susceptible de rentrer en résonance, ce qui n'est pas souhaitable.

On distingue différents types d'appuis à déformation tels que les appuis en caoutchouc fretté et les appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb dans les figures ci-dessous :

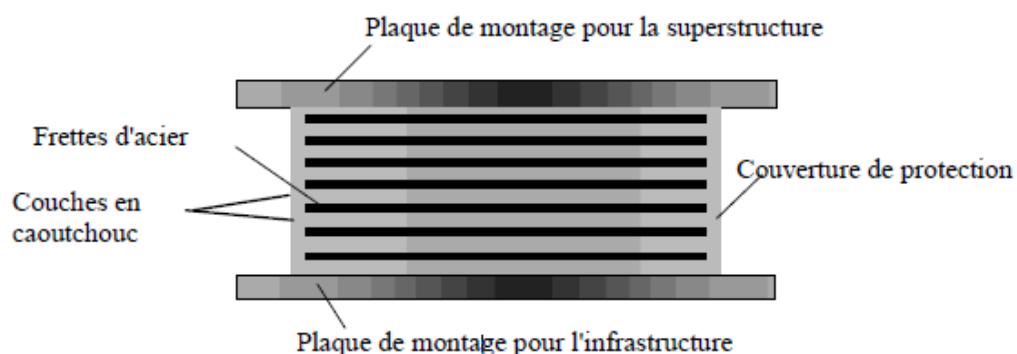


Figure II-13 : Appui en caoutchouc fretté

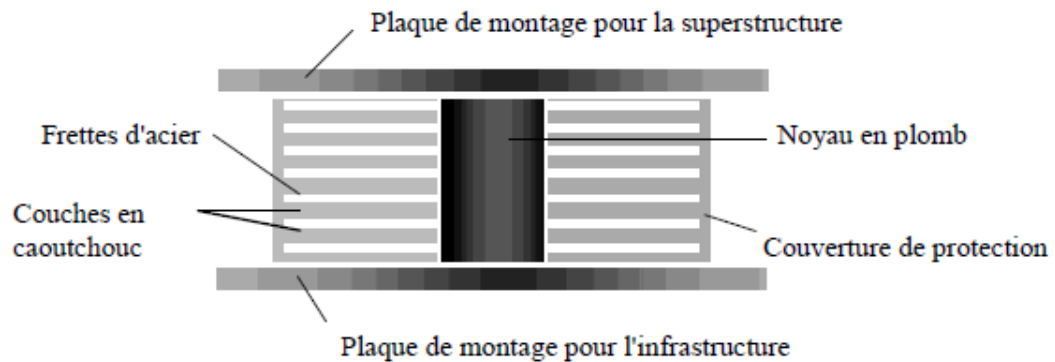


Figure II-14 : Appui en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb

III.3.2. Appuis à glissement

Le système d'appuis à glissement est constitué d'une part de plaques solidaires de la superstructure et d'autre part de plaques fixées aux fondations. Leur interface constitue le plan de glissement et le matériau des deux séries de plaques n'est pas nécessairement le même. Ces systèmes permettent le découplage des mouvements horizontaux et verticaux de la superstructure de ceux des éléments de fondations qui sont dûs à la différence importante des fréquences d'oscillation dans les deux directions. La réponse à l'excitation sismique d'une structure reposant sur des plaques de glissement ne dépend que de sa masse et du coefficient de frottement entre les plaques. Parmi ces appuis, on peut citer :

a) Appuis à friction

Cet appui présenté en figure II-15 est constitué d'une interface en acier inoxydable superposée sur le téflon. Le comportement est purement plastique car si le coefficient de friction est faible (environ 10%), il assure une grande flexibilité et donc une réduction sensible des sollicitations sismiques subies par les structures. L'acier inoxydable est généralement poli et le téflon peut être renforcé de fibres de verre ou de carbone. Aucune force de rappel n'est assurée.

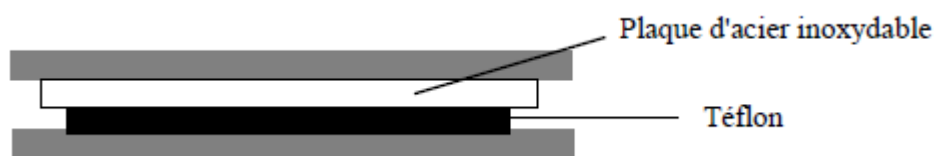


Figure II-15 : Appui à friction

b) Appuis à pendule glissant

Cet appui présenté à la figure II-16 a été développé à l'Université de Berkeley, en Californie. Une réduction sensible des sollicitations sismiques est assurée par glissement des interfaces. Une force de recentrage est activée par gravité grâce à la concavité de la surface de glissement (portion d'une sphère) lorsque la rotule glissante s'écarte du centre géométrique de l'isolateur qui confère à la structure un mouvement global similaire à une pendule. Cet isolateur a en plus l'avantage d'être assez compact car il est d'une faible épaisseur comparée à un appui d'élastomère. Il est cependant susceptible de recevoir des chocs si le déplacement réel dépasse le déplacement de calcul de l'appui.

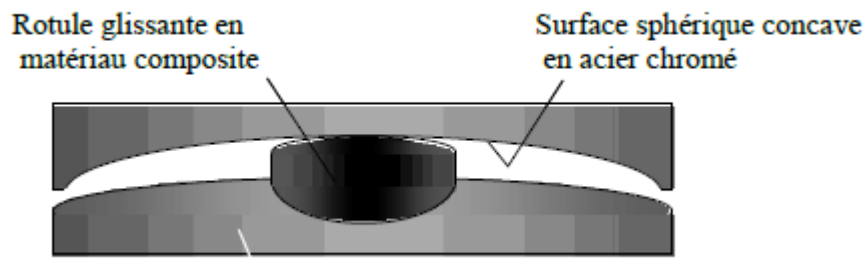


Figure II-16 : Appuis à pendule glissant

III.3.3. Appuis à déformation et glissement

Ce système d'appuis résulte de l'association de plaques de glissement et des appuis à déformation. Cette association supprime l'inconvénient pour ces derniers en cas de sols mous. Dans un premier temps, le système se déforme latéralement grâce à la distorsion de l'élastomère. Lorsque la force nécessaire à l'accroissement de la distorsion devient supérieure à la force de frottement entre les plaques, ce qui ne se produit que lors des séismes de très forte intensité, le glissement commence. Pendant un séisme violent ce système de protection sismique est très efficace, il peut produire plusieurs glissements. Ce système entraîne une réduction à la fois des accélérations et des déplacements en superstructure et conduit ainsi à une diminution importante des efforts tranchants à la base. Parmi ces appuis, on peut citer : appui utilisé par l'EDF, appui proposé par N.Mostaghel

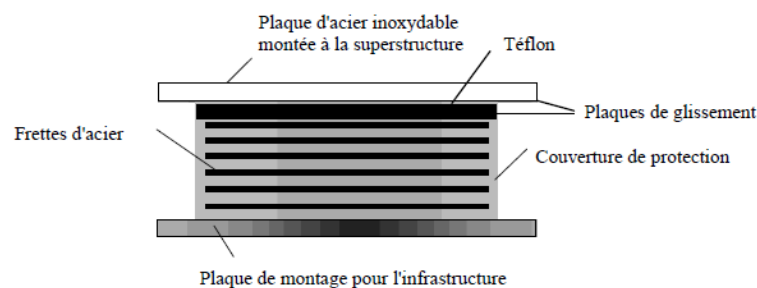


Figure II-17 : Appui utilisé par l'EDF

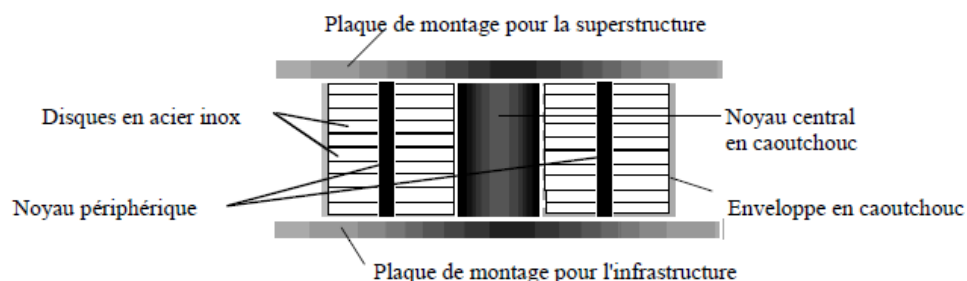


Figure II-18 : Appui proposé par N.Mostaghel

III.3.4. Appuis à roulement

Bien que plusieurs systèmes d'appuis à roulement aient été proposés, il n'existe que très peu de réalisations de ce type en raison des inconvénients qu'ils présentent.

Pour permettre des mouvements dans deux directions, on utilise des billes sphériques ou deux couches orthogonales de rouleaux cylindriques (figure II-19). Lors de chaque déplacement, les ovoïdes entraînent un léger soulèvement de la construction qui a alors tendance à revenir à sa position initiale. Un dispositif de blocage vis-à-vis de l'action du vent ainsi que des amortisseurs parasismiques peuvent être prévus.

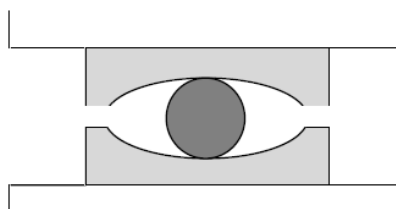


Figure II-19 : Appui à billes

III.4. Différence entre les appuis parasismiques et les isolateurs sismiques

Les appuis parasismiques et les isolateurs sismiques sont deux types de dispositifs utilisés pour améliorer la résistance des structures face aux séismes. Toutefois, ils diffèrent par leur fonctionnement et leur objectif principal.

Tableau II-1 : Comparaison entre les appuis parasismiques et les isolateurs sismiques

Critères	Appuis parasismiques	Isolateurs sismiques
Définition	Dispositifs fixés aux structures pour absorber et dissiper l'énergie sismique.	Systèmes placés à la base des structures pour découpler le bâtiment du sol et réduire les forces sismiques transmises.
Principe de fonctionnement	Dissipent l'énergie sismique grâce à la déformation de matériaux spéciaux	Permettent un mouvement contrôlé du bâtiment en réduisant l'accélération transmise par le sol.
Objectif	Limiter les déplacements et absorber les vibrations.	Isoler la structure du mouvement du sol pour réduire l'impact du séisme.
Types	<ul style="list-style-type: none"> - Appuis élastomères frettés (avec ou sans noyau en plomb) - Appuis glissants - Appuis à fluide visqueux 	<ul style="list-style-type: none"> - Isolateurs élastométriques (caoutchouc avec ou sans noyau en plomb) - Isolateurs à friction (Pendule Frictionnel)
Application	Ponts, viaducs, bâtiments à structure rigide.	Hôpitaux, bâtiments stratégiques, ponts, installations sensibles

III.5. Méthodes d'analyse et dimensionnement des isolateurs

Les méthodes d'analyse et de dimensionnement des isolateurs sismiques reposent sur des approches avancées permettant d'évaluer leur efficacité et d'optimiser leur performance. Ces méthodes prennent en compte le comportement non linéaire des isolateurs sous l'effet des charges sismiques.

III.5.1. Description des codes parasismiques

Les règles du parasismiques se diffèrent d'un pays à un autre selon l'aléa sismique, car seulement certains pays sont exposés au risque des séismes d'où l'obligation de constitution d'un règlement ou un code.

L'Algérie dispose d'un règlement parasismique (RPA), récemment mis à jour (en 2024), qui encadre la conception et la construction des structures pour résister aux séismes. Cette version actualisée intègre les avancées scientifiques récentes et s'aligne sur les normes internationales en vigueur. Elle introduit notamment des techniques modernes telles que l'isolation sismique. Ainsi, le code fournit -à titre informatif- quelques notes sur le calcul des bâtiments à bases isolées. Cependant, ces notes restent insuffisantes pour qu'elles soient directement appliquées. C'est la raison pour laquelle nous devons faire recours à d'autres codes internationaux pour régir les calculs détaillés de ce type d'appuis. Le code américain UBC-97 (the Uniform Building Code), figurent parmi les références les plus utilisés dans ce contexte à travers le monde.

Le UBC97 prescrit que le système d'isolation doit être stable pour le déplacement requis, sans dégradation de ces propriétés sous un chargement cyclique répété. Le concept du code est de contrôler les dommages causés à la structure et de son contenu en prenant comme avantage le fait que l'isolation sismique permet une réponse élastique dans la structure.

- **Les niveaux d'intensité du mouvement sismique**

L'UBC-97 [7] adopte une approche à deux niveaux du mouvement sismique, à savoir :

- a) **L'action sismique de conception DBE**

L'action sismique de conception DBE (Design Basis Earthquake), est principalement utilisée pour la conception des systèmes d'isolation des bâtiments. Cette action correspond à une période de retour de 475 ans avec une probabilité de 10% pour être excédé en 50 ans ; la.

- b) **L'action sismique maximum MCE**

L'action MCE (Maximum Credible Earthquake) correspond à un niveau maximum de séisme qui peut être envisagé sur un site où se trouve la structure. Le MCE a une probabilité de 10% pour être dépassé en 100 ans avec une période de retour de 10 000 ans pour les zones de faible à modérée sismicités. Ce niveau est utilisé pour vérifier la stabilité du système d'isolation.

Le séisme de référence est généralement défini par les paramètres macrosismiques suivant l'intensité épiscoptrale, la profondeur focale, la distance épiscoptrale et la sismicité induite par le site.

III.5.2. Méthodes de calcul et d'analyse des structures isolées

D'une manière générale, les méthodes d'analyse d'une structure à base fixe permettent le calcul des forces sismiques d'une structure isolée, mais avec une procédure plus complexe qui intègre le comportement non linéaire du système d'isolation. Selon les recommandations du code Américain UBC 97, les structures isolées à la base peuvent être analysées suivant trois approches différentes

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

III.5.2.1. La méthode statique équivalente

Cette méthode est applicable pour les structures satisfaisant aux conditions suivantes :

- La structure est située au moins à une distance de 10 kilomètres d'une faille active.
- La structure est située sur des profils de sol de type : S_A (Très rocheux), S_B (Rocheux), S_C (Sol très dense et roche molle) ou S_D (Profil de sol raide).
- La hauteur de la structure au-dessus de l'interface d'isolation est égale à ou moins de quatre étages ou de 20 m.
- La période effective maximale du système d'isolation T_M est au moins égale à 3 secondes.
- La période effective de conception du système de l'isolation T_D est plus grande trois fois que la période de la structure à base fixe.
- La structure au-dessus du système d'isolation est d'une configuration régulière.

Le système d'isolation est défini par l'ensemble des attributs suivants :

- La rigidité effective du système d'isolation au déplacement de conception est plus grande qu'un tiers de la rigidité effective à 20% du déplacement de conception.
- Le système d'isolation est capable de produire une force de reconstitution.
- Le système d'isolation a des propriétés de force-déplacement qui sont indépendantes du taux de chargement.

Caractéristique de déformation du système d'isolation :

- Les déplacements et les forces latéraux minimums de conception vis-à-vis des séismes sur les structures du système d'isolation seront basés sur les caractéristiques de déformation du système.
- Les caractéristiques de déformation du système d'isolation incluront explicitement les effets du système de vent-contrainte si un tel système est employé pour répondre aux exigences de conception de ce document.
- Les caractéristiques de déformation du système d'isolation seront basées sur les essais correctement justifiés selon le code UBC 97.

a) Les périodes effectives de la structure• La période effective de conception du système de d'isolation

T_D : La période effective de la structure d'isolation en seconde correspondant à une action sismique de conception DBE est calculée selon la formule suivante :

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D_{min}} \times g}}$$

• La période effective maximale du système d'isolation

T_M : La période effective maximale de la structure d'isolation en seconde correspondant au à une action sismique maximale MCE est calculé selon la formule suivante :

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{M_{min}} \times g}}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur.

W : Poids de la structure.

$K_{D_{min}}$ et $K_{M_{min}}$: Les valeurs minimales des rigidités effectives $K_{D,eff}$ et $K_{M,eff}$ du système d'isolation en (KN/mm) correspondant au déplacement de conception D_D et D_M respectivement dans la direction horizontale. Elles sont déterminées à partir des boucles d'hystérésis (force-déplacement) obtenues à partir des essais de chargements cycliques sur les isolateurs de prototype.

Les valeurs minimales des rigidités effectives sont données par les équations suivantes :

$$K_{D,eff} = \frac{F_D^+ - F_D^-}{D_D^+ - D_D^-}$$

$$K_{M,eff} = \frac{F_M^+ - F_M^-}{D_M^+ - D_M^-}$$

F_D^+ , F_D^- , F_M^+ , F_M^- , D_D^+ , D_D^- , D_M^+ et D_M^- : sont respectivement les forces et les déplacements maximums ou minimums correspondant aux niveaux de réponse de DBE ou MCE sur les systèmes d'isolation des prototypes employés dans les essais sous des chargements cycliques.

Les rigidités $K_{D,min}$, $K_{D,max}$ sont respectivement les valeurs minimales et maximales de $K_{D,eff}$ correspondant au déplacement minimum de conception D_D et $K_{M,min}$, $K_{M,max}$ sont respectivement les valeurs minimales et maximales de $K_{M,eff}$ correspondant au déplacement maximum D_M .

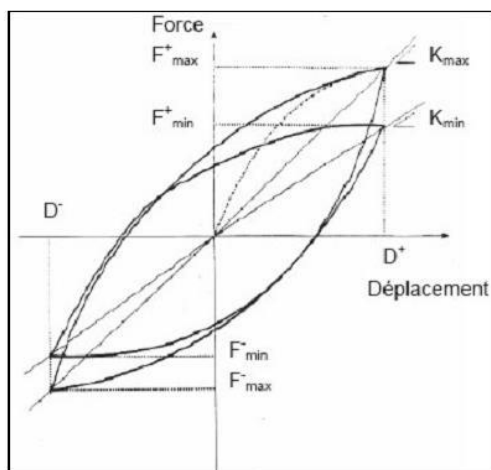


Figure II-20 : Boucles d'hystérésis sous chargement cyclique.

b) Les déplacements latéraux minimums

- Déplacement de conception :

Le système d'isolation sera conçu it pour résister aux déplacements latéraux minimums d'un séisme qui agit en direction de chacune des axes horizontaux principaux de la structure selon la formule suivante :

$$D_D = \frac{g}{4\pi^2} \times C_V \times T_D$$

Avec :

C_{VD} et C_{VM} : Coefficients sismiques.

B_D et B_M : Coefficients d'amortissement.

C_{VD} est en fonction du facteur de zone sismique et du type de profil du sol.

Il est donné selon l'UBC 97 (chapitre 16, sous chapitre 5, Tableau 16-R) comme suit :

Tableau II-2 : Coefficient sismique.

Type de profil de sol	Facteurs de zone sismique				
	Z=0,075	Z=0,15	Z=0,2	Z=0,3	Z=0,4
S_A	0,06	0,12	0,16	0,24	0,32 N_V
S_B	0,08	0,15	0,2	0,3	0,4 N_V
S_C	0,13	0,25	0,32	0,45	0,56 N_V
S_D	0,18	0,32	0,4	0,54	0,64 N_V
S_E	0,26	0,5	0,64	0,84	0,96 N_V

Z : Coefficient de zone sismique, ses valeurs sont données selon UBC 97 (Chapitre 16, sous chapitre 5, Tableau 16-I) comme suit :

Tableau II-3: Facteur de la zone sismique Z .

Zone	I	IIA	IIB	III	IV
Z	0,075	0,15	0,2	0,3	0,4

N_V : Coefficient de proximité de la faille active. Il est en fonction de type de la faille sismique. Ces valeurs sont données selon l'UBC97 (chapitre 16, sous chapitre 5, tableau 16-T) Comme suit :

Tableau II-4 : Facteur de proximité de la faille active N_V .

Type de faille sismique	Proximité de la faille active			
	$\leq 2 \text{ Km}$	5 Km	10 Km	$\geq 15 \text{ Km}$
A	2	1,6	1,2	1
B	1,6	1,2	1	1
C	1	1	1	1

A, B, C : sont les types de la faille sismique. Ils sont en fonction de magnitude de moment maximum M et Taux de glissement sismique moyen annuel SR .

Tableau II-5 : Type de failles sismiques.

Type de failles sismiques	M	SR
A : Failles capables de produire de grandes magnitudes Et ont un taux élevé d'activité sismique	$M \geq 7,0$	$SR \geq 7,0$
B : Tout autre type de faille hors A et C	$M \geq 7,0$	$SR < 5$
	$M < 7,0$	$SR > 2$
	$M \geq 6,5$	$SR < 2$
C : Failles capables de produire des magnitudes Modérées avec un taux relativement faible de l'activité Sismique	$M < 6,5$	$SR \leq 2$

B_D et B_M : Les Coefficients d'amortissement sont donnés en termes d'amortissement effectif β correspondant respectivement au tremblement de terre de conception et maximum DBE et MCE.

Il est donné selon l'UBC97 (chapitre 16, sous chapitre 4, Tableau A-16-C) comme suit :

β	$\leq 2\%$	5%	10%	20%	30%	40%	50%
B_D, B_M	0,8	1,0	1,2	1,5	1,7	1,9	2

Déplacement total :

Le déplacement total de la conception D_{TD} et le déplacement total maximum D_{TM} des éléments, sont dû à la torsion réelle et accidentelle. Cette dernière est calculée en fonction de

la distribution spatiale de la rigidité latérale du système d'isolation et l'emplacement le plus désavantageux de l'excentricité de masse.

Remarque : D_{TD} et D_{TM} ne doivent pas être moins que cela prescrit par les formules suivantes:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \geq 1,1D_D$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \geq 1,1D_M$$

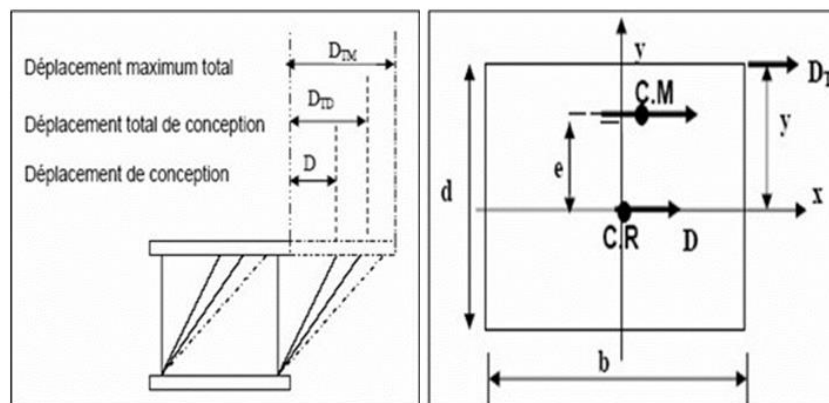


Figure II-21 : Déplacements du système

Dimensions en plan.

c) Les forces sismiques

Les systèmes d'isolations et tous les éléments structuraux au-dessus du système d'isolation seront conçus pour résister à une force sismique latérale V_b , en utilisant toutes les dispositions appropriées pour une structure non isolée :

$$V_b = K_{Dmax} \times D_D$$

La force sismique minimale prise pour le calcul des éléments au-dessus du système d'isolation est égale à :

$$V_S = \frac{k_{Dmax} \times D_D}{R_l}$$

Où :

R_l : Facteur basé sur le type de système de la force latérale résistant utilisé pour la structure au-dessus du système d'isolation. Selon UBC 97 : $1,6 < R_l < 2,0$

NB : La force sismique V_S ne devrait pas être prise inférieure à :

- La force de conception correspondante à la charge du vent.
- La force latérale exigée pour activer entièrement le système d'isolation multipliée par 1.5.

Distribution verticale de la force sismique : Toute la force sera répartie sur la structure au-dessus de l'interface d'isolation selon la formule :

$$F_x = \frac{V_S \times W_x \times h_x}{\sum_{i=0}^n w_i \times h_i}$$

Où : W_x et W_i : Poids des niveaux x et i respectivement.

h_x et h_i : Hauteurs des niveaux x et i respectivement au-dessus du niveau d'isolation.

À chaque niveau indiqué comme x , la force F_x appliquée au-dessus du secteur du bâtiment selon la distribution de masse au niveau. Les efforts dans chaque élément seront calculés comme effet de la force F_x , appliqué aux niveaux appropriés au-dessus de la base.

d) Les déplacements inter-étages

Le déplacement inter-étages de la structure au-dessus du système d'isolation ne dépassera pas le rapport : $\frac{0,01}{R_l}$

III.5.2.2. La méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode, à l'opposé de la méthode statique équivalente, elle permet d'analyser de nombreuses structures isolées. Elle est exigée dans le cas où la régularité de la structure est au-dessus du plan d'isolation. Également, la superstructure doit être de plus de quatre étages ou 20m de hauteur.

La période effective de la structure isolée (t_d) est trois fois plus grande que la période fondamentale de la structure à base fixe ($t_d > 3 t_f$).

a) Les déplacements

Le déplacement total de conception du système d'isolation ne doit pas être pris inférieur à 90% de D_{TD} calculé à la méthode statique équivalente.

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \geq 0,9D_D$$

Le déplacement maximal du système d'isolation ne doit pas être pris inférieur à 80% de D_{TM} calculé à la méthode statique équivalente.

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \geq 0,8D_M$$

Les deux déplacements selon le code UBC97 seront évalués en utilisant les valeurs du D_{TD} et D_{TM} pour déterminer l'accordance, exception en remplaçant D_D par D'_D et D_M par D'_M selon les formules suivantes :

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^E}} \quad D'_M = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}}$$

Où :

T est la période de la structure à base fixe calculée auparavant.

Remarque : Cette réduction prend en considération la flexibilité de la superstructure, car les formules statiques partent du principe qu'elle est rigide. Toutefois, toute souplesse ou déplacement de la superstructure contribue à réduire le mouvement au sein du système d'isolation.

b) Les forces sismiques

- La force sismique du système d'isolation ne doit pas être prise inférieure à 90% de V_b .
- La force sismique calculée pour une structure de configuration régulière, peut être prise inférieure à 80% de V_S mais pas inférieure à 60% de V_S

c) Les déplacements inter-étages

Le déplacement inter étage correspond à la fore latérale de conception, y compris le déplacement dû à la déformation verticale du système d'isolation ne dépassera pas la limite du

rapport : $\frac{0,015}{R_l}$

III.5.2.3. La méthode d'analyse par accélérogrammes

Cette méthode utilise l'effet des forces sur une structure en fonction du temps. C'est la méthode la plus précise pour le calcul non linéaire des structures isolées, surtout pour les structures isolées, notamment quand les méthodes traditionnelles ne sont pas adaptées. Elle nécessite l'utilisation d'accélérogrammes et de logiciels d'analyse numérique.

Les codes exigent son application dans les cas suivants :

- Sites de sol meuble (classe E) ou sujet à liquéfaction (classe F),
- Systèmes d'isolation avec un amortissement effectif supérieur à 30%,
- Systèmes d'isolation sans force de rappel significative.

Conditions imposées sur les accélérogrammes

- Utiliser au moins trois paires d'enregistrements horizontaux du mouvement du sol,
- Les réponses doivent représenter correctement la durée et les caractéristiques du séisme,
- Pour les sites proches de failles (<15 km), il faut intégrer les effets de faille proche,
- En cas d'absence de données, il faut utiliser des accélérogrammes simulés,
- Les spectres doivent être combinés par la méthode **SRSS**,

Les spectres doivent être normalisés pour respecter certaines exigences par rapport au spectre de conception (pas moins de 1,3 fois le spectre cible sur un certain intervalle de périodes).

a) Les déplacements

Le déplacement total de la conception D_{TD} :

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \geq 0,9D_D$$

Le déplacement total de la conception D_{TM} :

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \geq 0,8D_M$$

b) Les forces sismiques

- La force sismique pour le système d'isolation ne doit pas être prise inférieure à 90% de V_b .
- La force sismique ne doit pas être prise inférieure à 80% de V_s et pas inférieure à 60% de V_s si la superstructure, est régulière en plan et en élévation.

c) Les déplacements inter étages

Le déplacement inter-étages de la structure au-dessus du système de l'isolation calculé par cette méthode ne dépassera pas la limite du rapport : $\frac{0,02}{R_l}$

Tableau II-6 : Valeurs de l'analyse dynamique données en fonction des valeurs de l'analyse statique.

Paramètre de conception	Méthode statique	Méthode dynamique	
		Modale Spectrale	Temporelle
Déplacement de conception	$D_D = \frac{g}{4\pi^2} \times C_{VD} \times T_D$		
Déplacement maximum	$D_M = \frac{g}{4\pi^2} \times C_{VM} \times T_M$		
Déplacement total de la conception	$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \geq 1,1D_D$	$D_{TD} \geq 0,9D_D$	$D_{TD} \geq 0,9D_D$
Déplacement total maximum	$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \geq 1,1D_M$	$D_{TM} \geq 0,8D_M$	$D_{TM} \geq 0,8D_M$
Force sismique pour le système d'isolation	$V_b = K_{Dmax} \times D_D$	$\geq 0,8V_b$	$\geq 0,9V_b$
Force sismique pour une structure régulière	$V_S = \frac{k_{Dmax} \times D_D}{R_l}$	$\geq 0,8V_b$	$\geq 0,6V_b$
Force sismique pour une structure irrégulière	$V_S = \frac{k_{Dmax} \times D_D}{R_l}$	$\geq 1,0V_b$	$\geq 1,0V_b$
Déplacement inter-étages selon UBC-97	$\leq \frac{0,01}{R_l}$	$\leq \frac{0,015}{R_l}$	$\leq \frac{0,02}{R_l}$
Déplacement inter-étages selon IBC-2000	$\leq 0,015h_x$	$\leq 0,015h_x$	$\leq 0,02h_x$

III.6. Choix du type d'appui parasismique

Le choix adéquat d'un appui parasismique dépend de plusieurs critères, il repose sur une combinaison équilibrée entre performance, coût et facilité de mise en œuvre, tout en garantissant la sécurité et la résilience de la structure face aux séismes. Ce choix dépend de plusieurs critères on note :

III.6.1. Analyse des caractéristiques de la structure

- **Type de structure** : Bâtiment, pont, tour, centrale industrielle, etc.
- **Masse et rigidité** : Plus la structure est flexible, plus elle nécessite un système d'isolation adapté.
- **Hauteur et configuration** : Les structures élevées exigent des appuis qui assurent une bonne stabilité.
- **Nature des fondations** : Influence le comportement dynamique du système d'appui.

III.6.2. Étude des conditions sismiques du site

- **Zone sismique** : Intensité et fréquence des séismes.
- **Type de sol** : Sol meuble, rocheux ou intermédiaire, qui influence les mouvements sismiques.
- **Déplacements attendus** : Déformation horizontale et verticale sous séisme.

III.6.3. Critères de sélection clés

- **Capacité de déplacement** : L'appui doit permettre les déplacements imposés par le séisme.
- **Dissipation d'énergie** : Amortissement suffisant pour réduire les forces transmises.
- **Compatibilité avec la fondation** : Adaptation au type de sol (souple/rigide).
- **Durabilité et maintenance** : Résistance aux conditions environnementales (humidité, UV, etc.).

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de connaître les types et les mécanismes des systèmes de contrôle, leurs rôle et importance dans la structure et les méthodes d'analyse des isolateurs. Pour ce qui suit dans notre étude, on utilisera le système LRB pour isoler notre structure et la dimensionner selon la norme UBC97.

**CHAPITRE III. Description
architecturale et structurale de
l'ouvrage objet d'étude**

I. Introduction

Ce chapitre présente la structure objet de notre projet de fin d'étude sous ses aspects structurels et architecturaux, en détaillant les dimensions de l'ouvrage, ses éléments constitutifs, ainsi que sa classification selon le règlement parasismique Algérien RPA 2024. Il définit également les matériaux utilisés avec leurs caractéristiques, ainsi que les principales hypothèses de calcul en béton armé.

II. Présentation de l'ouvrage

Le bâtiment étudié est une tour qui fait partie du projet de tourisme à thème marin intitulé « Alger Médina – Pins Maritimes » réalisé par le maître d'ouvrage DAHLI SPA et le BET coréen SAC international LTD. L'immeuble est classé comme étant un bâtiment de grande hauteur IGH à usage de bureaux construit en béton armé. Le bâtiment comporte 21 étages avec 2 sous-sols.

Ce bâtiment se situe à Mohammadia Alger, ses limites sont matérialisées comme suit :

- **Au Nord** : la baie d'Alger
- **Au Sud** : SAFEX - Société Algérienne des Foires et Exportations
- **A l'Est** : Hôtel Hilton Alger
- **A l'Ouest** : Marina Mall (Ardis)

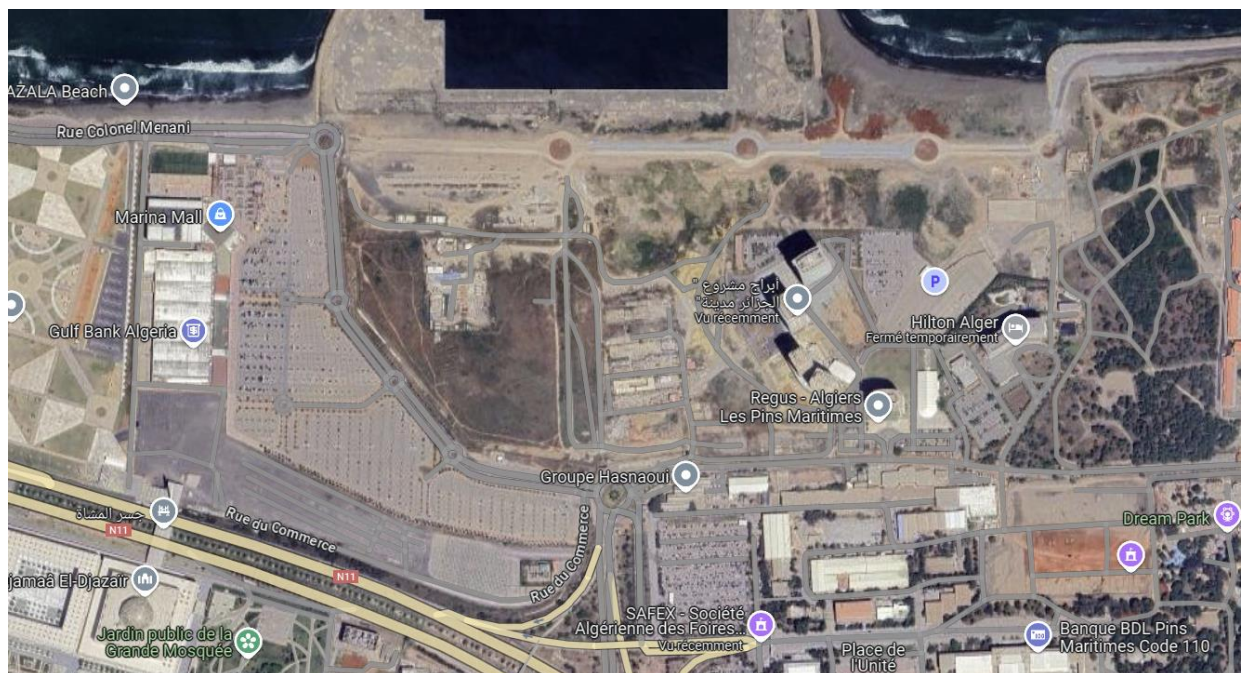


Figure III-1 : Extrait d'une vue satellite de la localisation de la tour (Google Maps)

II.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment

Avec ses 21 étages, ce bâtiment est parmi les 15 plus grand IGH en Algérie. Cette hauteur offre plusieurs avantages, notamment une vue imprenable sur le golf d'Alger. De plus, la hauteur permet de maximiser l'utilisation de l'espace disponible, en particulier dans les zones urbaines denses où le terrain est limité.



Figure III-2 : Tours du projet « Medina Alger »

Les caractéristiques géométriques essentielles du bâtiment se résument sur le tableau suivant

Tableau III-1 : les caractéristiques géométriques du bâtiment.

Hauteur étage courant (m)	H(m)	B(m)	L(m)	S(m ²)
4.2	98.6	27.6	45	1,011.37

III. Conception structurale

III.1. Ossature (Structure)

L'immeuble objet de notre étude a été initialement conçu par un système de contreventement mixte avec des portiques et un noyau central en béton armé.

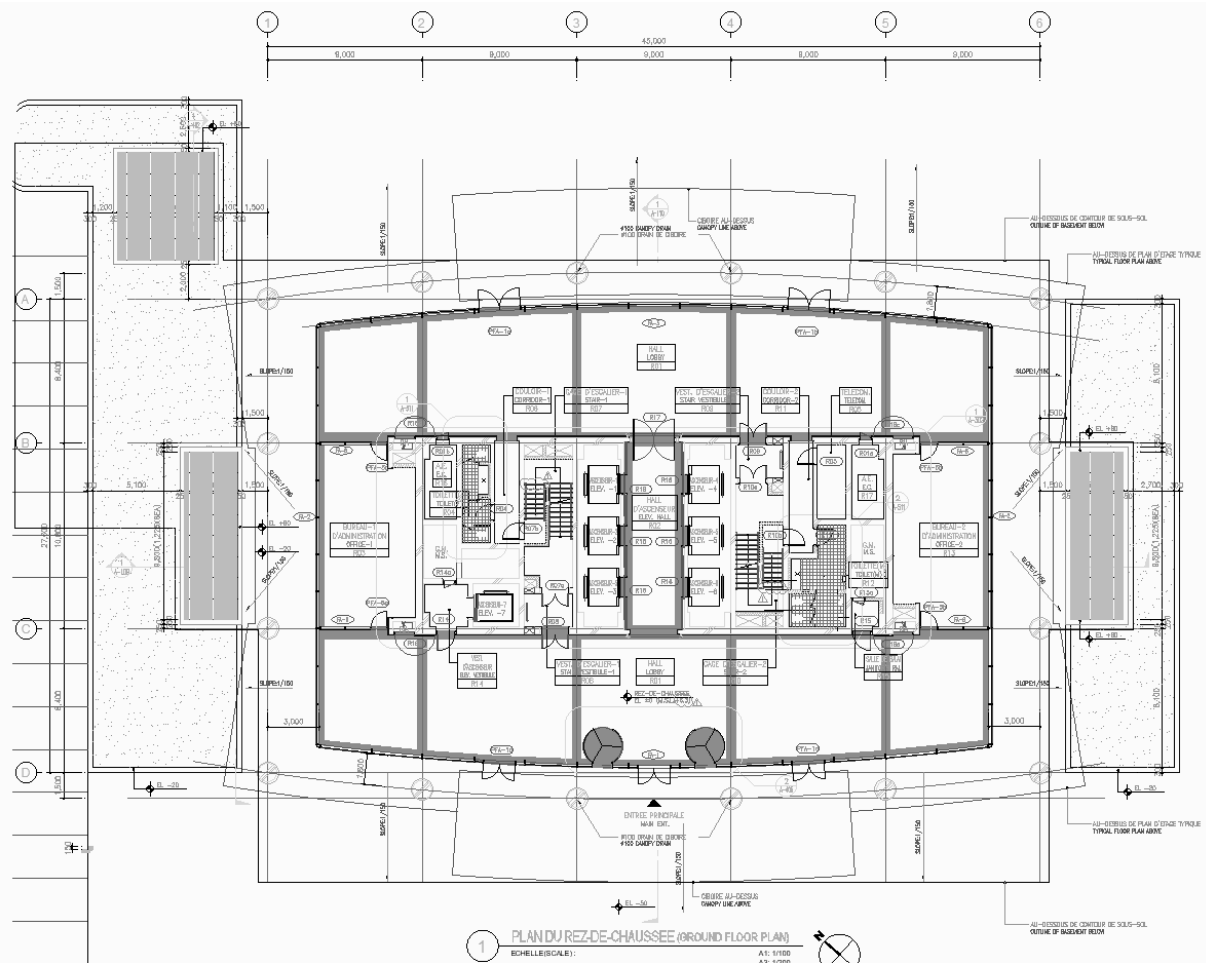


Figure III-3 : Vue en plan du RDC

III.2. Planchers

Des planchers en dalles pleines ayant des épaisseurs qui varient entre 120mm et 600mm selon leurs dimensions et leurs capacités de charges. En plus de leurs fonctions de résistances et transmission des charges vers l'ossature de la structure, ce type de planchers assure également la protection inter-étages contre les incendies (coupe-feu), l'isolation acoustique et sont plus adaptés pour l'intégration des gaines techniques.

III.3. Escaliers et ascenseurs

Le bâtiment comporte deux cages d'escaliers à deux volées avec un palier intermédiaire, et 7 ascenseurs qui montent jusqu'au 19^{ème} étage.

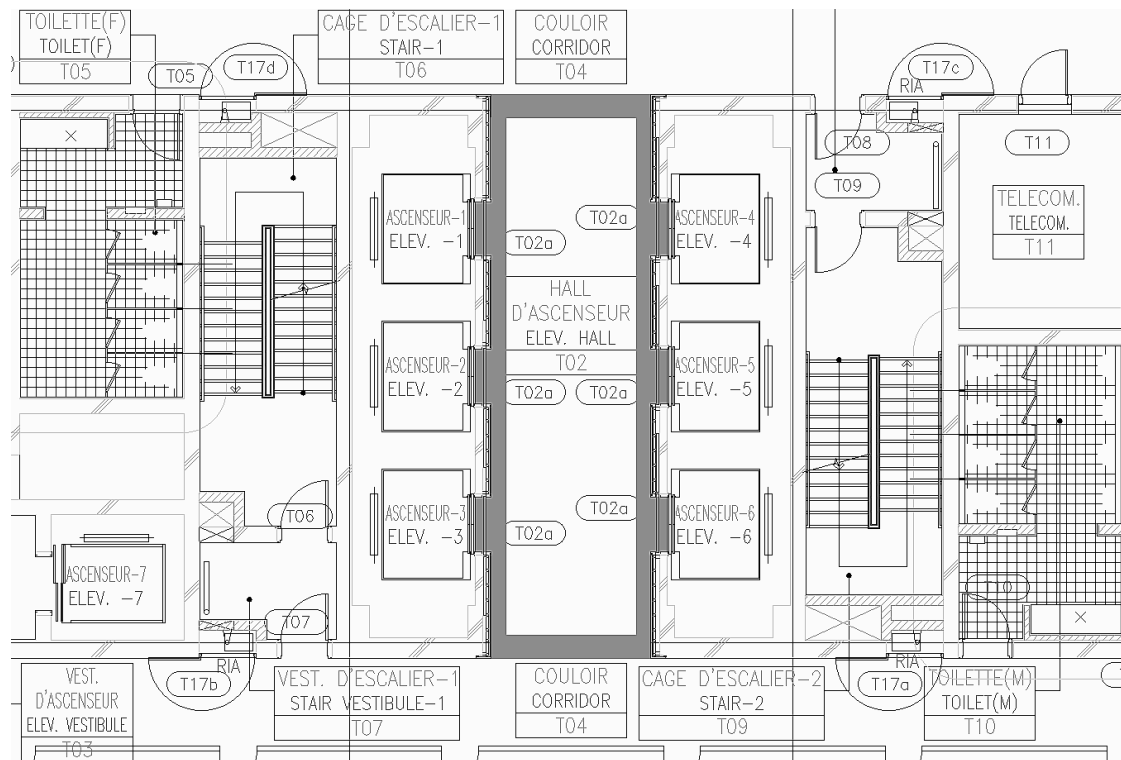


Figure III-4 : Extrait de la vue en plan des escaliers et ascenseurs du 1^{er} au 19^{ème} étage

III.4. Infrastructure

La structure contient deux sous-sols.

- Le premier sous-sol contient principalement des dépôts, des salles mécaniques et électroniques, une salle de générateur... etc.
- Tandis que le deuxième sous-sol contient des salles de sécurités, de contrôle, de communication, et quelques bureaux.

On note qu'il n'existe pas d'accès d'ascenseurs sur l'ensemble sous-sol.

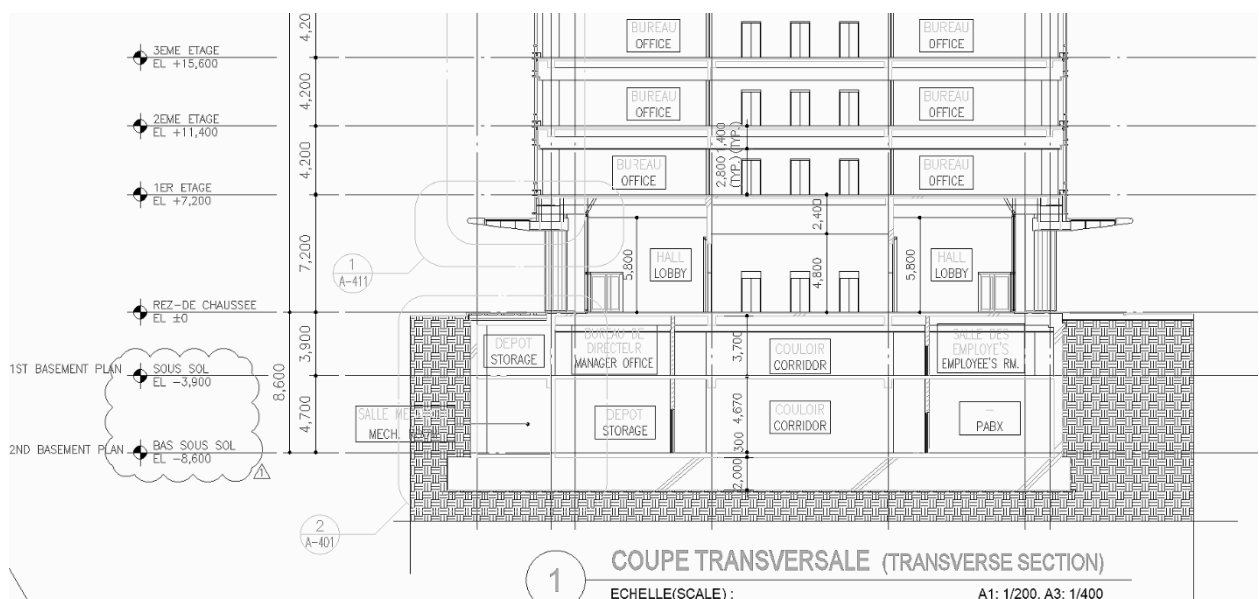


Figure III-5 : Coupe transversale du sous-sol

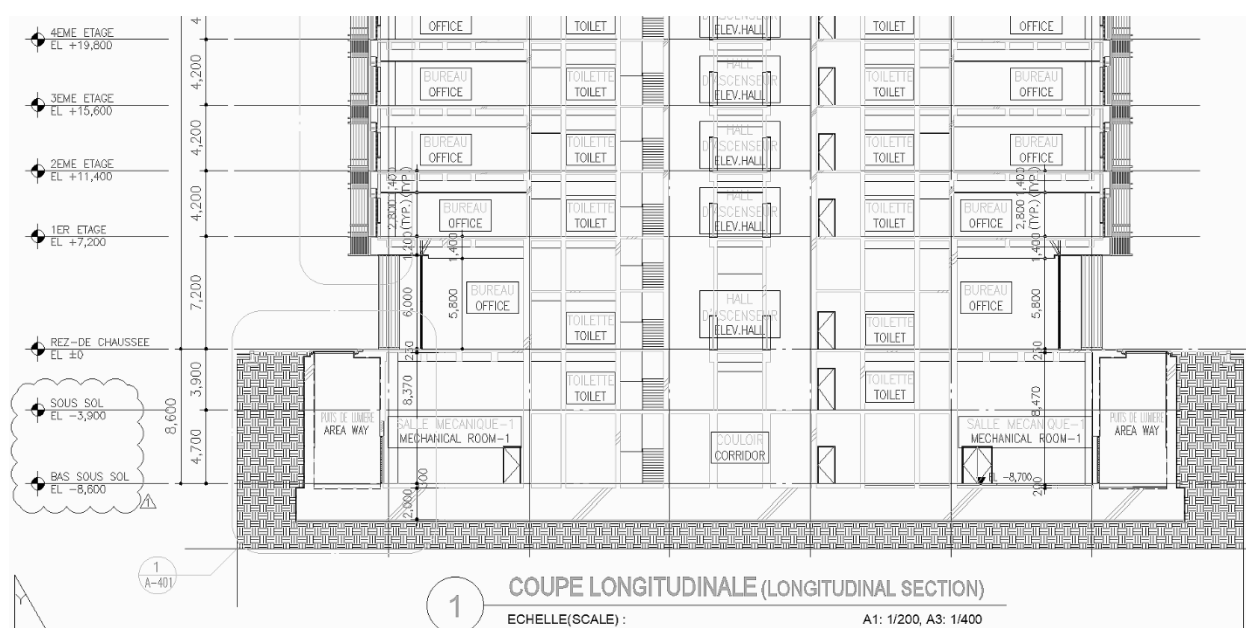


Figure III-6 : Coupe longitudinale dans l'axe Y-Y du sous-sol

IV. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul sont conformes aux règles techniques de la construction et du calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91 modifié 99) [8] et à la réglementation en vigueur en Algérie CBA93 (DTR) [9].

IV.1. Béton

IV.1.1. Résistance du béton

➤ Résistance du béton à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « j » jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques ou cubique. On peut obtenir la valeur de f_{cj} avec ces formules suivantes :

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)}$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude la classe du béton utilisé est de C30/37, avec une résistance minimale à la compression $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

➤ Résistance du béton à la traction

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer : Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien). Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de

longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion. La résistance à la traction est notée par « f_{t_j} », elle est définie par la relation :

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06f_{c_j}$$

Pour $f_{c28} = 30$ MPa, on trouve $f_{t_j} = 2,4$ MPa

➤ **Module de déformation longitudinale**

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinale », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

a. Module d'élasticité instantané « E_{ij} »

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{c_j}}$$

b. Module d'élasticité différé « E_{vj} »

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de longue durée, il représente le tiers du module d'élasticité instantané.

$$f_{c_j} = f_{c28} = 30 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 34179,58 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 11496,76 \text{ MPa} \end{cases}$$

c. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale

- E.L.U : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- E.L.S : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré)
- Poids volumique: On adopte la valeur $\gamma_{beton} = 25 \text{ kN/m}^3$

IV.1.2. Les contraintes limites de calcul

➤ **Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite à vérifier pour que la structure ou l'élément précis ne subisse pas de déformation irréversible sous la charge.

$$\text{Avec : } f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Où : $\theta = 0.85$ et $\gamma_b = 1.15$ Dans une situation accidentelle $f_{bu} = 26.09$ MPa

$\theta = 1$ et $\gamma_b = 1.5$ Dans une situation durable $f_{bu} = 17$ MPa

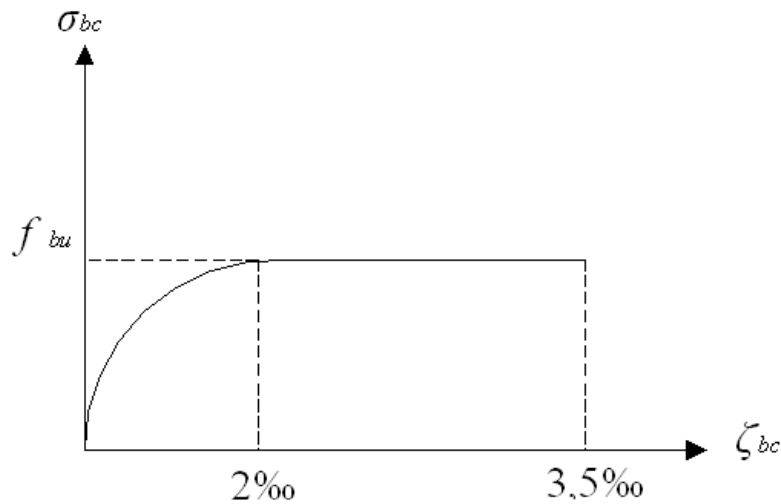


Figure III-7 : Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELU

➤ Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$

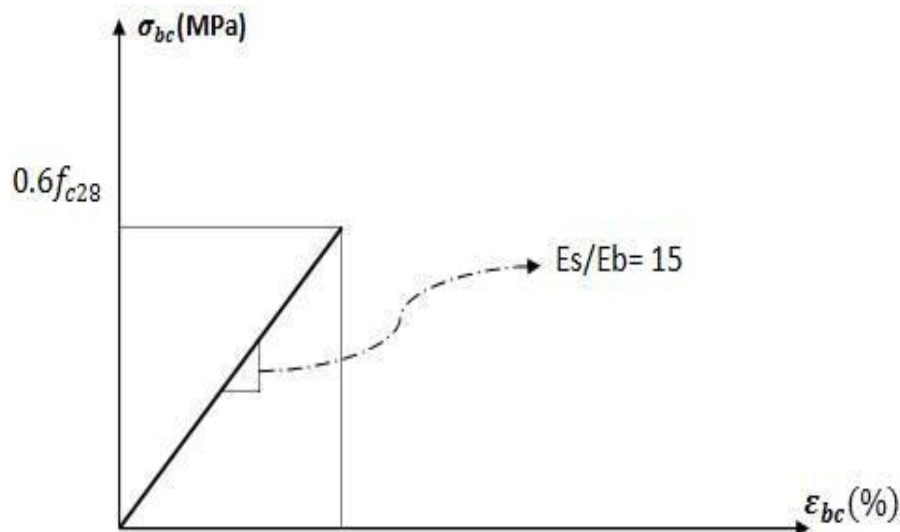


Figure III-8 : Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELS

IV.2. Aciers

Caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Ce matériau est très ductile, il peut résister à des déformations importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

Tableau III-2 : Type des aciers.

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
	F _e E24	235	
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfilent HA Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e TE50	500	
Fils tréfilent lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

IV.2.1. Module d'élasticité des aciers

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier. $E_s = 2,1.10^5 \text{MPa}$

IV.2.2. Contrainte de calcul

➤ E.L.U

σ_s = Contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notées et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

= 1 situation accidentelle.

➤ Rond lisse $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$
($f_e = 235 \text{ MPa}$)

➤ Haute adhérence $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 347.82 \text{ MPa} \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$
($f_e = 400 \text{ MPa}$)

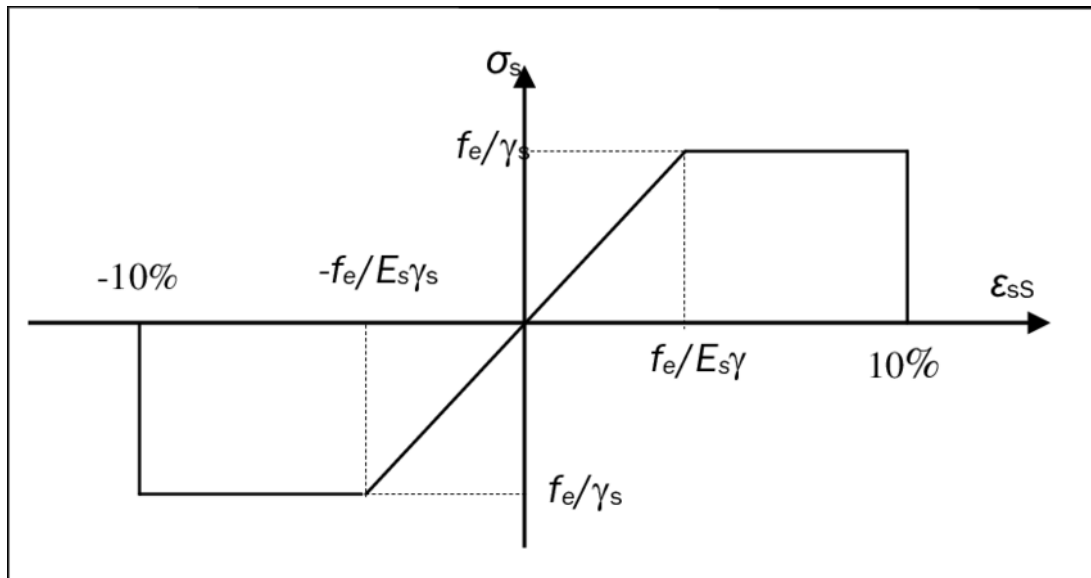


Figure III-9 : Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'E.L.U.

- ϵ_{es} = allongement de l'acier à l'E.L.U égal à 10‰.
- σ_s = contrainte de l'acier.
- γ_s = coefficient de sécurité de l'acier.
- ϵ_s = allongement relatif de l'acier.

➤ **E.L.S**

Dans la vérification à l'ELS, on s'intéresse entre autres à la limitation de la fissuration qui conduit à la limitation des contraintes appliquées.

*) Cas où la fissuration est peu nuisible : dans ce cas aucune vérification n'est demandée (en dehors de la vérification à l'ELU)

*) Cas où la fissuration est préjudiciable

- Barre ronds lisses : $\bar{\sigma}_s = 2/3 * f_e$

- Barre HA : $\bar{\sigma}_s = \text{MAX} (0.5f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration qui vaut 1 pour les ronds lisses ou 1.6 pour les barres HA.

CHAPITRE IV. Prédimensionnement et vérification des éléments structuraux

I. Introduction :

Ce chapitre a pour but de vérifier les dimensions des éléments structuraux en béton armé de la tour en se basant sur les méthodes de prédimensionnement et conformément aux exigences réglementaires, à savoir le BAEL91 modifié 99 et les nouvelles spécifications du règlement parasismique Algérien RPA2024.

II. Prédimensionnement et vérification du plancher

Le prédimensionnement d'une dalle pleine revient à déterminer son épaisseur « e » qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles repose la dalle.

L'épaisseur des dalles dépend des conditions :

- **Résistance à la flexion (rigidité)**

Le calcul se fait en considérant la dalle la plus défavorable :

- Pour les dalles sur appuis simples :

$$e_{\text{dalle}} = L_x/20$$

- Si la dalle est continue avec $\rho < 0.40$ on dit que la dalle porte dans un seul sens ($L_x \ll L_y$).

$$e_{\text{dalle}} = L_x/30$$

- Si la dalle est continue avec $0.40 \leq \rho \leq 1$ on dit que la dalle porte dans deux sens.

$$e_{\text{dalle}} = L_x/40$$

- **Condition d'isolation acoustique :**

Selon les règles de calcul des structures en béton armé « **CBA93** » l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à **13 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Contre les bruits aériens :

$$M_{\text{plancher}} = 2500 \times e \geq 400 \text{ kg/m}^2 \text{ (y compris le revêtement)}$$

Contre les bruits d'impacts :

$$M_{\text{plancher}} = 2500 \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2 \text{ (y compris le revêtement)}$$

- **Conditions de sécurité contre l'incendie**

- Epaisseur de 7cm pour une heure de coupe-feu (toute type de construction).

- Epaisseur de 11cm pour deux heures de coupe-feu (habitation de grande hauteur).

- Epaisseur de 15cm pour trois heures de coupe-feu (habitation de grande hauteur).

- Epaisseur de 17cm pour quatre heures de coupe-feu (sous-sol).

Vérifions si cette dalle est conforme à ces conditions :

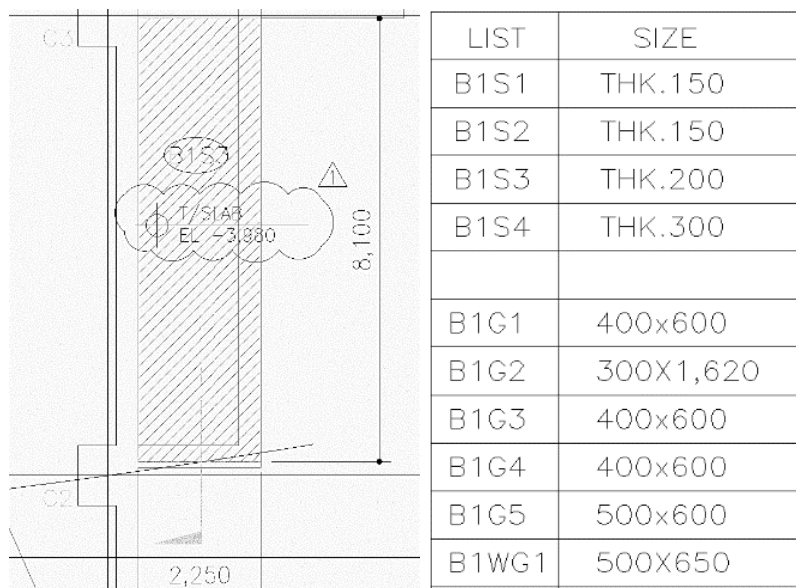


Figure III-10 : Dalle pleine en BA et épaisseurs de quelques éléments structuraux situés dans le 1er sous-sol

Cette dalle est portée dans un seul sens ($\rho = l_x / l_y = 0.277 < 0.40$) donc :

$$e_{dalle} = L_x / 30 = 7.5 \text{ cm.}$$

Puisque cette dalle est située dans le sous-sol, on doit prendre au moins une épaisseur supérieure à 17cm. Ce qui est le cas de cette dalle car son épaisseur est 20cm réellement.

Prenons un autre cas dans la superstructure :

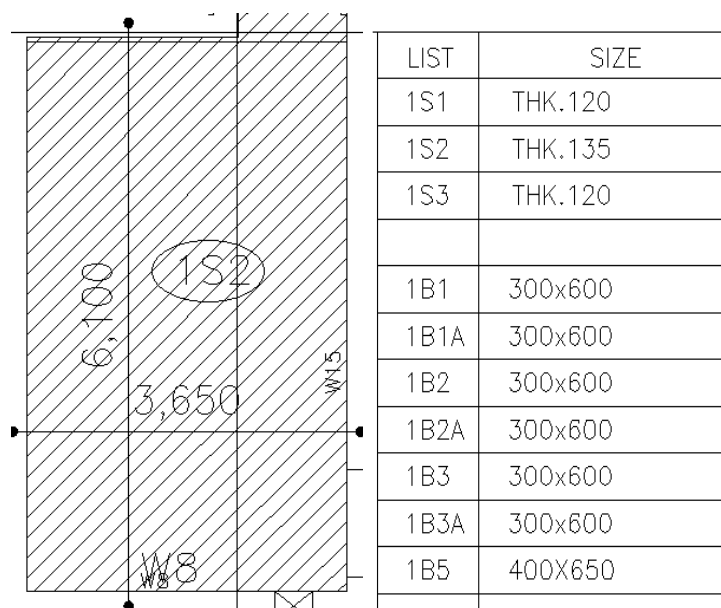


Figure III-11 : Dalle pleine en BA et épaisseurs de quelques éléments structuraux situés dans le 1er étage

Cette dalle est portée dans deux sens ($\rho = l_x/l_y = 0.40 < 0.60 < 1$) donc :

$$e_{dalle} = L_x/40 = 9.125 \text{ cm.}$$

Dans ce cas, l'épaisseur minimale prise est de 11cm pour assurer deux heures de coupe-feu. Ce qui est le cas de cette dalle car son épaisseur est 13.5cm réellement.

III. Prédimensionnement et vérification des poutres

Il existe deux types de poutres dans cette structure, les poutres principales et les poutres secondaires, ces poutres doivent être dimensionnées comme étant des poutrelles car elles forment une dalle nervurée comme le montre la coupe ci-dessous :

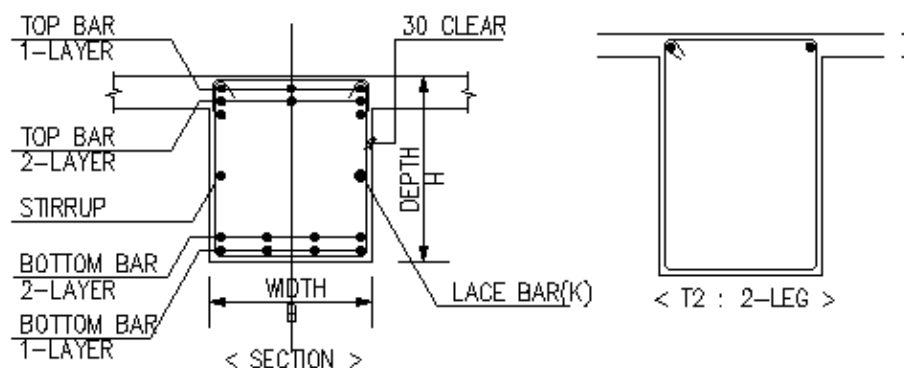


Figure III-12 : Coupe sur la poutre de la dalle nervurée

III.1. Prédimensionnement et vérification des poutres principales

Prenons ce cas de poutres principales :

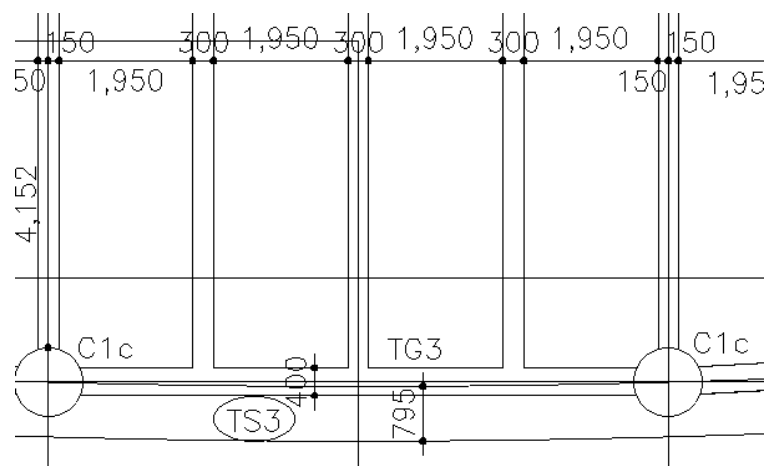


Figure III-13 : Extrait de la vue en plan de la poutre principale TG3

- **Calcul de la hauteur de la poutre :**

$$\text{On a } h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad \Rightarrow \quad h_t = 0.6\text{m} \geq \frac{9}{22,5} = 0.40\text{m} \quad \checkmark$$

Où L_{max} : la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

- **La largeur des poutres :**

$$0,3 h \leq b \leq 0,8 h \quad \Rightarrow \quad 0,18\text{m} \leq b = 0.4\text{m} \leq 0,48\text{m} \quad \checkmark$$

• **Vérification des spécifications pour les poutres selon RPA2024 :**

Coffrage :

$b \geq 25 \text{ cm}$: en zones IV, V et VI ($b=40\text{cm}$).....✓

$h \geq 30 \text{ cm}$ ($h=60\text{cm}$)✓

$h/b \leq 4.0$ ($h/b = 1.5$)✓

III.2. Prédimensionnement des poutres secondaires

Vérifions la dimension de la poutre 1B3 :

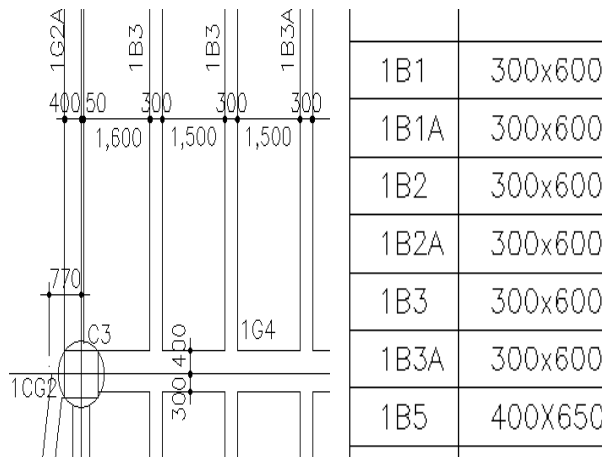


Figure III-14 : Extrait de la vue en plan des poutres secondaires constituant le plancher nervuré et ses dimensions

• **Calcul de la hauteur de la poutre :**

On a $h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \Rightarrow h_t = 0.6\text{m} \geq \frac{10.8}{22,5} = 0.48\text{m}$ ✓

Où L_{max} : la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

• **La largeur des poutrelles :**

$0,3 h \leq b \leq 0,5 h \Rightarrow 0,18\text{m} \leq b = 0.3\text{m} \leq 0,3\text{m}$ ✓

• **Vérification des spécifications pour les poutres selon RPA2024 :**

Coffrage

$b \geq 20 \text{ cm}$: en zones I, II et III

$b \geq 25 \text{ cm}$: en zones IV, V et VI ($b=30\text{cm}$).....✓

$h \geq 30 \text{ cm}$ ($h=60\text{cm}$)✓

$h/b \leq 4.0$ ($h/b = 2$)✓

$b_{max} \leq (1.5h+b_l)$

Où : h peut être ramenée à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

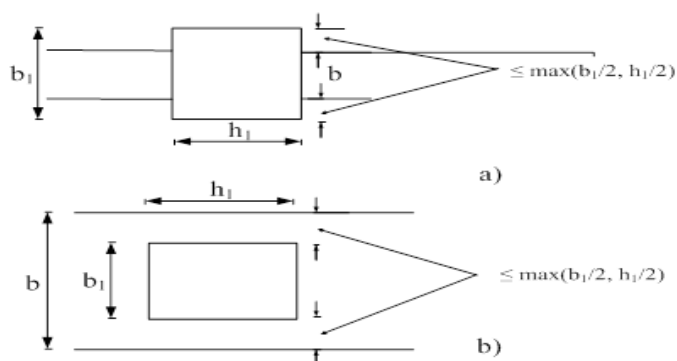


Figure III-15 : Dimensions à respecter pour les poutres

IV. Prédimensionnement et vérification des voiles et noyau central

Selon le RPA2024, les éléments de contreventement en voiles, doivent satisfaire la condition géométrique suivante :

$$l_w \geq \max \left(\frac{h_e}{3} ; 4b_w ; 1\text{m} \right)$$

Où : l_w représente la longueur du voile. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

L'épaisseur minimale (b_w) doit respecter la condition suivante : $b_w \geq \max \left(\frac{h_e}{20} ; 15\text{cm} \right)$

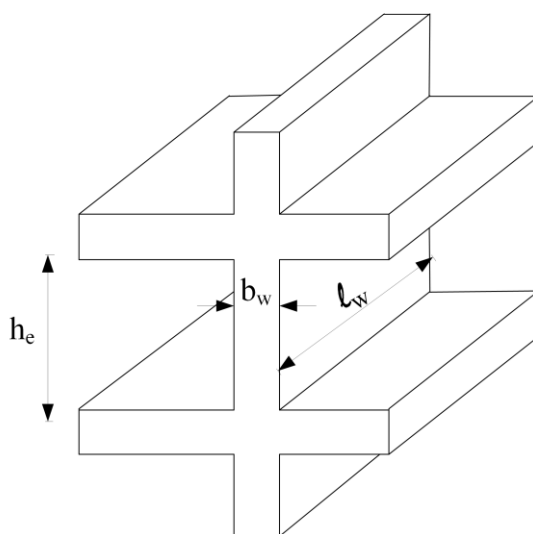


Figure III-16 : Coupe de voile en élévation

Tableau III-3 : Calcul des dimensions minimales des voiles constituant la structure

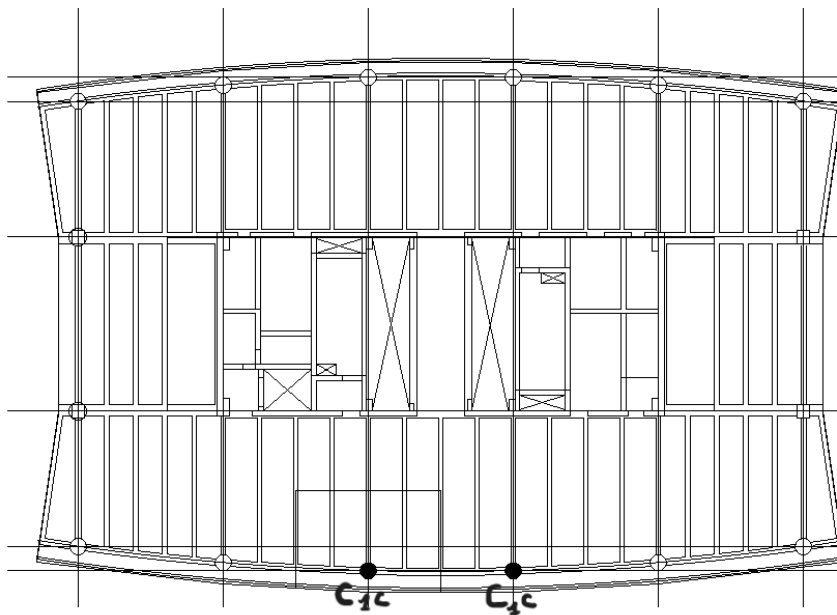
Niveau	he	lw	bw	lw choisi	bw choisi
1er étage	7.2	2.4	0.36	2.4	0.4
Étage typique	4.2	1.4	0.21	1.4	0.25
Toit de bâtiment	5.05	1.683	0.2525	1.7	0.3
Construction hors toit	5.25	1.75	0.2625	1.8	0.3
Toit de construction	3.65	1.216	0.1825	1.25	0.2

V. Prédimensionnement et vérification des poteaux

Nous allons considérer un cas de poteau situé en rive du bâtiment, il s'agit du poteau C1c. Le calcul de la section du béton sera fait en compression centré, les règles CBA 93 préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton.

V.1. Evaluation des charges et des surcharges de Plancher

Vu que nous disposons des plans de chargement propres et d'exploitation de chaque plancher constituant cette tour, nous allons procéder directement au prédimensionnement du poteau choisi :



MARK	LOADS(KN/m ²)	MARK	LOADS(KN/m ²)
①	DL(5.10), LL(2.5)	⑤	DL(4.48), LL(5.0)
②	DL(6.38), LL(2.5)	⑥	DL(5.05), LL(5.0)
③	DL(7.10), LL(2.5)	⑦	DL(4.65), LL(5.0)
④	DL(8.38), LL(2.5)		

Figure III-17 : Plan de chargement d'un étage typique

Donc pour notre poteau « C1c », nous illustrons les charges permanentes et d'exploitation pour chaque niveau dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-4 : Les charges permanentes et d'exploitation de chaque niveau

Niveau	Charge permanente (KN/m ²)	Charge d'exploitation (KN/m ²)
RDC	6.79	7.00
1 ^{er} Etage	5.10	2.50
Etages typiques (2 ^{eme} ~19 ^{eme})	5.10	2.50
Toit de bâtiment	5.06	5.00

V.2. Descente de charge

La loi de dégression s'applique généralement aux bâtiments à usage d'habitations et de bureaux élancés (cinq (05) niveaux ou plus). En cas de charge différente entre les étages (ce qui est notre cas dans le RDC), la loi pour calculer N_G et N_Q deviendra :

$$N_G = (G_{\text{toit}} + n \cdot G_{\text{typique}} + G_{\text{RDC}}) \cdot (S_{\text{off.}} (10\% \text{ ou } 15\%))$$

$$N_Q = (Q_{\text{toit}} + (1 + 0.9 + 0.8 + 0.7 + 0.6 + 0.5 \cdot n) \cdot Q_{\text{typique}} + 0.5 Q_{\text{RDC}}) \cdot (S_{\text{off.}} (10\% \text{ ou } 15\%))$$

G_{toit} , G_{typique} et G_{RDC} représentent le poids par mètre carré du plancher toit de bâtiment, étage typique, et le RDC respectivement. Q_{toit} , Q_{typique} et Q_{RDC} sont les charges d'exploitations revenant aux planchers du toit de bâtiment, étages typiques, et le RDC respectivement.

V.3. Calcul des surfaces offertes aux poteaux

a. RDC

Voici la surface offerte au poteau C1c dans le RDC

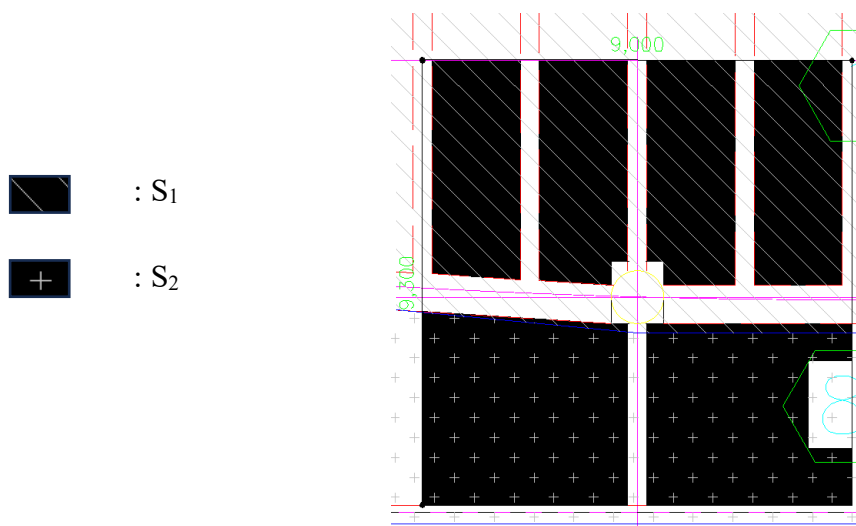


Figure III-18 : Surface offerte au poteau C1c dans le RDC

Ce plancher comporte deux types de charges permanentes et d'exploitation différentes, la surface au-dessus de la poutre principale a une charge permanente et d'exploitation surfacique de 6.79 kN/m² et 7.0kN/m² respectivement, tandis que le 2^{eme} plancher en dessous de la poutre principale possède une charge permanente et d'exploitation surfacique de 14.4 kN/m² et 12.0kN/m² respectivement.

$$\begin{aligned} \text{On a donc: } S_1 &= 30.62 \text{ m}^2 & S_{1 \text{ tot}} &= 9 \times 5.255 = 47.295 \text{ m}^2 \\ S_2 &= 29.85 \text{ m}^2 & S_{2 \text{ tot}} &= 9 \times (9.3 - 5.255) = 36.405 \text{ m}^2 \\ S_{PS} &= 0.4 \times 0.7 \text{ m} & S_{PP} &= 0.8 \times 0.8 \text{ m} \end{aligned}$$

Charge permanente

$$\text{Poids du plancher} = S_1 * G_{RDC1} + S_2 * G_{RDC2} = 637.75 \text{ kN}$$

$$\text{Poids de la poutre principal} = \rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25 \times 9 \times 0,8 \times 0,8 = 144 \text{ kN}$$

$$\text{Poids de la poutre secondaire} = \rho_b \times \Sigma l_{ps} \times h \times b = 25 \times 24.85 \times 0,40 \times 0,70 = 173.95 \text{ kN.}$$

$$\mathbf{G_{RDC} = 955.70 \text{ kN}}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q_{RDC} = Q_1 \times S_{1 \text{ tot}} + Q_2 \times S_{2 \text{ tot}} = \mathbf{767.925 \text{ kN}}$$

b. Les étages typiques

La surface offerte dans les étages typiques et le toit de bâtiment est représentée ci-dessous :

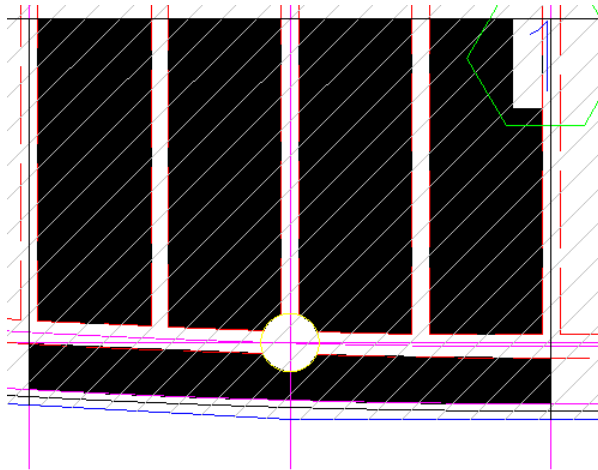


Figure III-19 : Surface offerte au poteau C1c dans les étages typiques et le toit du bâtiment

$$\begin{aligned} \text{On a : } S_{\text{off}2} &= 42.17 \text{ m}^2 & S_{\text{tot}2} &= 54.27 \text{ m}^2 \\ S_{PS} &= 0.3 \times 0.6 \text{ m} & S_{PP} &= 0.4 \times 0.6 \text{ m} \end{aligned}$$

Charge permanente

$$\text{Poids du plancher} = S_{\text{off}2} \times G_{\text{typique}} = 215.067 \text{ kN}$$

$$\text{Poids de la poutre principal} = \rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25 \times 9 \times 0,4 \times 0,6 = 54 \text{ kN}$$

$$\text{Poids de la poutre secondaire} = \rho_b \times \Sigma l_{ps} \times h \times b = 25 \times 21.2 \times 0,30 \times 0,60 = 95.4 \text{ kN.}$$

$$\mathbf{G_{\text{typique}} = 364.467 \text{ kN}}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q_{\text{typique}} = Q_{\text{typique}} \times S_{\text{tot}2} = 2.5 \times 54.27 = \mathbf{135.675 \text{ kN}}$$

c. Le toit de bâtiment

La surface offerte aux poteaux du niveau du toit de bâtiment est similaire à celles des étages typiques, seulement les poutres constituant ce niveau et les charges surfaciques sont différentes, tel que la dimension de la poutre secondaire liée au poteau C1c est 0.5×0.7 m, et les autres poutres secondaire ont une dimension de 0.4×0.7 m.

$$\begin{aligned} \text{On a donc: } S_{\text{off}2} &= 42.17 \text{ m}^2 & S_{\text{tot}2} &= 54.27 \text{ m}^2 \\ S_{\text{PS1}} &= 0.4 \times 0.7 \text{ m} & S_{\text{PS2}} &= 0.5 \times 0.7 \text{ m} & S_{\text{PP}} &= 0.5 \times 0.7 \text{ m} \end{aligned}$$

Charge permanente

$$\text{Poids du plancher} = S_{\text{off}2} \times G_{\text{toit}} = 213.38 \text{ kN}$$

$$\text{Poids de la poutre principal} = \rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25 \times 9 \times 0.5 \times 0.7 = 54 \text{ kN}$$

$$\text{Poids de la poutre secondaire} = \rho_b \times (\Sigma l_{ps1} \times h_1 \times b_1 + \Sigma l_{ps2} \times h_2 \times b_2) = 155.66 \text{ kN.}$$

$$G_{\text{typique}} = 423.04 \text{ kN}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q_{\text{toit}} = Q_{\text{toit}} \times S_{\text{tot}2} = 5 \times 54.27 = 271.35 \text{ kN}$$

V.4. Prédimensionnement des poteaux

D'après l'art. 8.4.1 du CBA93 et du BAEL91 modifié en 99, l'effort normal ultime N_u agissant sur des poteaux soumis à une compression centrée doit être **au plus égal** à la valeur suivante :

$$N_u \geq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b \theta} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

En simplifiant cette formule, on retrouve l'équation pour calculer la section réduite :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \times \frac{A_s}{B_r} \right)}$$

B_r : Section réduite d'un poteau, (cm²)

A_s : Section d'acier comprimée.

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=30$ MPa pour les poteaux).

f_{bc} : Contrainte de compression admissible de béton ($f_{bc} = 0.85 (f_{c28}/\gamma_b) = 21.25$ MPa).

γ_b : Coefficient partiel de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,20$).....RPA2024 situation durable.

γ_s : Coefficient partiel de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,00$)..... RPA2024 situation durable.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend le valeur : $\beta = 1 + 0,2 (\lambda/35)^2$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

D'après RPA2024 : $A/Br = 1\%$ (zone VI) Donc : $B_r \geq 0.0444 N_u$

Tableau III-5 : Charge permanente revenant sur le poteau C1c.

POT	GPP	G PS	G Plancher	G étage	G cum
Unité	kN	kN	kN	kN	kN
Toit	54	155.66	213.38	423.04	423.04
19 ^{eme}	54	95.4	215.07	364.47	787.51
18 ^{eme}	54	95.4	215.07	364.47	1151.97
17 ^{eme}	54	95.4	215.07	364.47	1516.44
16 ^{eme}	54	95.4	215.07	364.47	1880.91
15 ^{eme}	54	95.4	215.07	364.47	2245.38
14 ^{eme}	54	95.4	215.07	364.47	2609.84
13 ^{eme}	54	95.4	215.07	364.47	2974.31
12 ^{eme}	54	95.4	215.07	364.47	3338.78
11 ^{eme}	54	95.4	215.07	364.47	3703.24
10 ^{eme}	54	95.4	215.07	364.47	4067.71
9 ^{eme}	54	95.4	215.07	364.47	4432.18
8 ^{eme}	54	95.4	215.07	364.47	4796.64
7 ^{eme}	54	95.4	215.07	364.47	5161.11
6 ^{eme}	54	95.4	215.07	364.47	5525.58
5 ^{eme}	54	95.4	215.07	364.47	5890.05
4 ^{eme}	54	95.4	215.07	364.47	6254.51
3 ^{eme}	54	95.4	215.07	364.47	6618.98
2 ^{eme}	54	95.4	215.07	364.47	6983.45
1 ^{er}	54	95.4	215.07	364.47	7347.91
RDC	144	173.95	637.75	955.7	8303.61

Tableau III-6 : Charge d'exploitation du poteau C1c.

les niveau	S plancher	S extension	Bureaux	Extension	Q	Q cum
unité	m ²	m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN	kN
Toit	54.27	0.00	5.00	/	271.35	271.35
19 ^{eme}	54.27	0.00	2.50	/	135.68	407.03
18 ^{eme}	54.27	0.00			135.68	542.70
17 ^{eme}	54.27	0.00			135.68	678.38
16 ^{eme}	54.27	0.00			135.68	814.05
15 ^{eme}	54.27	0.00			135.68	949.73
14 ^{eme}	54.27	0.00			135.68	1085.40
13 ^{eme}	54.27	0.00			135.68	1221.08
12 ^{eme}	54.27	0.00			135.68	1356.75
11 ^{eme}	54.27	0.00			135.68	1492.43
10 ^{eme}	54.27	0.00			135.68	1628.10
9 ^{eme}	54.27	0.00			135.68	1763.78
8 ^{eme}	54.27	0.00			135.68	1899.45
7 ^{eme}	54.27	0.00			135.68	2035.13
6 ^{eme}	54.27	0.00			135.68	2170.80
5 ^{eme}	54.27	0.00			135.68	2306.48
4 ^{eme}	54.27	0.00			135.68	2442.15
3 ^{eme}	54.27	0.00			135.68	2577.83
2 ^{eme}	54.27	0.00	135.68	2713.50		
1 ^{er}	54.27	0.00	135.68	2849.18		
RDC	47.30	36.41	7.00	12.00	767.93	3617.10

- **Calcul de N_u et N_s**

Tableau III-7 : Effort normal ultime et de service pour le poteau C1c

Les niveau	G	Q	N_s	N_u
Unité	kN	kN	kN	kN
Toit	423.04	271.35	694.39	978.13
19 ^{eme}	787.51	407.03	1194.54	1673.68
18 ^{eme}	1151.97	542.70	1694.67	2369.21
17 ^{eme}	1516.44	678.38	2194.82	3064.76
16 ^{eme}	1880.91	814.05	2694.96	3760.30
15 ^{eme}	2245.38	949.73	3195.11	4455.85
14 ^{eme}	2609.84	1085.40	3695.24	5151.38
13 ^{eme}	2974.31	1221.08	4195.39	5846.93
12 ^{eme}	3338.78	1356.75	4695.53	6542.48
11 ^{eme}	3703.24	1492.43	5195.67	7238.01
10 ^{eme}	4067.71	1628.10	5695.81	7933.56
9 ^{eme}	4432.18	1763.78	6195.96	8629.11
8 ^{eme}	4796.64	1899.45	6696.09	9324.64
7 ^{eme}	5161.11	2035.13	7196.24	10020.19
6 ^{eme}	5525.58	2170.80	7696.38	10715.73
5 ^{eme}	5890.05	2306.48	8196.53	11411.28
4 ^{eme}	6254.51	2442.15	8696.66	12106.81
3 ^{eme}	6618.98	2577.83	9196.81	12802.36
2 ^{eme}	6983.45	2713.50	9696.95	13497.91
1 ^{er}	7347.91	2849.18	10197.09	14193.44
RDC	8303.61	3617.10	11920.71	16635.52

- **Calcul du diamètre du poteau et vérification du coffrage selon RPA2024**

Pour trouver le diamètre du poteau :

$$B_r = \pi D^2/4 \geq 0.0444 N_u \quad \rightarrow \quad D \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.0444 N_u}{\pi}} + 0.02m$$

Le diamètre retrouvé doit vérifier les spécifications de coffrage des poteaux selon le RPA2024 tel que pour les poteaux circulaires, le diamètre D, devra satisfaire les conditions ci-dessous :

$D \geq 25$ cm : en zones I et II

$D \geq 35$ cm : en zones IV, V et VI

$D \geq 30$ cm : en zone III

$D \geq l_c/15$: quelle que soit la zone.

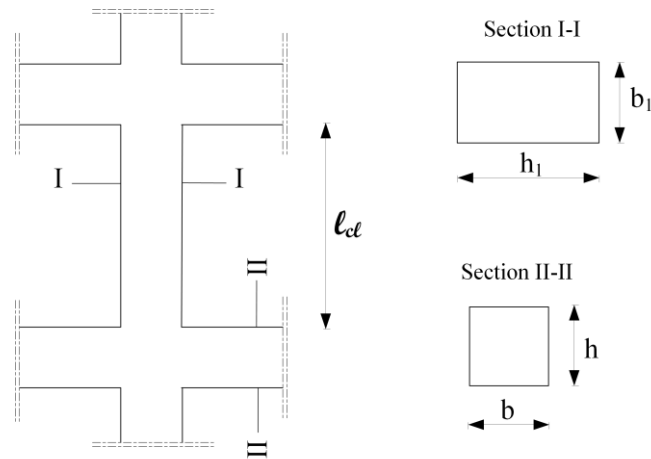


Figure III-20 : Coffrage des poteaux

Tableau III-8 : Choix et vérification du diamètre avec les dimensions réelles

Les niveau	D calculé	D choisi	D réel	Vérification
Unité	m	m	m	
Toit	0.24	0.35	0.70	oui
19 ^{eme}	0.31	0.35	0.70	oui
18 ^{eme}	0.37	0.40	0.70	oui
17 ^{eme}	0.42	0.45	0.70	oui
16 ^{eme}	0.46	0.50	0.70	oui
15 ^{eme}	0.50	0.55	0.70	oui
14 ^{eme}	0.54	0.55	0.70	oui
13 ^{eme}	0.58	0.60	0.70	oui
12 ^{eme}	0.61	0.65	0.80	oui
11 ^{eme}	0.64	0.65	0.80	oui
10 ^{eme}	0.67	0.70	0.80	oui
9 ^{eme}	0.70	0.75	0.90	oui
8 ^{eme}	0.73	0.75	0.90	oui
7 ^{eme}	0.75	0.80	0.90	oui
6 ^{eme}	0.78	0.80	0.90	oui
5 ^{eme}	0.80	0.85	0.90	oui
4 ^{eme}	0.83	0.85	0.90	oui
3 ^{eme}	0.85	0.90	1.00	oui
2 ^{eme}	0.87	0.90	1.00	oui
1 ^{er}	0.90	1.00	1.00	oui
RDC	0.97	1.00	1.10	oui

V.5. Vérification de la rigidité

Poteau D = 35cm :

Tableau III-9 : Vérification de la rigidité du poteau D=35cm

	b (m)	h (m)	D(m)	L (m)	$I=bh^3/12$ (m ⁴)	$K=I/L$ (m ⁴)
Poteau	/	/	0.35	4.2	0.000736244	0.0001753
Poutre	0.5	0.7	/	9	0.014291667	0.001588

$K_{\text{poteau}} < K_{\text{poutre}}$ condition non vérifiée.

Poteau D = 70cm :

Tableau III-10 : Vérification de la rigidité du poteau D=70cm

	b (m)	h (m)	D(m)	L (m)	$I=bh^3/12$ (m ⁴)	$K=I/L$ (m ⁴)
Poteau	/	/	0.7	4.2	0.011779906	0.0028047
Poutre	0.5	0.7	/	9	0.014291667	0.001588

$K_{\text{poteau}} > K_{\text{poutre}}$ condition vérifiée.

V.6. Choix final de la section des poteaux

Tableau III-11 : Choix final de la dimension des poteaux

les niveau	D choisi
unité	m
Toit-10 ^{eme}	0.70
9 ^{eme}	0.75
8 ^{eme}	0.75
7 ^{eme}	0.80
6 ^{eme}	0.80
5 ^{eme}	0.85
4 ^{eme}	0.85
3 ^{eme}	0.90
2 ^{eme}	0.90
1 ^{er}	1.00
RDC	1.00

V.7. Vérification au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentrée ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \text{ (BAEL 91 modifié 99 page 110) [8]}$$

Avec :

λ : élancement du Poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$ pour les poteaux de rive

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.

i : rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{a \times b^3}{12}$

Tableau III-12 : Vérification au flambement.

Section de poteaux (cm ²)	D (m)	B(m ²)	I(m ⁴)	i	Lf (m)	L0(m)	λ	Condition $\lambda < 35$
Toit-10eme	0.7	0.385	0.012	0.175	2.94	4.2	16.800	oui
9eme	0.75	0.442	0.016	0.188	2.94	4.2	15.680	oui
8eme	0.75	0.442	0.016	0.188	2.94	4.2	15.680	oui
7eme	0.8	0.503	0.020	0.200	2.94	4.2	14.700	oui
6eme	0.8	0.503	0.020	0.200	2.94	4.2	14.700	oui
5eme	0.85	0.567	0.026	0.213	2.94	4.2	13.835	oui
4eme	0.85	0.567	0.026	0.213	2.94	4.2	13.835	oui
3eme	0.9	0.636	0.032	0.225	2.94	4.2	13.067	oui
2eme	0.9	0.636	0.032	0.225	2.94	4.2	13.067	oui
1er	1	0.785	0.049	0.250	5.04	7.2	20.160	oui
RDC	1	0.785	0.049	0.250	2.73	3.9	10.920	oui

Conclusion

Après avoir redimensionné les éléments structuraux de notre projet, on conclut que le dimensionnement de la structure est conforme aux règles de dimensionnement des éléments ainsi que les exigences réglementaires des structures en béton armé selon RPA 2024.

CHAPITRE V. Etude dynamique de la structure

Introduction

L'étude dynamique représente une étape cruciale et fondamentale dans la conception structurale des ouvrages, en particulier sous les actions accidentelles tels que les séismes. Considérées comme des phénomènes qui provoquent un transfert brusque de l'énergie potentielle stockée au fond de la croûte terrestre des différentes couches du sol d'assise de l'ouvrage, les séismes provoquent des vibrations du sol qui engendrent parfois des pertes humaines et des dommages à la construction. Faire face à ce type de sollicitations dévastatrices et imprévisible dans l'industrie de la construction est un défi que les ingénieurs concepteurs essaient de surmonter à travers leurs conceptions.

La réglementation –(code)- parasismique fait partie des directives qui rentrent dans les mesures considérées pour faire face à ces séismes ; et ce, durant la phase, conceptuelle, de calculs ou dans la préparation des dossiers d'exécution. L'Algérie fait partie des rares pays qui ont développé ce code parasismique à travers le monde depuis plus de 40 ans, avec l'apparition de la première version en 1981 juste après le séisme de l'Asnam en 1980. La dernière version a été officiellement adoptée en janvier 2025, sous le nom de RPA2024.

Ces règles de conception parasismique sont basées sur des stratégies destinées à rendre les structures plus dissipatives, stables et ductiles.

I. Objectif de l'étude dynamique de la structure

L'objectif principal de l'étude dynamique d'une structure est de reconnaître et évaluer la réponse de la structure aux sollicitations dynamiques, en particulier, pour notre cas, celles générées par les séismes, afin de garantir sa stabilité, sa sécurité et ses performances. L'étude dynamique d'une structure dans sa configuration réelle est généralement très complexe et nécessite des calculs lourds, voir, parfois, inaccessibles par des méthodes directes. C'est pourquoi, il est courant de recourir à des modèles simplifiés, permettant de représenter fidèlement le comportement global de la structure tout en rendant l'analyse plus accessible et exploitable.

Pour notre cas d'étude, nous allons investir l'approche d'utilisation des appuis élastiques sous la structure objet de notre projet de fin d'étude, afin de voir sa réponse et la comparer avec la conception initiale faite suivant la version précédente du règlement parasismique Algérien, RPA2003.

Le calcul dynamique et le dimensionnement des appuis élastiques est élaboré en utilisant les sollicitations du nouveau RPA2024.

Pour ce faire, nous avons suivi les étapes suivantes, à savoir :

1. La définition des propriétés des éléments constituant la structure (matériaux, sections, caractéristiques physiques...).
2. Modélisation de la structure sans les isolateurs sismiques.
3. Détermination des fréquences naturelles et les modes propres de vibration de la structure.
4. Évaluation des effets des forces d'inertie induites par les accélérations sismiques.

5. Vérification de la stabilité globale de la structure (déformations, déplacements,).
6. Définition des propriétés mécaniques des isolateurs sismiques.
7. Modélisation de la structure avec les isolateurs sismiques.
8. Comparaison des réponses des deux structures avec / sans isolateurs sismiques.

II. Modélisation de la structure

La modélisation numérique basée sur la méthode des éléments finis d'une structure consiste à représenter de manière simplifiée et mathématique les éléments d'un ouvrage réel (poutres, poteaux, dalles, appuis, charges, etc.) afin de pouvoir analyser son comportement sous différentes sollicitations, notamment les charges statiques et dynamiques, à l'aide de logiciels de calcul. Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour l'utilisation du logiciel de calcul de structure CSI-ETABS.

III. Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA2024 ». Ce calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

III.1. La méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente consiste à remplacer les forces dynamiques générées par un séisme par un système de forces statiques fictives produisant des effets similaires. Ces forces sismiques sont appliquées selon deux directions horizontales orthogonales, généralement alignées avec les axes principaux de la structure. Toutefois, cette méthode fournit des résultats approximatifs, souvent inférieurs aux efforts réels subis lors d'un séisme majeur. Sa validité repose donc sur le respect strict de dispositions constructives assurant à la structure une bonne ductilité et une capacité à dissiper l'énergie sismique.

Cependant cette méthode n'est pas valable pour notre cas d'étude car la structure ne vérifie pas les conditions imposées par cette méthode. Mais on doit la réaliser pour vérifier la condition de résultante des forces sismiques de calcul dans le RPA2024 qui dit :

Si ($V_t \leq 0.8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...etc) dans le rapport ($0.80V/V_t$) tel que V_t est l'effort tranchant dynamique à la base et V est l'effort tranchant calculé par la méthode statique équivalente.

III.2. La méthode d'analyse modale spectrale

C'est une méthode d'analyse linéaire qui permet de calculer les effets d'un séisme sur une structure en combinant les réponses modales obtenues à partir du spectre de réponse sismique. Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés, dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont, par la suite, combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Nous utilisons cette méthode pour la vérification de la structure sans les appuis élastiques.

III.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

C'est une méthode d'analyse sismique temporelle (non linéaire ou linéaire) qui consiste à appliquer directement un ou plusieurs accélérogrammes (enregistrements réels ou synthétiques de séismes) à la base d'une structure, puis à résoudre numériquement les équations du mouvement pour obtenir la réponse de la structure au cours du temps.

IV. Paramètres du spectre de réponse selon RPA2024

Cette tour est implantée dans une zone classée comme étant une zone à sismicité élevée (zone VI). Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage de grande importance (groupe 1B) car sa hauteur dépasse 48 m. Le site est considéré comme meuble (S3). D'après ces données, nous pouvons déduire la valeur des coefficients suivants :

A : (zone sismique VI) Donc : $A=0,3$.

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.76 > 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique = 10% dans le cas de présence de voile ou de noyaux en béton armé.

R : Coefficient de comportement de la structure. Sa valeur varie en fonction du système de contreventement.

R= 3 Système à ossature à noyau ou à effet noyau.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site S₃ zone VI : spectre type 1 $T_1=0,15$ s, $T_2=0,6$ s).

Q_f : Facteur de qualité ($Q_f = 1 \pm \Sigma P_q$).

Tableau V-1 : Valeur de pondération P_q

Catégorie	Critère, q	Observé ou non
(b)	1. Régularité en plan	Oui
	2. Régularité en élévation	Oui
		ΣP_q 0
=		

IV.1. Estimation de la masse

La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. Cette masse est calculée par la formule suivante prescrite dans le RPA2024 :

$$W_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}, \text{ pour tout niveau } i \text{ de la structure.}$$

- W_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est égal à 0.3 car la structure s'agit d'un bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés.

La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les dalles est prise égale à celle du béton à savoir 25 kN/m^3 .

IV.2. Vérification de l'effort tranchant à la base

Selon le RPA2024, La résultante des forces sismiques à la base, V_t , obtenue par combinaison des valeurs modales (valeur de l'effort tranchant obtenue par le logiciel ETABS) ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques V_{statique} tel que :

$$V_{\text{statique}} = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) W$$

Avec : λ : Coefficient de correction qui est égale à 1 car : $T_0 \geq (2.T_2)$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) : \text{Ordonnée du spectre de calcul pour la période } T_0$$

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée. Le Tableau ci-dessous donne les valeurs de la période, (T_0), à utiliser dans la formule de calcul de l'effort tranchant à la base V .

Tableau V-2 : Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

Cas	Période à utiliser
$T_{\text{calcul}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3 T_{\text{empirique}}$

$$T_{\text{empirique}} = C_T * (h_N)^{3/4} = 0.050 * 96.75^{3/4} = 1.54 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad 1.3 T_{\text{empirique}} = 2.00 \text{ s}$$

Les valeurs de T_{calcul} de chaque direction sont obtenues à partir des résultats de l'analyse modale dans le logiciel ETABS :

Tableau V-3 : Participation massique du modèle

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX%	SumUY%	RZ	SumRZ %
Modal	1	1.782	0.0016	0.5738	0.16	57.38	0.0004	0.04
Modal	2	1.477	0.604	0.0016	60.56	57.54	0	0.04
Modal	3	0.986	2.43E-06	0.0001	60.56	57.55	0.7381	73.85
Modal	4	0.358	0.0335	0.1646	63.91	74.01	0.0004	73.89
Modal	5	0.354	0.1527	0.0359	79.19	77.59	0.0005	73.94
Modal	6	0.32	0.0002	0.0012	79.21	77.71	0.1221	86.15
Modal	7	0.209	8.41E-06	8.39E-06	79.21	77.71	9.51E-06	86.15
Modal	8	0.204	2.02E-06	0	79.21	77.71	0	86.15
Modal	9	0.204	0	2.35E-05	79.21	77.72	3.72E-05	86.16
Modal	10	0.203	4.7E-06	0.0002	79.21	77.73	0.0003	86.19
Modal	11	0.2	0	0.0002	79.21	77.75	0.0002	86.21
Modal	12	0.183	0.0005	0.0001	79.26	77.76	0.0595	92.16
Modal	13	0.165	0.087	0.0001	87.96	77.76	0.0003	92.19
Modal	14	0.152	4.99E-05	0.0945	87.97	87.21	0.0001	92.2
Modal	15	0.13	0.0002	5.32E-06	87.99	87.21	0.0309	95.29
Modal	16	0.109	0.0562	9.03E-06	93.61	87.21	0.0001	95.3
Modal	17	0.106	3.58E-05	0.0001	93.62	87.22	0.0145	96.75
Modal	18	0.099	3.13E-06	0.0372	93.62	90.94	0.0012	96.87
Modal	19	0.097	0	0.0014	93.62	91.08	1.75E-05	96.88

Une période fondamentale : $T_y = 1.78s$ et $T_x = 1.47s$ dont :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 18^{ème} mode.

En comparant ces valeurs de période avec la période empirique, les périodes de calcul sont inférieures à 30% de la période empirique, nous utiliserons pour nos calculs :

$$T_{0x} = 1.47s \text{ et } T_{0y} = 1.78s$$

L'accélération spectrale élastique est obtenue soit par lecture sur le graphe du spectre de l'ordonné de chaque T_0 , soit en le calculant par une des formules ci-dessous :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Tableau V-4 : Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	λ	S_{ad}/g (T)	W	V_{stat}	$0.8V_{stat}$	V_{dyn}	vérification
X-X	1	0.1592	484712.751	77158.356	61726.685	64727.037	ok
Y-Y	1	0.1315	484712.751	63720.665	50976.532	59412.318	ok

A partir de ces résultats, il est clair que les forces sismiques du modèle numérique ne nécessitent pas d'amplification.

IV.3. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions.

Chaque bâtiment doit être vérifié vis-vis de la stabilité au renversement par rapport au niveau de ses fondations.

Le moment de renversement, au niveau des fondations, est égal à la somme des forces latérales, à chaque niveau, multipliées par la hauteur de chacune d'entre elles, depuis le niveau de fondation.

Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit être au minimum de 1.3.

IV.3.1. Vérification dans le sens X-X

Tableau V-5 : Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble dans le sens X-X

ETAGE	V _x (KN)	h (m)	W (KN)	X _g (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)	
Story1	64706.954	7.2	485071.4	22.5	32047.933	10914106.06	
Story2	60255.852	11.4			17593.8708		
Story3	58712.530	15.6			29892.901		
Story4	56796.318	19.8			43694.4281		
Story5	54589.529	24			57822.5448		
Story6	52180.256	28.2			68989.8223		
Story7	49733.809	32.4			78455.1258		
Story8	47312.354	36.6			86286.3739		
Story9	44954.803	40.8			89933.8488		
Story10	42750.542	45			90798.255		
Story11	40732.803	49.2			91024.4723		
Story12	38882.712	53.4			91534.9799		
Story13	37168.574	57.6			95176.8806		
Story14	35516.197	61.8			105695.347		
Story15	33805.917	66			126279.912		
Story16	31892.585	70.2			160396.189		
Story17	29607.739	74.4			214235.522		
Story18	26728.229	78.6			296934.231		
Story19	22950.440	82.8			480747.109		
Toit de bâtiment	17144.315	87.85			864726.754		
Construction hors toit MEZZ	7301.097	93.1	410421.407				
Toit de construction hors toit	2892.703	96.75	279869.054				
					Σ	3812556.96	$Ms/Mr = 2.86 > 1.3$ OK

A partir de ces résultats, aucun risque d'instabilité d'ensemble n'existe pour notre structure.

IV.3.2. Vérification dans le sens Y-Y

Tableau V-6 : Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble dans le sens Y-Y

ETAGE	V _y (KN)	h (m)	W (KN)	Y _g (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
Story1	59390.011	7.2	485071.4	13.8	31779.8921	6693985.052
Story2	54976.137	11.4			19522.0235	
Story3	53263.679	15.6			33151.9188	
Story4	51138.556	19.8			48557.8665	
Story5	48686.139	24			64739.5896	
Story6	45988.656	28.2			78144.112	
Story7	43217.588	32.4			88094.7673	
Story8	40498.614	36.6			94816.2052	
Story9	37908.007	40.8			95576.7948	
Story10	35565.438	45			91026.081	
Story11	33542.637	49.2			82689.7856	
Story12	31861.950	53.4			72108.2041	
Story13	30511.609	57.6			62605.4112	
Story14	29424.709	61.8			58339.9787	
Story15	28480.697	66			64308.8556	
Story16	27506.320	70.2			87871.5794	
Story17	26254.588	74.4			138901.14	
Story18	24387.638	78.6			227928.933	
Story19	21487.778	82.8			417086.759	
Toit de bâtiment	16450.499	87.85			818845.633	
Construction hors toit MEZZ	7129.547	93.1	404140.881			
Toit de construction hors toit	2788.613	96.75	269798.346			
SOMME					3350034.76	<u>Ms/Mr = 2.00 > 1.3</u> <u>OK</u>

IV.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 \quad \text{Avec :}$$

- h_k : hauteur du niveau « k ».
- Δ_k : déplacement relatif défini comme : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (δ_k représente le déplacement maximal d'un étage k).
- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi Q_i)$$

Selon la valeur de θ_k , il convient de considérer que :

- Si $(0.10 \leq \theta_k \leq 0.20)$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $(\frac{1}{1-\theta_k})$.
- Si $(\theta_k \geq 0.20)$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

IV.4.1. Vérification dans le sens X-X

Tableau V-7 : Justification vis-à-vis de l'Effet P- Δ dans le sens X-X.

Etage	P(KN)	Δ_{ek} (cm)	$\Delta_{ek} * R / Q_f$ (cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
Toit construction	6268.345	0.522	1.567	2892.703	3.65	0.009	OK
Construction hors toit MEZZ	16810.198	0.874	2.622	7301.097	5.25	0.011	OK
Toit de bâtiment	46279.701	0.809	2.428	17144.315	5.05	0.013	OK
Story19	68287.902	0.703	2.108	22950.440	4.20	0.015	OK
Story18	88759.378	0.708	2.123	26728.229	4.20	0.017	OK
Story17	109230.853	0.716	2.149	29607.739	4.20	0.019	OK
Story16	129702.328	0.721	2.164	31892.585	4.20	0.021	OK
Story15	150173.803	0.723	2.169	33805.917	4.20	0.023	OK
Story14	170645.278	0.721	2.164	35516.197	4.20	0.025	OK
Story13	191166.089	0.717	2.150	37168.574	4.20	0.026	OK
Story12	211829.317	0.704	2.112	38882.712	4.20	0.027	OK
Story11	232492.546	0.692	2.075	40732.803	4.20	0.028	OK
Story10	253155.775	0.675	2.025	42750.542	4.20	0.029	OK
Story9	274109.777	0.647	1.942	44954.803	4.20	0.028	OK
Story8	295063.780	0.621	1.863	47312.354	4.20	0.028	OK
Story7	316017.783	0.584	1.752	49733.809	4.20	0.027	OK
Story6	337503.137	0.535	1.604	52180.256	4.20	0.025	OK
Story5	358929.081	0.487	1.461	54589.529	4.20	0.023	OK
Story4	380414.436	0.433	1.299	56796.318	4.20	0.021	OK
Story3	402410.362	0.360	1.079	58712.530	4.20	0.018	OK
Story2	424480.072	0.289	0.866	60255.852	4.20	0.015	OK
Story1	484712.751	0.270	0.811	64706.954	7.20	0.008	OK

IV.4.2. Vérification dans le sens Y-Y

Tableau V-8 : Justification vis-à-vis de l'Effet P- Δ dans le sens Y-Y.

Etage	P(KN)	Δ_{ek} (cm)	$\Delta_{ek} * R / Q_f$ (cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
Toit construction	6268.345	0.627	1.882	2788.613	3.65	0.012	OK
Construction hors toit MEZZ	16810.198	1.376	4.127	7129.547	5.25	0.019	OK
Toit de bâtiment	46279.701	1.144	3.431	16450.499	5.05	0.019	OK
Story19	68287.902	0.982	2.947	21487.778	4.20	0.022	OK
Story18	88759.378	0.975	2.925	24387.638	4.20	0.025	OK
Story17	109230.853	0.971	2.912	26254.588	4.20	0.029	OK
Story16	129702.328	0.961	2.883	27506.320	4.20	0.032	OK
Story15	150173.803	0.946	2.839	28480.697	4.20	0.036	OK
Story14	170645.278	0.931	2.793	29424.709	4.20	0.039	OK
Story13	191166.089	0.901	2.702	30511.609	4.20	0.040	OK
Story12	211829.317	0.875	2.626	31861.950	4.20	0.042	OK
Story11	232492.546	0.842	2.525	33542.637	4.20	0.042	OK
Story10	253155.775	0.806	2.418	35565.438	4.20	0.041	OK
Story9	274109.777	0.755	2.264	37908.007	4.20	0.039	OK
Story8	295063.780	0.710	2.129	40498.614	4.20	0.037	OK
Story7	316017.783	0.652	1.956	43217.588	4.20	0.034	OK
Story6	337503.137	0.586	1.757	45988.656	4.20	0.031	OK
Story5	358929.081	0.522	1.567	48686.139	4.20	0.028	OK
Story4	380414.436	0.451	1.353	51138.556	4.20	0.024	OK
Story3	402410.362	0.364	1.093	53263.679	4.20	0.020	OK
Story2	424480.072	0.281	0.842	54976.137	4.20	0.015	OK
Story1	484712.751	0.251	0.752	59390.011	7.20	0.009	OK

IV.5. Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages

IV.5.1. Justification de non-effondrement

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, calculé précédemment ne doivent pas dépasser la limite $\bar{\Delta}_k = 0.015h_k$ dans le cas d'un bâtiment en béton armé.

IV.5.2. Justification de limitation des dommages

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, calculé précédemment ne doivent pas dépasser la limite suivante :

1. Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composé de matériaux fragiles fixés à la structure : $v_A \cdot \Delta_k \leq 0.005 h_k$
2. Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles : $v_A \cdot \Delta_k \leq 0.0075 h_k$

Tableau V-9 : Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages

Etage	$\Delta_x(\text{cm})$	$\Delta_y(\text{cm})$	$v_a \cdot \Delta_x(\text{cm})$	$v_a \cdot \Delta_y(\text{cm})$	$0.015h_k(\text{cm})$	$0.005h_k(\text{cm})$	vérification
Toit de construction hors toit	1.567	1.882	0.784	0.941	5.5	1.8	ok
Construction hors toit MEZZ	2.622	4.127	1.311	2.063	7.9	2.6	ok
Toit de bâtiment	2.428	3.431	1.214	1.716	7.6	2.5	ok
Story19	2.108	2.947	1.054	1.473	6.3	2.1	ok
Story18	2.123	2.925	1.062	1.463	6.3	2.1	ok
Story17	2.149	2.912	1.075	1.456	6.3	2.1	ok
Story16	2.164	2.883	1.082	1.442	6.3	2.1	ok
Story15	2.169	2.839	1.085	1.419	6.3	2.1	ok
Story14	2.164	2.793	1.082	1.396	6.3	2.1	ok
Story13	2.150	2.702	1.075	1.351	6.3	2.1	ok
Story12	2.112	2.626	1.056	1.313	6.3	2.1	ok
Story11	2.075	2.525	1.038	1.262	6.3	2.1	ok
Story10	2.025	2.418	1.013	1.209	6.3	2.1	ok
Story9	1.942	2.264	0.971	1.132	6.3	2.1	ok
Story8	1.863	2.129	0.932	1.064	6.3	2.1	ok
Story7	1.752	1.956	0.876	0.978	6.3	2.1	ok
Story6	1.604	1.757	0.802	0.878	6.3	2.1	ok
Story5	1.461	1.567	0.730	0.784	6.3	2.1	ok
Story4	1.299	1.353	0.649	0.677	6.3	2.1	ok
Story3	1.079	1.093	0.539	0.546	6.3	2.1	ok
Story2	0.866	0.842	0.433	0.421	6.3	2.1	ok
Story1	0.811	0.752	0.406	0.376	10.8	3.6	ok

A partir des résultats exposés dans le tableau en ci-dessus, la condition de déplacement inter étage est vérifiée pour l'ensemble des étages, qu'ils soient pour la limitation des dommages ou la limitation de non-effondrement.

V. Méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques

Pour notre cas d'étude, le dimensionnement des isolateurs sismiques s'effectue en suivant la méthode décrite dans le code UBC 97.

Le type d'amortisseur choisi est un appui en élastomère à fort amortissement LRB, les démarches de dimensionnement de l'appui sont présentées en ce qui suit :

Détermination du type et de la longueur de la faille sismique, le type de profil de sol et les coefficients N_V , M_M , C_{VD} et C_{VM}

- Le calcul des valeurs minimales des rigidités effectives $K_{D.min}$ et $K_{M.min}$:

$$K_{D.min} = \frac{4\pi^2 N}{T_D^2 g}$$

$$K_{M.min} = \frac{4\pi^2 N}{T_M^2 g}$$

Avec N est la charge verticale reprise par l'appui.

- Le calcul de déplacement :
- Le déplacement de conception D_D :

$$D_D = \frac{\frac{g}{4\pi^2} \times C_{VD} \times T_D}{B_D}$$

- Le déplacement de conception D_M :

$$D_M = \frac{\frac{g}{4\pi^2} \times C_{VM} \times T_M}{B_M}$$

- Le déplacement total de conception D_{TD} et maximum $D_{T.M}$:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

Avec :

e : est l'excentricité réelle entre le centre de la masse de la structure au-dessus du système d'isolation et le centre de la rigidité de ce dernier, plus 5 % d'excentricité accidentelle

y : est la distance perpendiculaire entre l'élément d'appui d'angle considéré et le centre de la rigidité du système d'isolation selon la direction de calcul considérée.

b et d : sont les dimensions de la structure.

- L'épaisseur des couches de caoutchouc t_r : $t_r = \frac{D_D}{\gamma_{max}}$
Avec : γ_{max} : est la contrainte de cisaillement maximale.
- Le calcul de section de l'appui A : $A = \frac{K_H t_r}{G}$
 G : Module de cisaillement de l'élastomère.

- Calcul de l'énergie dissipée par cycle EDC :

$$EDC = 2\pi \times K_{eff} \times D_D^2 \times \beta$$

- La résistance caractéristique Q :

$$Q = \frac{EDC}{4D}$$

- Calcul de la rigidité post-élastique K2 :

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad \longleftrightarrow \quad K_2 = K_{eff} - \frac{Q}{D}$$

- Calcul de la rigidité élastique K₁ :

On a le rapport entre K_1/K_2 varie entre 9 et 16

$$K_1 = 10K_2$$

- Calcul de la force limite élastique F_y :

$$F_y = K_1 D_y$$

D_y : Déplacement à la plastification donné par la formule suivante

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$$

- Calcul de la pulsation propre ω_H et la période T_H :

$$\omega_H = \sqrt{\frac{K_H g}{W}} \quad \text{et} \quad T_H = \frac{2\pi}{4S}$$

- Détermination du facteur de forme S :

$$6S^2 = \frac{f^2 V}{f^2 H}$$

- Calcul de l'épaisseur de caoutchouc qui sépare deux frettes d'acier t_c :

$$t_c = \frac{a}{4S}$$

- Calcul du nombre des frettes d'acier n_a :

$$n_a = \frac{t_r}{t_c} - 1$$

- Calcul de la hauteur totale de l'appui LRB :

$$h_t = (2t_e) + (t_a n_a) + t_r$$

avec : t_e : L'épaisseur des plaques d'extrémité : 25 mm.

t_a : L'épaisseur des frettes d'acier : 2 mm.

Ces étapes sont résumées dans l'organigramme suivant :

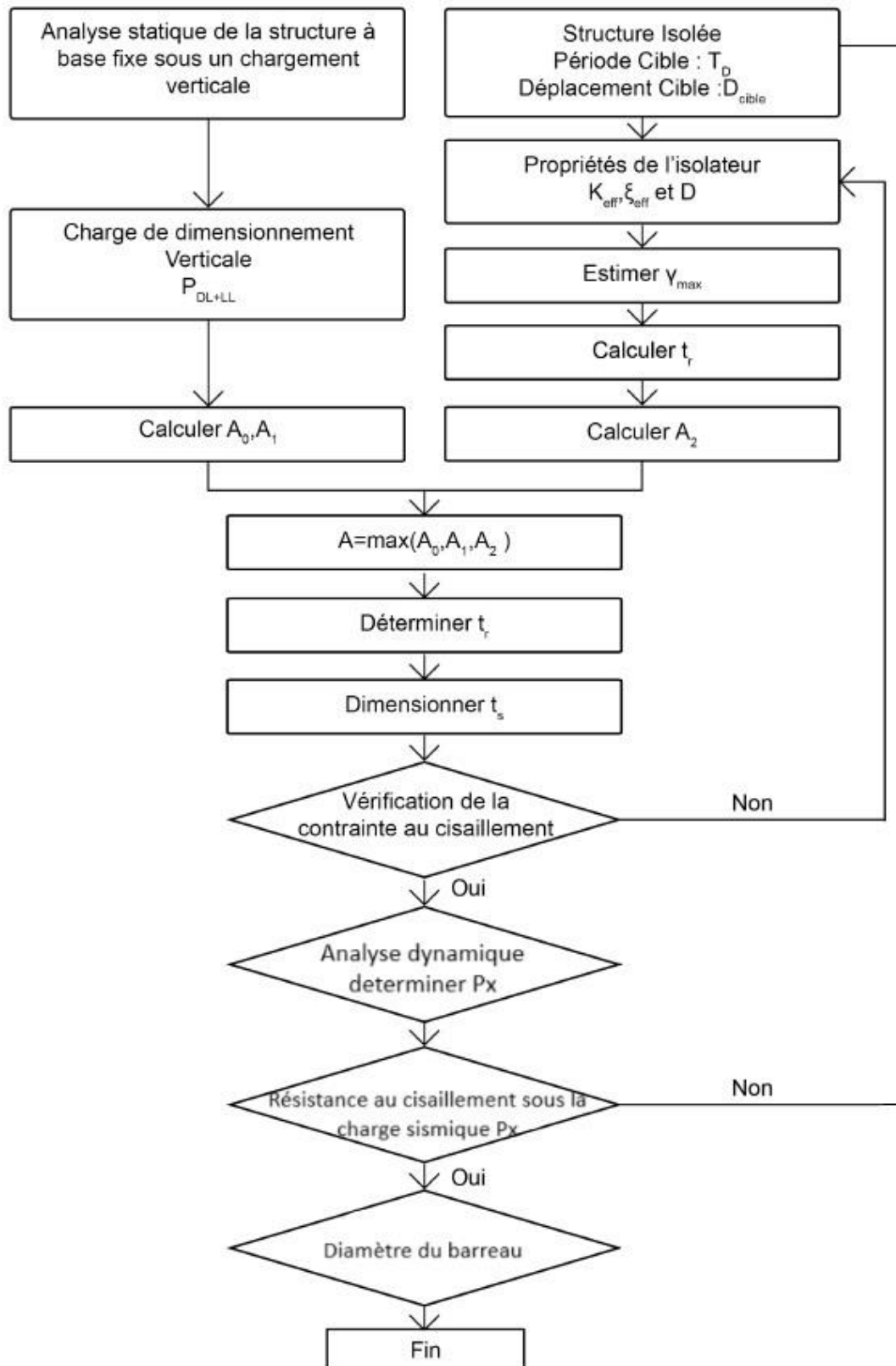


Figure V-1 : Organigramme de dimensionnement de l'appui LRB

V.1. Calcul et dimensionnement de l'appui

$T_D = 2,5s$; $T_M = 3s$; $\gamma_{max} = 100\% = 1 \text{ kN/m}^3$; zone sismique VI $\rightarrow Z = 0,3$

$\beta_{eff} = 30\% = 0,3 \rightarrow B_D = B_M = 1,7$; type de sol = S_D Sols meubles

Proximité de la faille = 10 km \rightarrow type de faille : A = 1,2

Coefficient sismique $C_{VD} = 0,54$; $C_{VM} = 0,77$

Qualité de caoutchouc : 60 \rightarrow $E = 4450 \text{ kN/m}^2$; $K = 0,57$; $G = 1060 \text{ kN/m}^2$; $\varepsilon_b = 4$

- Contrainte normale admissible = 7840 kN/m^2 .
- La limite élastique du noyau : $f_{py} = 8500 \text{ kN/m}^2$.
- La limite élastique d'une plaque d'acier $f_y = 274400 \text{ kN/m}^2$
- La limite élastique de l'acier $F_s = 164640 \text{ kN/m}^2$
- Calcul des valeurs minimales des rigidités effectives $K_{D,min}$ et $K_{M,min}$

$N = 13110.04 \text{ kN}$ (obtenue dans le modèle numérique en divisant le poids total de la structure $W = 485071.381$ sur le nombre d'isolateurs sismiques qui est 37 isolateurs)

$$K_D = \frac{4\pi^2 \times N}{T_D^2 \times g} = \frac{4\pi^2 \times 13110.04}{2.5^2 \times 9.81} = 8441.403 \text{ kN/m}$$

$$K_M = \frac{4\pi^2 \times N}{T_M^2 \times g} = \frac{4\pi^2 \times 13110.04}{3^2 \times 9.81} = 5862.085 \text{ kN/m}$$

Le calcul de déplacement :

- Le déplacement de conception D_D :

$$D_D = \frac{\frac{g}{4\pi^2} \times C_{VD} \times T_D}{B_D} = \frac{\frac{g}{4\pi^2} \times 0.54 \times 2.5}{1.7} = 0.197 \text{ m}$$

- Le déplacement de conception D_M :

$$D_M = \frac{\frac{g}{4\pi^2} \times C_{VM} \times T_M}{B_M} = \frac{\frac{g}{4\pi^2} \times 0.77 \times 3}{1.7} = 0.338 \text{ m}$$

- Le déplacement total de conception $D_{T,D}$ et maximum $D_{T,M}$:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] = 0.197 \left[1 + 13.8 \frac{12 \times 2.25}{27.6^2 + 45^2} \right] = 0.223 \text{ m}$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] = 0.338 \left[1 + 13.8 \frac{12 \times 2.25}{27.6^2 + 45^2} \right] = 0.383 \text{ m}$$

Avec

e : est l'excentricité réelle entre le centre de la masse de la structure au-dessus du système d'isolation et le centre de la rigidité de ce dernier, plus 5 % d'excentricité accidentelle

$$e = 0,05 \times 45 = 2.25 \text{ m}$$

y : est La distance perpendiculaire entre l'élément d'appui d'angle considéré et le centre de rigidité du système d'isolation selon la direction de calcul considérée. b et d : sont les dimensions de la structure.

- La force d'élasticité à court terme Q_D :

$$Q_D = \frac{W_D}{4D_D} = \frac{\pi}{2} \times K_{eff} \times \beta_{eff} \times D_D = \frac{\pi}{2} \times 8441.403 \times 0.3 \times 0.197 = 777.75 \text{ kN}$$

$$W_D = 2\pi \times K_{eff} \times D_D^2 \times \beta_{eff} = 612.869 \text{ kN.m}$$

- Rigidité pré élastique K_2 et Rigidité poste élastique K_1 :

$$K_2 = K_{eff} - \frac{Q_D}{D_D} = 4463.486 \text{ kN/m}$$

$$K_1 = 10K_2 = 44634.86 \text{ kN/m}$$

- Déplacement de rendement D_y :

$$D_y = \frac{Q_D}{K_1 - K_2} = 0.0195 \text{ m}$$

Recalcul de la force Q_D en Q_R : $Q_R = \frac{W_D}{4(D_D - D_y)} = 871.237 \text{ kN/m}$

- La surface de noyau en plomb A_p :

$$A_p = \frac{Q_R}{f_{py}} = 0.102 \text{ m}^2$$

Le diamètre du noyau en plomb d_p :

$$d_p = \sqrt{\frac{4A_p}{\pi}} = 0.36 \text{ m}$$

- L'épaisseur des couches de caoutchouc t_r :

$$t_r = \frac{D_D}{\gamma_{\max}} = 0.197 \text{ m} \quad t_r = 0.2 \text{ m}$$

Avec : γ_{\max} : est la contrainte de cisaillement maximale.

- Facteur de forme S :

On choisit le facteur de forme qui va vérifier la condition suivante :

$$\frac{E(1+2KS^2)}{G} \geq 400 \text{ pour } S \geq 1, \text{ on prend } S = 10$$

- Module de compression du caoutchouc et de l'acier E_c :

$$E_c = E(1 + 2KS^2) = 511750 \text{ kN/m}^2$$

- La surface transversale effective A_0 :

$$A_0 \geq \frac{N}{\sigma} = \frac{13011.384}{7840} = 1.66 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad d_0 = 1.45 \text{ m}$$

- La surface transversale effective A_1 :

$$A_1 = \frac{18.S.N}{E_c \cdot \epsilon_b} = 1.153 \text{ m}^2$$

- La rigidité élastique de l'appui K_r :

$$K_r = K_2 \left(1 + 12 \frac{A_p}{A_0}\right) = 7746.593 \text{ kN/m}$$

- La surface transversale minimale A_{sf} :

$$A_{sf} = \frac{K_r t_r}{G} = 1.46 \text{ m}^2 \rightarrow d_{sf} = 1.36 \text{ m}$$

- La rigidité verticale effective K_{Veff} :

$$K_{Veff} = \frac{E_c \cdot A_{sf}}{t_r} = 3790518.346 \text{ kN/m}$$

- La limite élastique F_y :

$$F_y = Q_D + K_2 \times D_Y = 872.183 \text{ kN}$$

- Le facteur d'amortissement de la réduction β :

$$\beta = 2 \cos^{-1} \left(\frac{D_D}{d} \right) = 2 \cos^{-1} \left(\frac{0.197}{1.45} \right) = 2,870 \text{ rad}$$

- La surface transversale effective A_2 :

$$A_2 = \frac{d^2}{4} (\beta - \sin \beta) = 1.38 \text{ m}^2$$

- La section de l'appui :

$$\text{Max} (A_0, A_1, A_2) = 1.66 \text{ m}^2 \text{ avec } d = 1.45 \text{ m}$$

- L'épaisseur d'une seule couche de caoutchouc t et nombre des couches :

$$t_c = \frac{d}{4S} = \frac{1.45}{4 \times 10} = 0.03648 = 36.48 \text{ mm} \quad \text{on prend } t_c = 40 \text{ mm}$$

$$n_c = \frac{t_r}{t} = \frac{0.2}{0.04} = 5$$

- L'épaisseur de la plaque d'acier t_s :

$$t_s = \frac{2 \times N \times 2t}{A \times F_s} = 0.00695 \text{ m} > 0,002 \text{ m} ; \text{ On prend } t_s = 0,007 \text{ m}$$

- La hauteur totale de l'appui :

$$h_t = (2t_c) + (t_a n_a) + t_r = 0.025 \times 2 + 0.007 \times 4 + 0.2 = 0.278 \text{ m}$$

- Vérification de la stabilité au flambement :

$$\frac{N}{A} \leq \frac{G \times S \times d}{2.5 \times t_r} \longrightarrow \frac{13011.384}{1.66} \leq \frac{1060 \times 10 \times 1.45}{2.5 \times 0.2} \longrightarrow 7838.183 \text{ kN/m}^2 \leq 30740 \text{ kN/m}^2$$

- Vérification de la résistance de cisaillement sous la charge verticale

$$\gamma_c = \frac{6SN}{E_c A} \leq \frac{\epsilon_b}{3} \longrightarrow 0.918 \leq 4/3 \quad \text{vérifiée.}$$

- Condition de non-roulement :

$$D_D \leq \frac{N \cdot d}{N + k_{eff} \cdot h} \rightarrow 0.1973 \text{ m} < 1.23 \text{ m} \quad \text{vérifiée.}$$

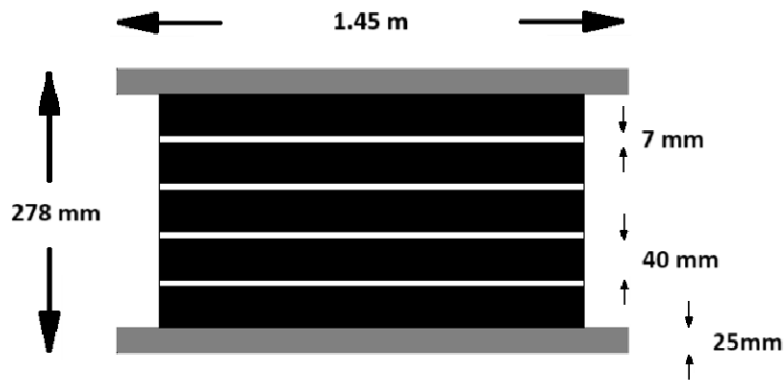


Figure V-2 : Dimensions initiales de l'isolateur.

V.2. Modélisation du bâtiment isolé

La méthode d'analyse utilisée dans ce cas c'est l'analyse dynamique temporelle (par accélérogrammes). C'est la méthode la plus précise et la plus adéquate pour l'analyse de comportement non linéaire d'une structure avec un système d'isolation. On utilise dans cette analyse les composantes transversales de l'enregistrement de Dar El Beida du séisme de Boumerdès 2003 présenté sur la figure suivante :

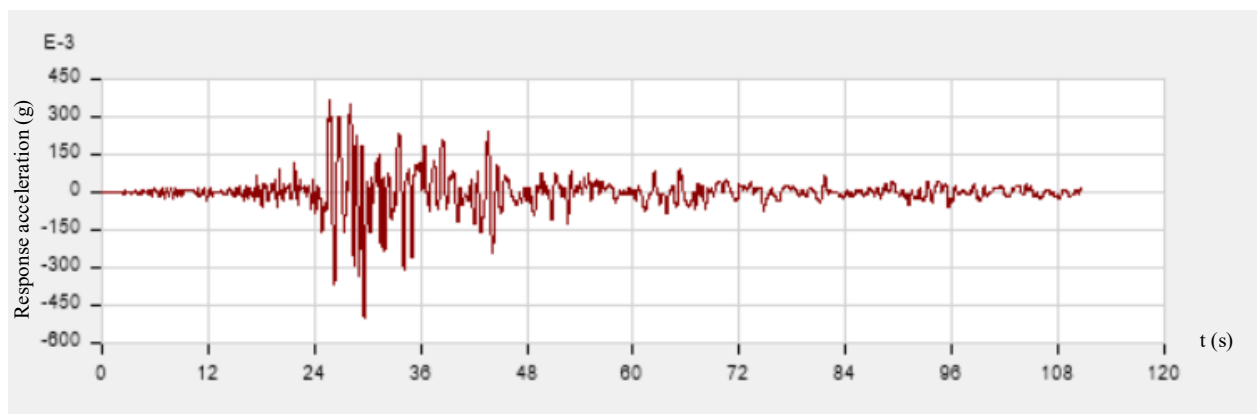


Figure V-3 : Accélérogramme de Dar El Beida du séisme de Boumerdès 2003

V.2.1. Les étapes de modélisation de l'appui sismique LRB

- Pour la 1^{ère} étape, on définit le type et les caractéristiques mécaniques de notre appui dans ETABS (define → section properties → link/support properties).
- On ajoute une propriété :

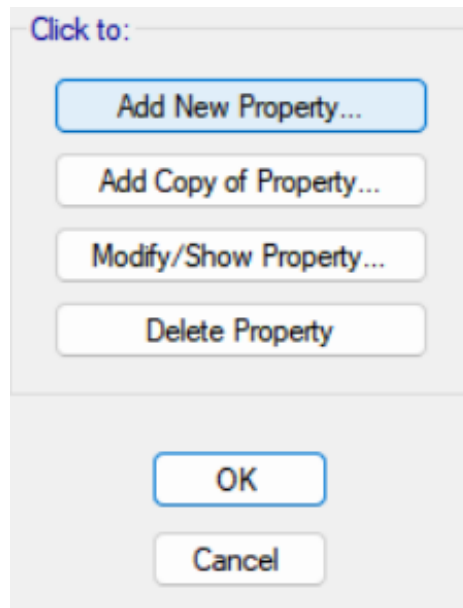


Figure V-4 : Ajout d'un link property dans ETABS

- On définit le type de notre appui

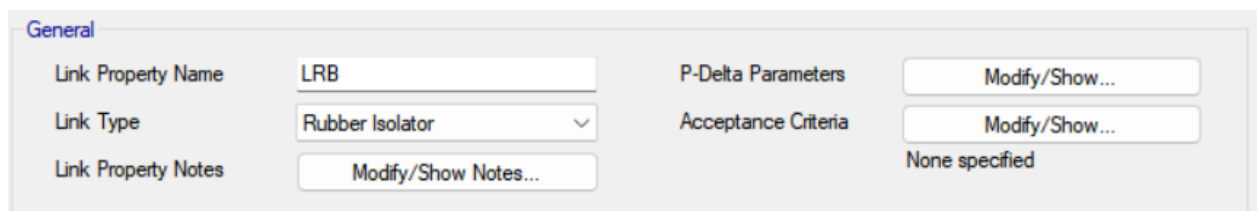


Figure V-5 : Définition de l'appui sismique à déformation LRB dans l'ETABS.

- On définit les propriétés de l'appui LRB :

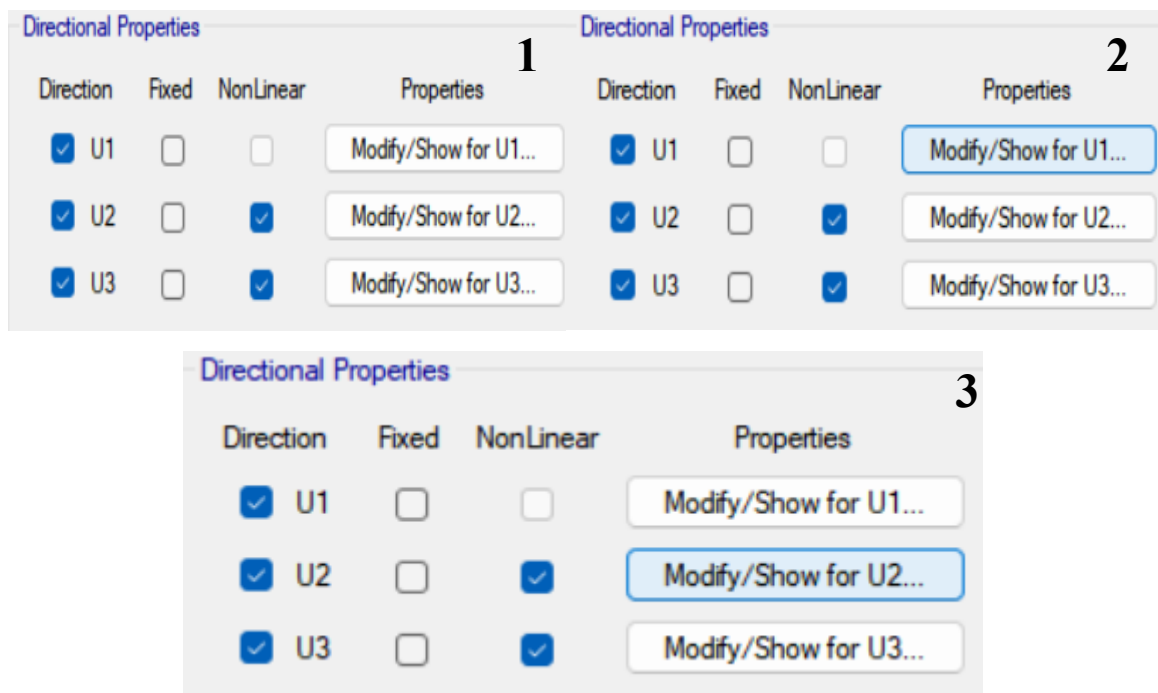


Figure V-6 : Définition des propriétés de l'appui sismique LRB dans l'ETABS (étape 1,2 et 3).

- On injecte les propriétés mécaniques de l'isolateurs dans chaque direction

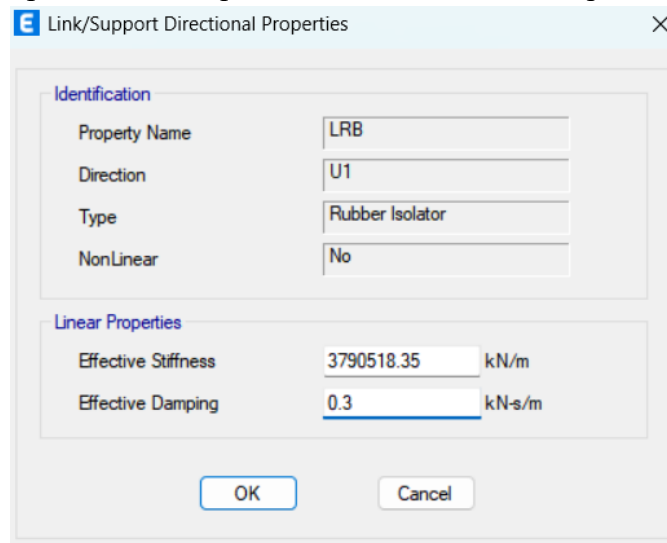


Figure V-7 : Définition des propriétés de l'appui LRB dans l'ETABS (détails de l'étape 2)

Avec : Effective stiffness U1 : K_{Veff}

Effective damping: β_{eff}

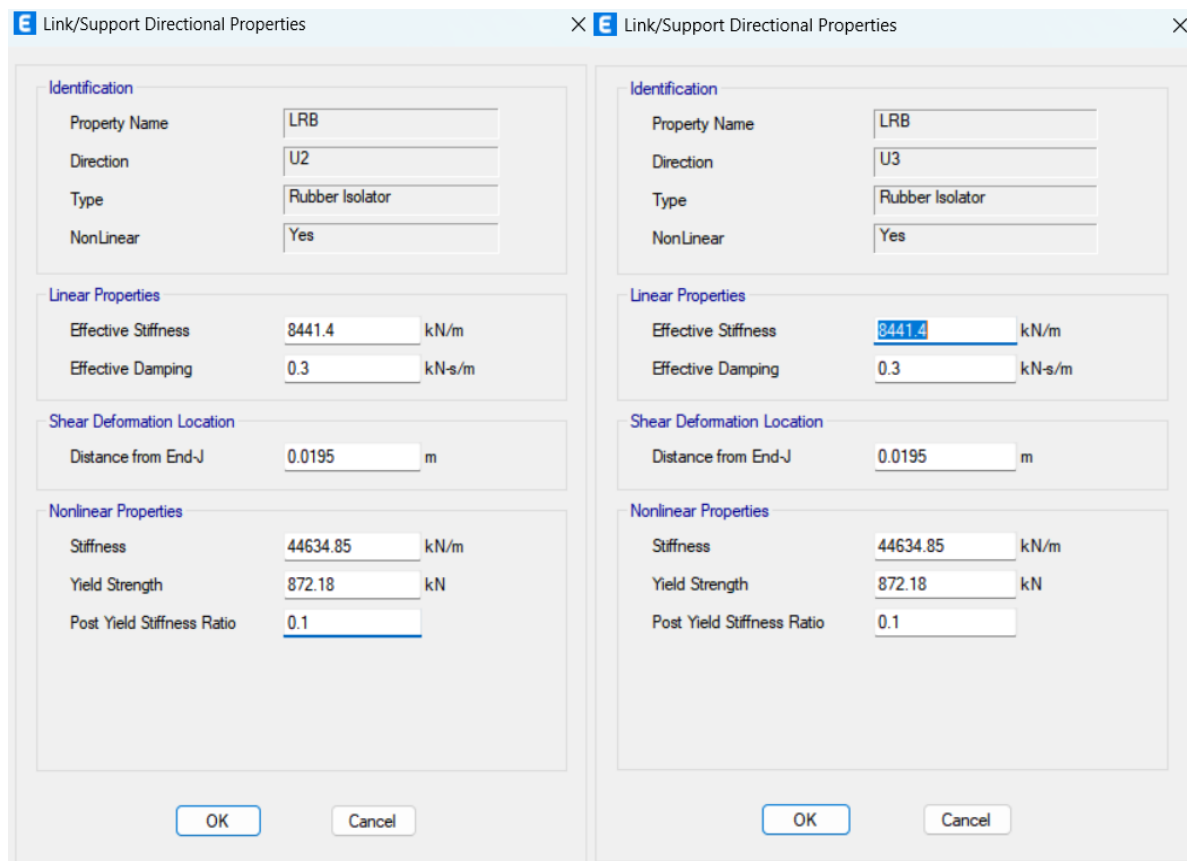


Figure V-8 : Définition des propriétés de l'appui LRB dans l'ETABS (détails de l'étape 3).

Avec :

- Effective Stiffness (U2; U3): rigidité effective horizontal K_d .
 - Effective Damping : β_{eff} .
 - Distance from End-J : Déplacement de rendement : D_y
 - Stiffness : rigidité horizontal K_1
 - Yield Strength : La limite élastique de l'appui F_y
 - Post Yield Stiffness Ratio: le rapport de K_1/K_2 .
- On définit les propriétés du ressort : (*define* → *spring properties* → *point spring properties*).
 - On ajoute un link property défini précédemment nommé LRB :

Point Spring Property Data

General Data

Property Name: LRB

Display Color: [Blue Swatch] Change...

Property Notes: Modify/Show Notes...

Spring Stiffness Options

User Specified/Link Properties Based on Soil Profile and Footing Dimensions

Simple Spring Stiffness in Global Directions

Translation X: 0 kN/m

Translation Y: 0 kN/m

Translation Z: 200 kN/m

Rotation about X-Axis: 0 kN-m/rad

Rotation about Y-Axis: 0 kN-m/rad

Rotation about Z-Axis: 0 kN-m/rad

Single Joint Links at Point

Link Property	Axial Direction	Axis 2 Angle
LRB	+Z	0

Add Delete

Figure V-9 : Définir le ressort dans l'ETABS

- a. On supprime les anciens encastrements dans la structure puis on remplace ces derniers par les appuis ressorts définis LRB pour avoir cette configuration finale :

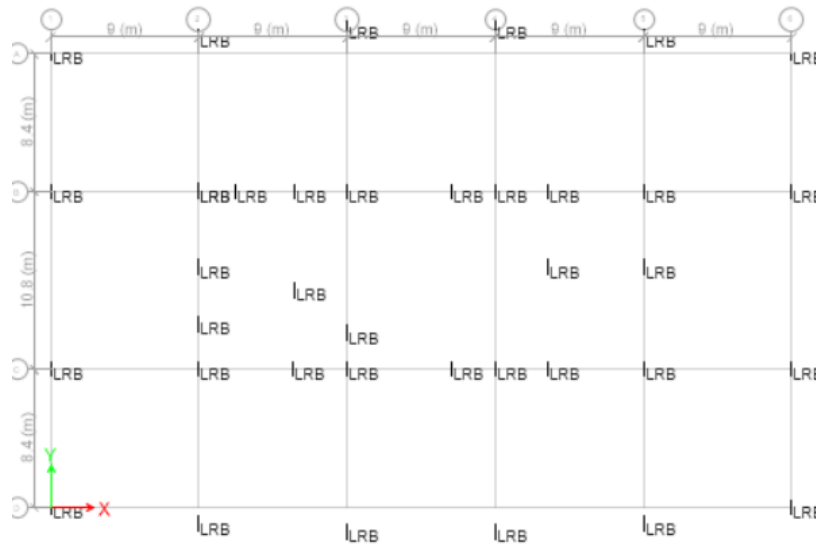


Figure V-10 : Vue en plan du bâtiment isolée

- b. On définit aussi les cas de charges associés à l'accélérogramme et les combinaisons horizontales des actions sismiques selon le RPA2024 puis on lance le calcul numérique.

V.2.2. Résultats de calcul

Les résultats obtenus sont représentés sous forme des tableaux et de graphes mentionnés en ci-dessous :

- a. Périodes et facteurs de contribution modale :

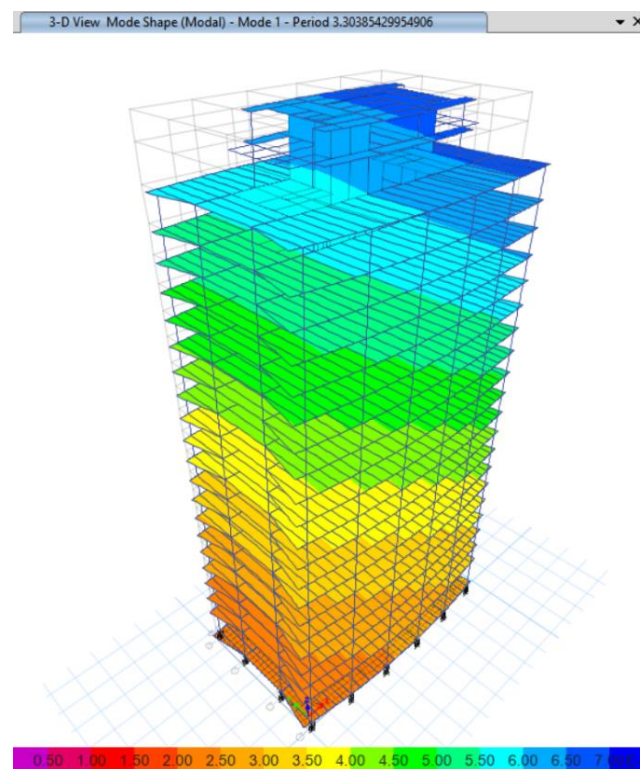


Figure V-11 : Mode 1 translation suivant Y-Y (periode 3.304s)

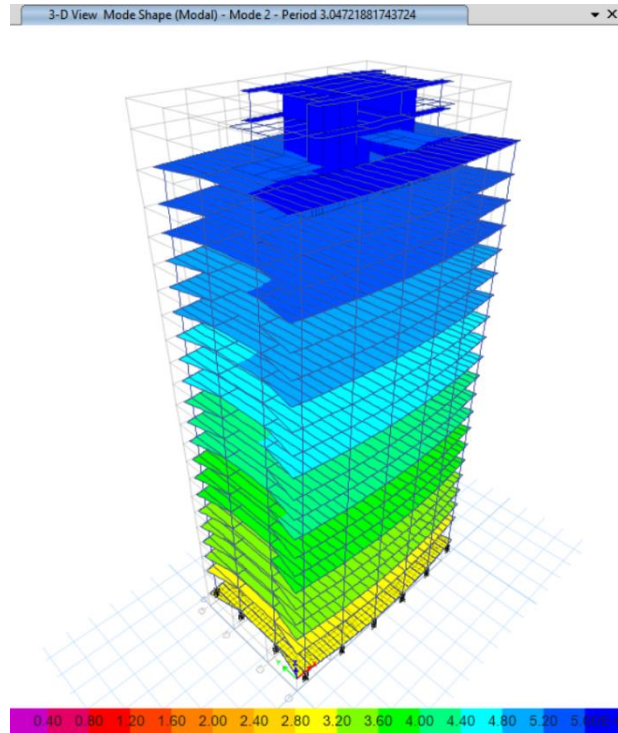


Figure V-12 : Mode 2 translation suivant X-X (periode 3.047s)

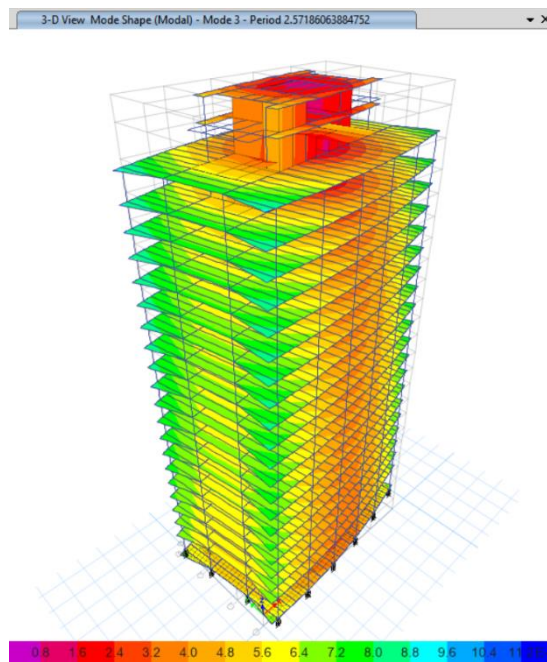


Figure V-13 : Mode 3 rotation autour de Z-Z (periode 2.57s)

Tableau V-10 : Participation massique pour model initiale de la structure isolée.

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX%	SumUY%	RZ	SumRZ %
Modal	1	3.304	0.0009	0.919	00.09	91.9	0.0067	00.67
Modal	2	3.047	0.9609	0.0009	96.18	91.99	0.0001	00.68
Modal	3	2.572	0.0001	0.0054	96.19	92.53	0.9876	99.43
Modal	4	1.094	0.00001268	0.0741	96.19	99.94	0.0003	99.46
Modal	5	0.927	0.0376	0.00002633	99.95	99.95	0.00002098	99.46

c. Efforts tranchants à la base du bâtiment isolé :

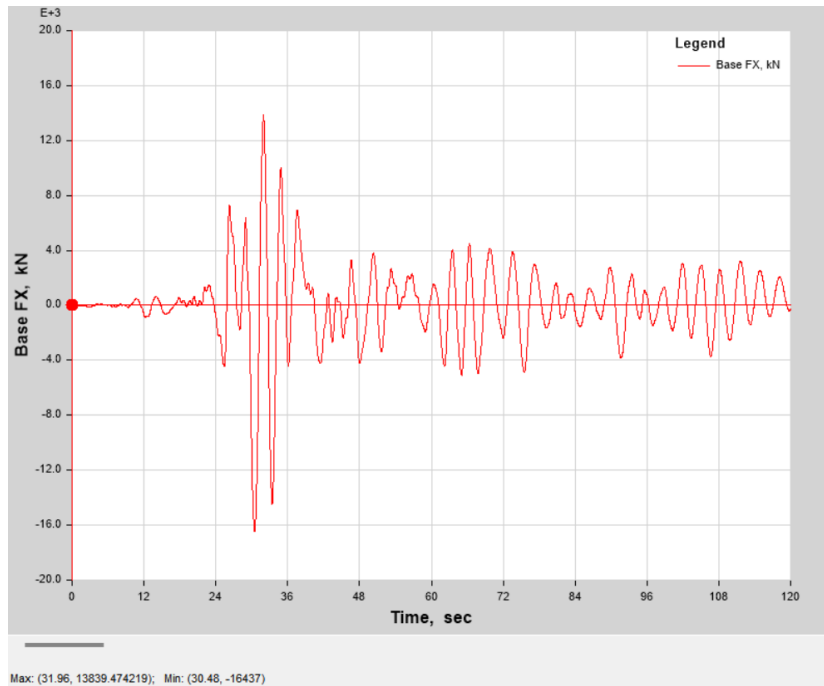


Figure V-14 : Effort tranchant à la base suivant X-X.

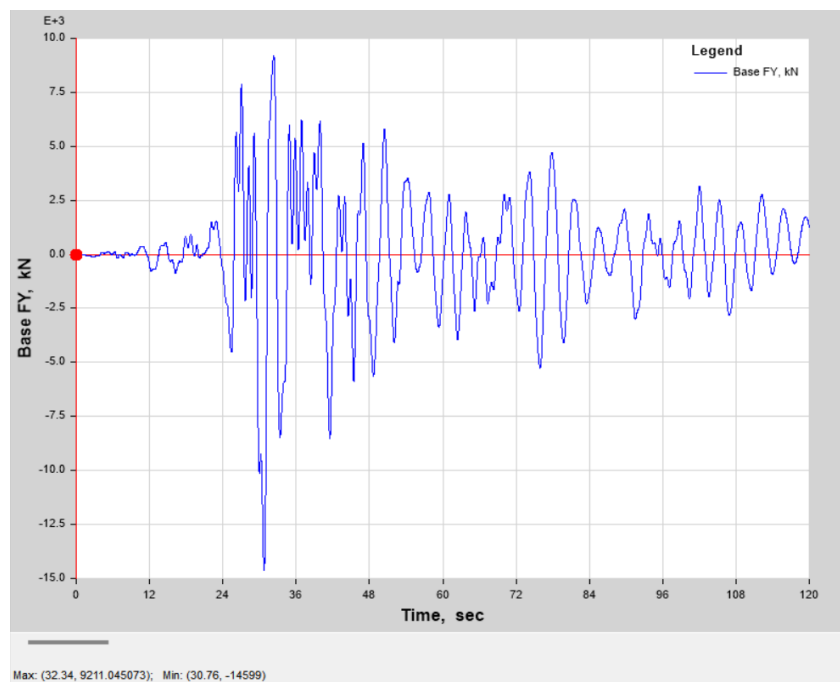


Figure V-15 : Effort tranchant à la base suivant Y-Y.

d. Les déplacements :

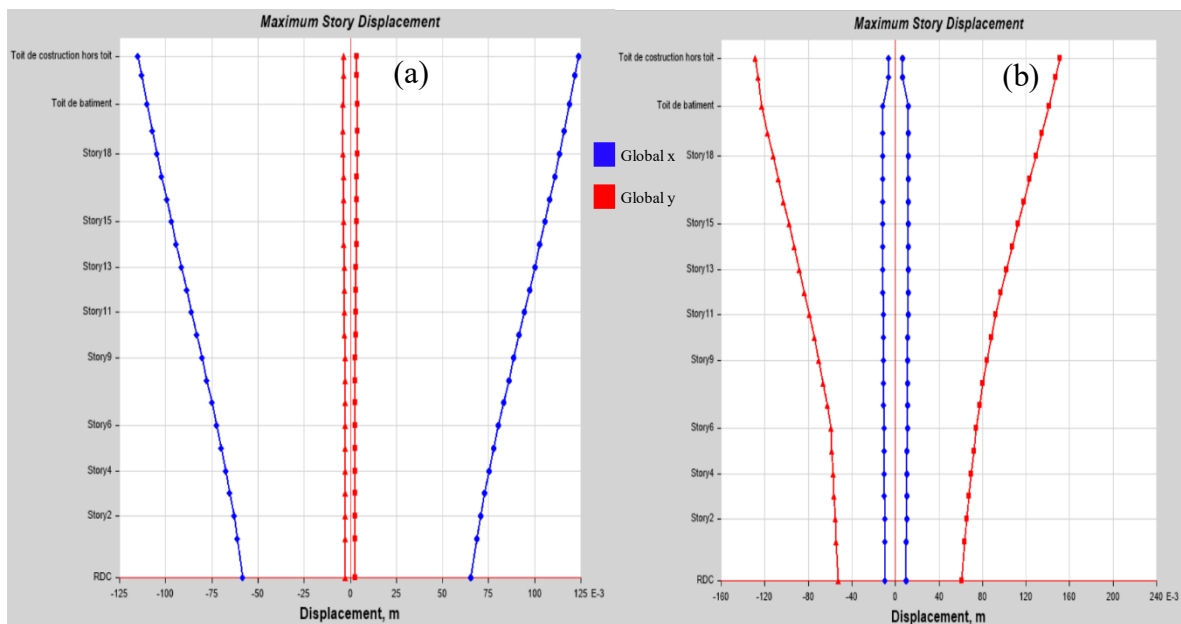
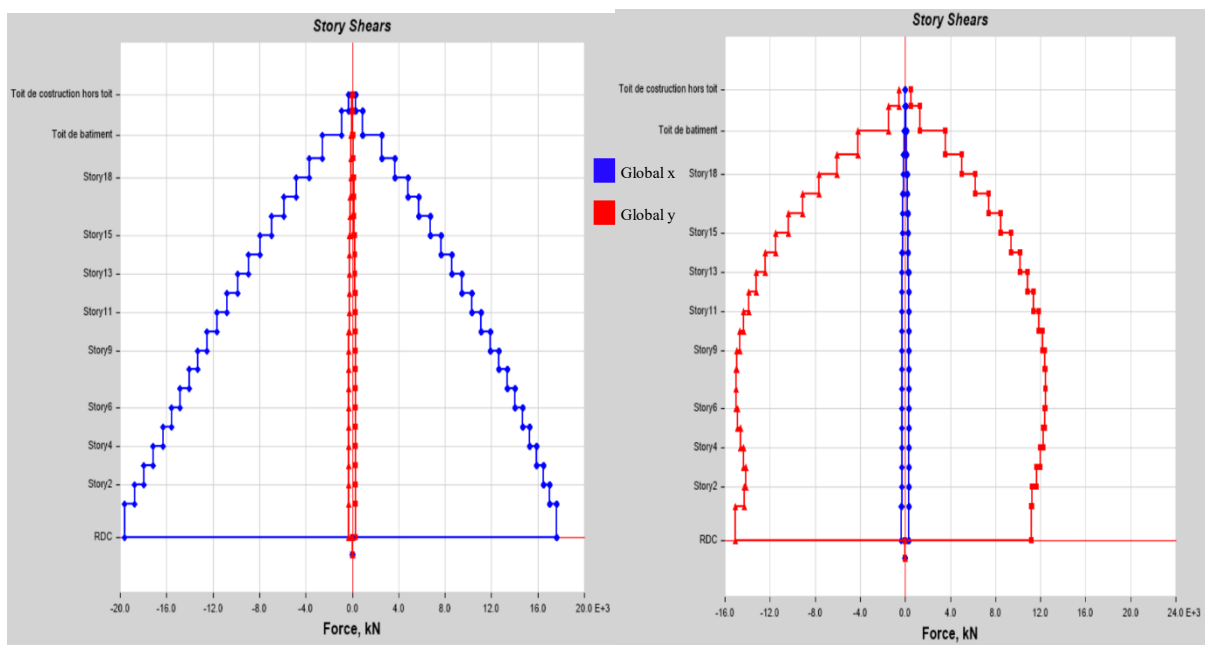


Figure V-16 : Déplacement du bâtiment isolée

a) suivant x. b) suivant y

Commentaire : à partir de ces figures, nous remarquons que le déplacement à la base de la structure (relatif au déplacement de l'isolateur sismique) représente environ 50% du déplacement globale de la structure.

e. Efforts tranchants par étage :



a) suivant X.

b) suivant Y

Figure V-17 : Effort tranchant par étage suivant les deux directions

V.3. Etude comparative entre le modèle isolé et le modèle encastré

Après avoir modélisé la structure avec et sans les isolateurs LRB, on effectue une étude comparative sur les résultats obtenus des réponses dynamiques (les réponses en déplacement de dernier niveau, déplacement inter étages, accélérations et efforts tranchants). Ceci nous permettra d'évaluer l'efficacité du système d'isolation et d'apprécier la performance des structures isolées en fonction de leur hauteur.

V.3.1. Périodes et facteurs de contribution modale

Les résultats des périodes obtenues pour les types de structures sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V-11 : Périodes et facteurs de contribution modale d'une structure isolé et structure encastrée.

Structure isolée par l'appui LRB					Structure encastrée			
Les modes	Période(s)	$\sum U_x(\%)$	$\sum U_y(\%)$	$\sum R_z(\%)$	Période(s)	$\sum U_x(\%)$	$\sum U_y(\%)$	$\sum R_z(\%)$
1	3.304	00.09	91.9	0.67	1.782	00.16	57.38	00.04
2	3.047	96.18	91.99	0.68	1.477	60.56	57.54	00.04
3	2.572	96.19	92.53	99.43	0.986	60.56	57.55	73.85
4	1.094	96.19	99.94	99.46	0.358	63.91	74.01	73.89
5	0.927	99.95	99.95	99.46	0.354	79.19	77.59	73.94
6	0.546	99.95	99.95	99.97	0.32	79.21	77.71	86.15
7	0.3	99.95	100	99.97	0.209	79.21	77.71	86.15
8	0.293	100	100	99.97	0.204	79.21	77.71	86.15
9	0.259	100	100	99.99	0.204	79.21	77.72	86.16
10	0.209	100	100	99.99	0.203	79.21	77.73	86.19
11	0.204	100	100	99.99	0.2	79.21	77.75	86.21
12	0.204	100	100	99.99	0.183	79.26	77.76	92.16

a. Période :

On remarque que la période obtenue dans l'analyse modale de la structure isolée est nettement plus grande que celle encastrée, ce qui nous montre l'un des rôles de l'isolateur sismique qui est de ralentir le mouvement de la structure et d'allonger la période ce qui permet d'assouplir le bâtiment en évitant la résonance.

b. Les facteurs de contribution modale

On constate que le facteur de contribution modale dans la structure isolée dépasse 91% en premier mode, ce qui permet de déduire que la réponse dynamique de cette structure est régie par le premier mode.

V.3.2. Les déplacements

a. Déplacement maximum du dernier niveau :

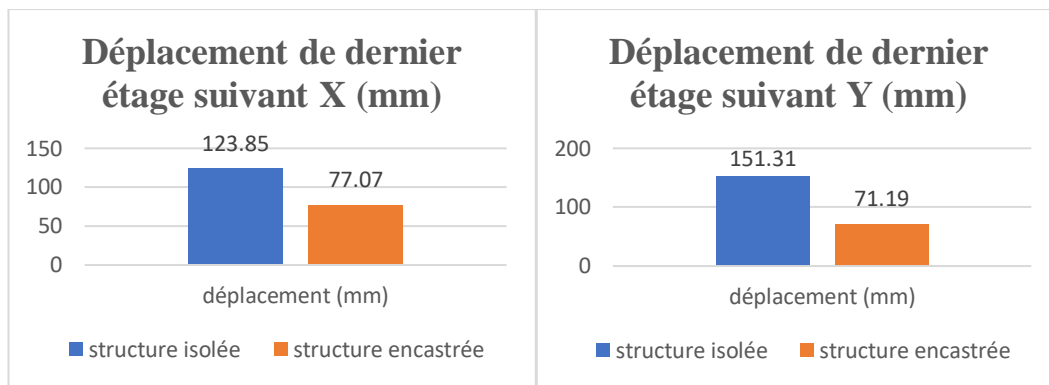


Figure V-18 : Comparaison des déplacements du dernier niveau des structures encadrée et isolée suivant X et Y.

On remarque dans la figure V-18 que le déplacement total au niveau du dernier étage de la structure isolée est supérieur à celui de la structure encadrée d'environ deux fois. Ce déplacement représente à la fois la somme du déplacement de l'isolateur avec celui du bâtiment.

b. Déplacement inter-étages :

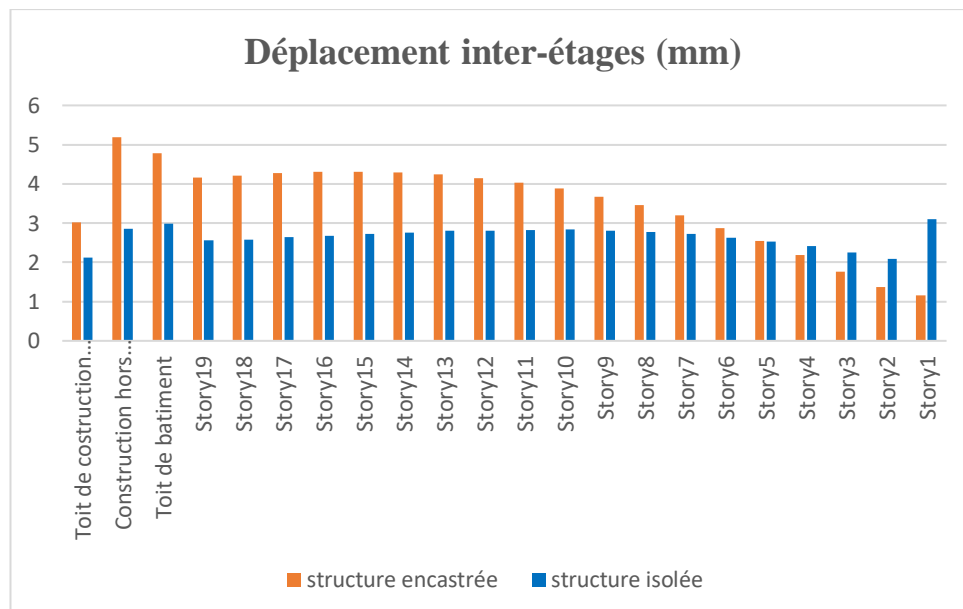


Figure V-19 : Déplacement inter-étage des structures encadrée et isolée.

La figure V-19 présente une comparaison des déplacements inter-étages des deux structures. Nous pouvons voir clairement que les déplacements de la structure isolée sont quasi-similaires sur l'ensemble des étages comparés à la structure encadrée. Au niveau du RDC les déplacements sont relativement importants par rapport aux étages supérieurs à cause de l'effet de l'étage à double hauteur.

V.3.3. L'effort tranchant à la base

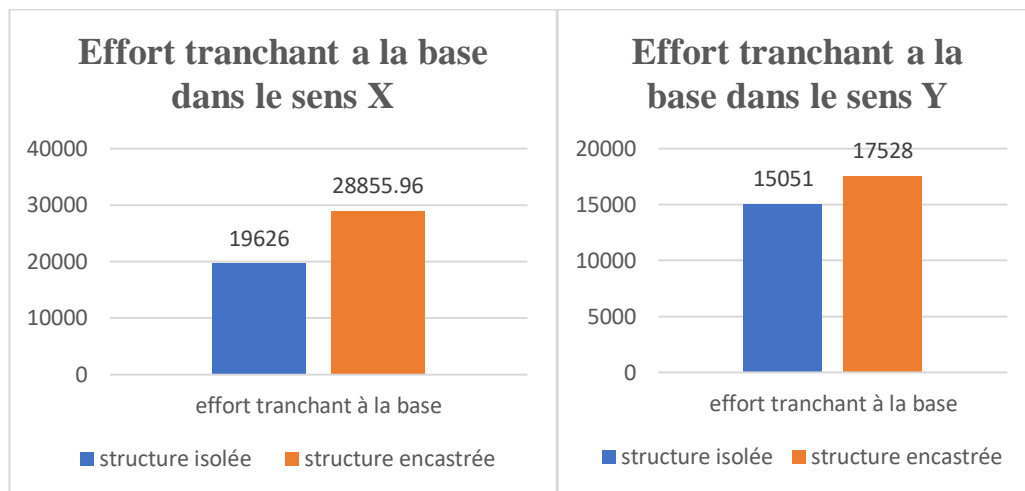


Figure V-20 : Comparaison de l'effort tranchant à la base de la structure isolée et encastrée dans le sens X et Y.

On remarque que l'effort tranchant à la base est nettement réduit ($\approx 32\%$) dans la structure isolée par rapport à la structure encastrée dans le sens X, tandis que dans le sens Y, la réduction est également visible mais moins marquée que dans la direction X (réduction d'environ 14%). Ce qui indique que l'utilisation d'un système d'isolation sismique permet de découpler la superstructure du mouvement du sol, ce qui entraîne une diminution significative de l'effort transmis à la base. Cela réduit la sollicitation sismique de la structure et, par conséquent, les efforts internes.

De même que les efforts tranchants, les efforts internes dans les portiques et les voiles sont moins importants dans la structure isolée comparé aux efforts de la structure encastrée.

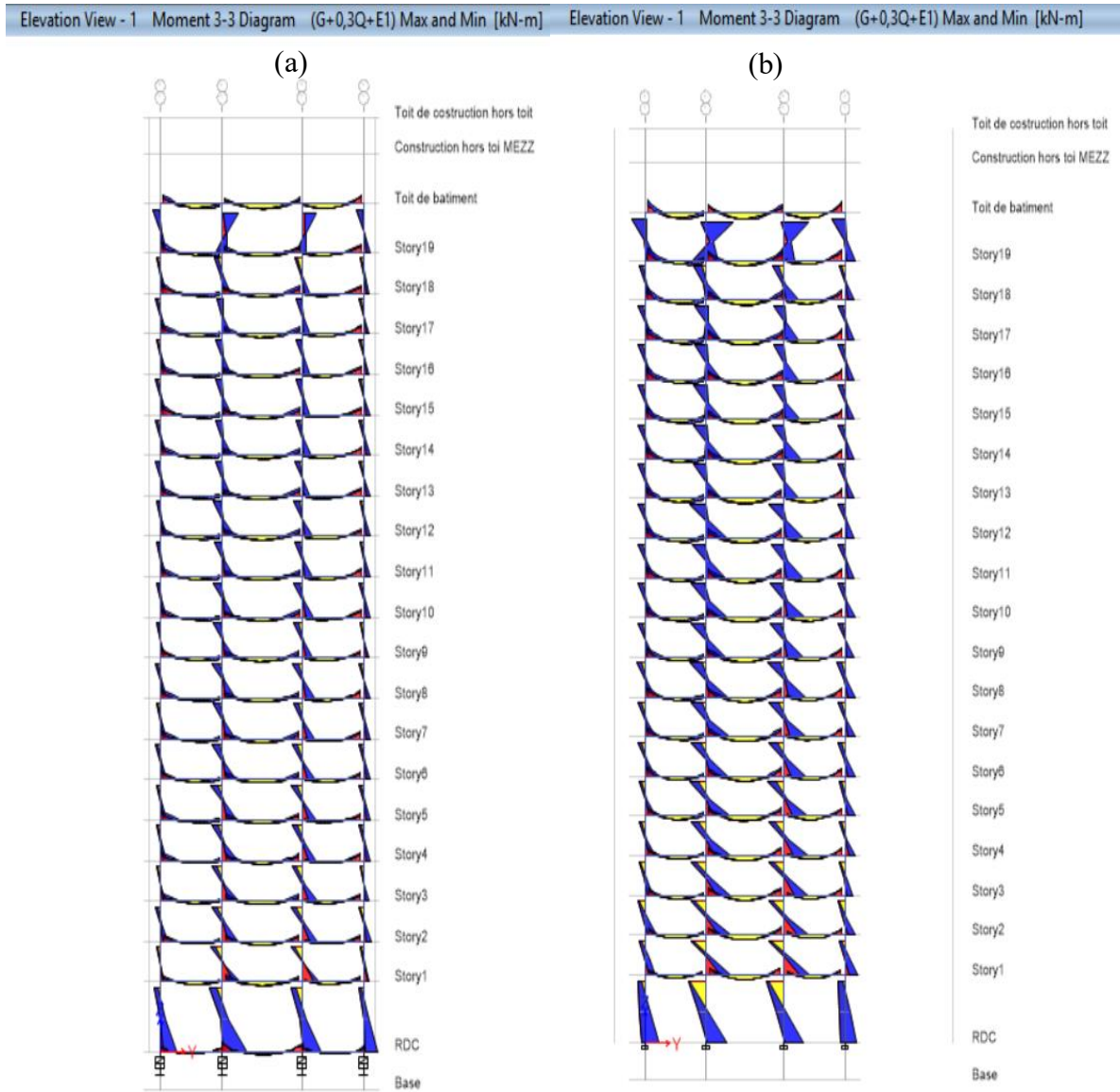


Figure V-21 : Comparaison des efforts internes (M, T) sur la structure isolée (a) et encastree (b)

V.3.4. Moment renversant à la base

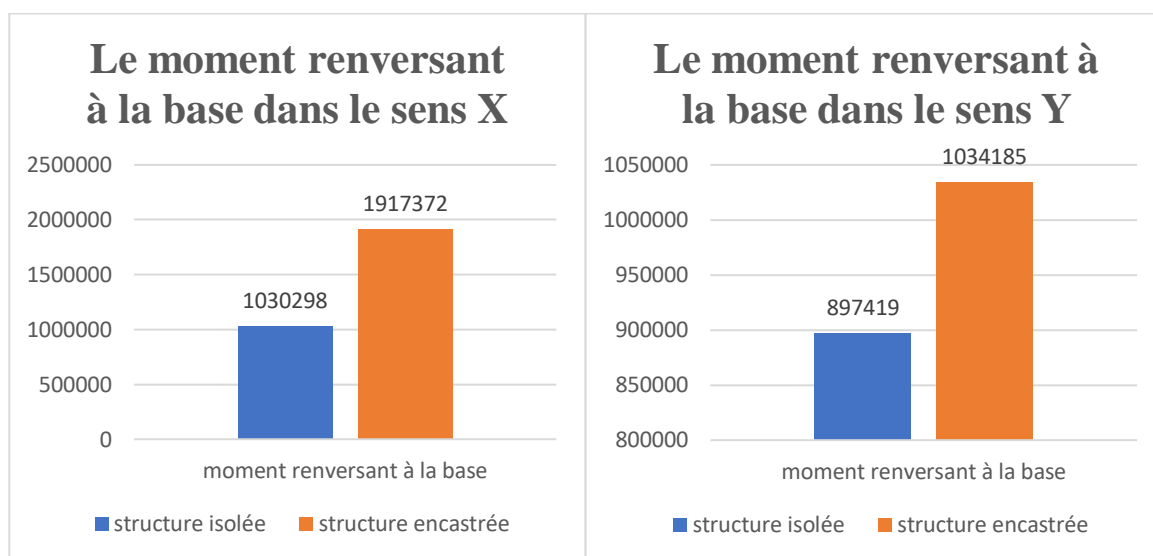


Figure V-22 : Comparaison du moment renversant à la base de la structure isolée et encastrée dans le sens X et Y. Pareil que l'effort tranchant, le moment renversant à la base est réduit dans la structure isolée.

Conclusion

Après avoir réalisé l'analyse dynamique de la structure avec des appuis parasismiques type LRB, nous pouvons conclure que :

- La période fondamentale de la structure supportée par des appuis parasismique peut être prolongée de 2 fois la période de la structure avec un système à base fixe. Cela dépend du dimensionnement et de la rigidité du système d'isolation.
- Les déplacements totaux sont nettement réduits dans la structure isolée, dont près de 70% du déplacement relatif à celui du système d'isolation de la structure ;
- L'intensité des efforts internes dans les éléments structuraux est également minimisée.

Sur cette base, la conception structurale et le dimensionnement des éléments structuraux d'un bâtiment isolé, peuvent être optimisés en réduisant la quantité des voiles de contreventement ainsi que les sections des poteaux.

CHAPITRE VI. Ferrailage des éléments résistants de la structure

Introduction

Après avoir déterminé les sollicitations des éléments structuraux constituant notre tour, on passe au calcul des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité de quelques éléments structuraux, à savoir un calcul type d'un Poteau, Poutre et Voile afin de démontrer l'intérêt des appuis parasismiques sur la réduction du ferrailage. Ce calcul sera appliqué pour le 1^{er} étage et un étage courant (10^{eme}) selon les règles de calcul de béton armé (CBA93, BAEL91 modifié 99 et le RPA2024).

I. Ferrailage des poteaux

Les poteaux choisis pour le calcul de ferrailage sont ceux choisis précédemment dans le chapitre de prédimensionnement (C1c). Les sections des poteaux sont sollicitées en flexion composée déviée (efforts combinés de moments M_2 et M_3 et effort normal N), résultant de l'excentricité de l'effort axial par rapport aux axes de symétrie.

I.1. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but de minimiser le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, le RPA2024 nous exige que l'effort normal de compression de calcul des poteaux soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_C \cdot f_{c28}} \leq 0.35$$

Tableau VI-1 : vérification de l'effort normal réduit

Etage	N_{d1} (kN)	N_{d2} (kN)	v_1 (kN)	v_2 (kN)	Condition
1	10927.68	10985.39	0.33	0.33	Vérifiée
10	5723.3	5779.06	0.33	0.33	Vérifiée

I.2. Exigence de ductilité pour la zone critique

Tableau VI-2 : vérification de l'exigence de ductilité dans la zone critique

Etage	h_c (m)	l_{cr} (m)	l_{cl} (m)	l_{cl}/h_c	Condition
1	1.1	1.65	7.2	6	Vérifiée
10	0.8	1.20	4.2	5.25	Vérifiée

On déduit qu'on ne peut pas considérer la hauteur totale du poteau comme longueur critique pour les deux cas.

- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de 1.0% dans notre cas (zone VI),
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et 8% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $60 \Phi_l$.

- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau ne doit pas dépasser 15 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

I.3. Combinaisons d'actions

Nous distinguons les différentes combinaisons selon deux codes et règlements :

a) Selon BAEL91 :

- E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)
- E.L.S. : Situation durable : $G + Q$ (2)

b) Selon le RPA2024 situation accidentelle (article 5.2.1) :

- $G+yQ+E_1$ (2)
- $G+yQ+E_2$ (3)

Avec :

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

Et : $\psi=0.3$

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

- $N_{max}, M_{y_{corr}}, M_{z_{corr}}$
- $M_{y_{max}}, M_{z_{corr}}, N_{corr}$
- $M_{z_{max}}, M_{y_{corr}}, N_{corr}$

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

I.4. Calcul du ferrailage longitudinal

Le ferrailage a été calculé par le logiciel Robot Expert et les résultats sont résumés sur les tableaux ci-dessous :

Tableau VI-3 : Efforts internes des poteaux

Efforts des poteaux du 1 ^{er} étage			Efforts des poteaux du 10 ^{eme} étage		
N(kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	N(kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
15305.5101	0.2873	-0.1184	7948.0216	-166.3249	27.5168
10063.9473	-511.1412	-2077.7571	4858.3536	-62.5603	90.7016
10828.599	-1824.3416	-664.3856	5780.6686	-204.0945	-43.7237

Tableau VI-4 : Sections d'acier longitudinal calculée et adoptée pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A _s ^{calc} (cm ²)	A _{s min} ^{calc} (cm ²)	A _{s max} ^{calc} (cm ²)	Choix des barres	A _s ^{adopté} (cm ²)
Etage 1	D110	19.0	95.0	475.2	20HA25	98.13
Etage 10	D80	10.1	50.3	251.3	12HA25	58.88

a) Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service vis-à-vis de la durabilité

Les contraintes admissibles sont données par :

- Béton : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 21MPa$
- Acier :

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, Donc :

$$\bar{\sigma}_s = \left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 228.63MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI-5 : Vérification des contraintes vis-à-vis de l'Etat Limite de Service

Niveau	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	Sollicitation	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc add} (MPa)	Vérification
Etage 1	D110	3638,13	-7,42	SEC	10.3	21	Ok
Etage 10	D80	3283,66	-15,17	SEC	12.1	21	Ok

NB : Selon BAEL 91 modifié 99, en cas de section entièrement comprimée, Il n'y a pas lieu de vérifier la contrainte de traction σ_s.

b) Vérification de l'effort tranchant

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

Avec :

- T_u : L'effort tranchant.
- b : Largeur de la section du poteau.
- d : Hauteur utile de la section du poteau.
- τ_u : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée dans notre cas à la valeur suivante :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right] \rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 4 MPa \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 4MPa \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Selon le RPA2024 :

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

- ρ_d = 0.075 Si l'élanement λ ≥ 5
- ρ_d = 0.04 Si l'élanement λ ≤ 5

Tableau VI-6 : Vérification des contraintes tangentielle des poteaux.

Étage	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ = (h _e -h _{poutre})/h _c	ρ _d	τ _u RPA (MPa)	τ _u CBA93 (MPa)	Vérification
Etage 1	D110	92,08	0,041	6	0,075	1,2	3,91	Ok
Etage 10	D80	168,56	0,08	4.5	0,04	1,2	3,91	Ok

I.5. Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 (CBA93) et celles du RPA 2024 ; elles sont données comme suit :

- Selon BAEL91 modifié 99 :

$$S_t \leq \text{Min}(40\text{cm}; 0.9d) = 40\text{cm}$$

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) = 25\text{mm}$$

- Selon le RPA2024 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

Avec :

A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale.

V_u : effort tranchant de calcul.

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

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant ; il est pris égal à 2.50, si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et égal à 3.75, dans le cas contraire.

S_t : espacement des armatures transversales, calculé avec les formules suivantes :

- dans la zone nodale (critique) :

$$S_t \leq \min(b_0/3 ; 10\text{cm} ; 6 \phi_l) \quad : \text{en zones IV, V et VI}$$

- dans la zone courante :

$$S_t \leq \min(b_c/2 ; h_c/2 ; 10 \phi_l) \quad : \text{en zones IV, V et VI}$$

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

$$0.3\% \quad \text{si : } \lambda \geq 5$$

$$0.8\% \quad \text{si : } \lambda \leq 3$$

Interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si : $3 < \lambda < 5$

Où : λ est l'élançement géométrique du poteau.

Tableau VI-7 : Espacements maximaux des armatures transversales des poteaux.

Étage	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
Etage 1	D110 cm	20HA25	25	5	10
Etage 10	D80 cm	12HA25	25	10	15

Tableau VI-8 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Étage	Section (cm ²)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _t ^{adp} (cm ²)
Etage 1	D110 cm	2.5	312.73	Nodale	5	0.89	Cerce HA8	1
				Courante	10	1.78	Cerce HA12	2.26
Etage 10	D80 cm	3,75	99.18	Nodale	10	1.16	Cerce HA10	1.57
				Courante	15	1.74	Cerce HA12	2.26

I.6. Schéma de ferrailage

Le schéma de ferrailage des poteaux ainsi que les poutres et voiles se trouve dans l'ANNEXE

I.7. Interprétation

Si on compare les deux schémas de ferrailage des poteaux avec et sans isolateurs, on remarque que la section d'acier après utilisation des isolateurs sismiques est nettement inférieure que celle réelle (diminution de 56% dans le 1^{er} étage et de 40% dans le 10^{ème} étage). Ceci est dû à la réduction des efforts sismiques assuré par les isolateurs LBR intégrés à la base.

II. Ferrailage des poutres

Les poutres constituent des éléments structuraux essentiels, destinés à transférer les charges verticales vers les poteaux. Le calcul de ferrailage d'un seul type de poutre en flexion simple, est étudié dans cette partie.

Les calculs sont faits pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : 1,35G+1,5Q
 - Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 30\text{MPa}$; $f_{bu} = 18\text{MPa}$
 - Acier : $\gamma_s = 1.15$; $f_e = 400\text{MPa}$; pour $e_s \geq e_{es}$ $\sigma_s = (f_e/\gamma_s) = 347.826 \text{ MPa}$
- Situation accidentelle
 - Béton : $\gamma_b = 1.2$; $f_{c28} = 30\text{MPa}$; $f_{bu} = 25\text{MPa}$
 - Acier : $\gamma_s = 1.0$; $f_e = 400\text{MPa}$; ; pour $e_s \geq e_{es}$ $\sigma_s = (f_e/\gamma_s) = 400\text{MPa}$

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont données par le CBA93 ainsi que par le RPA 2024 et sont :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

Composantes horizontales de l'action sismique :

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases}$$

II.1. Calcul du ferrailage longitudinal

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants le sens Y-Y avec une section de 30x 60 cm²

Tableau VI-9 : Sections d'acier longitudinal calculée et adoptée pour les poutres

Section (cm ²)	Position	Combinaison	M _{max} (kN.m)	A _s calc (cm ²)	A _s ' calc (cm ²)	A _s min (cm ²)	Choix		A _s adp (cm ²)	A _s ' adp (cm ²)
							Sup	Inf		
30x60	travée	ELU	172.81	9.6	0	9	3T25	3T25	14.72	14.72
	Appui	ELA	-375.52	0	22.9		6T25	3T25	14.72	24.14

II.2. Les vérifications

II.2.1. Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton

Selon le BAEL91 révisé 99 articles A.5.1.211. Lorsque la fissuration est jugée préjudiciable ou très préjudiciable, les contraintes de cisaillement doivent être inférieure à : $0.15 f_{c28} / \gamma_b$ et 4MPa.

Tableau VI-10 : Condition de contrainte tangente ultime

Vérification de la contrainte tangente limite ultime		
τ_u (Mpa)	$\tau_{u adm}$ (Mpa)	Vérification
1.284	3.000	OK

II.2.2. Vérification de la contrainte de compression de béton

Dans le cas d'une poutre à nervure rectangulaire, d'épaisseur b_0 avant l'appui (côté travée), l'article A.5. 1.313 du BAEL91 révisé 99 exige de vérifier la condition suivante :

$$\frac{2V_u}{b_0 a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow V_u \leq 0.267 \cdot b_0 \cdot a \cdot f_{c28}$$

Tableau VI-11 : Condition de contrainte de compression

Vérification de la contrainte de compression (bielle)		
Vu (MN)	0,267.b.a.fc28 (MN)	Vérification
0.208	1.394	OK

II.2.3. Vérification des armatures inférieures d'appui

Dans l'article A.5.3.312 lorsque la poutre repose par l'intermédiaire d'un appareil d'appui (plaques de néoprène, rouleaux, pendules, etc.) c'est le bord de cet appareil qui doit être considéré. La section visée ici est au moins égale à : $A_s \geq V_u / (f_e / \gamma_s)$

Tableau VI-12 : Condition des armatures inférieures d'appuis

Vérification des armatures inférieures d'appuis		
As (cm ²)	Vu/(fe/Ys) [cm ²]	Vérification
14.720	5.982	OK

II.2.4. Vérification de la contrainte moyenne compression de béton

L'article A.5.322 du BAEL91 révisé 99 exige de vérifier que la contrainte moyenne de compression de l'aire d'appui sous la valeur de calcul ultime de la réaction doit être au plus égale à : $\frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b}$

Tableau VI-13 : Condition de contrainte moyenne de compression

Vérification de la contrainte moyenne de compression			
Ru (MN)	σ_{mb} (MPa)	1,3 Fc28 /Yb	Vérification
0.416	2.391	26.000	OK

II.3. Calcul du ferrailage transversal

Le choix d'acier adopté dans les armatures transversales est de type haute adhérence et de nuance FeE50 ($f_e=500\text{MPa}$).

- Selon le BAEL91 modifié 99 :

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

- Selon RPA 2024 :

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

Avec :

$$\varphi_l \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \varphi_l ; \frac{b}{10} \right) = 1,71\text{cm}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI-14 : Choix du diamètre utilisé pour le ferrailage transversal d'une poutre

ETAPE N°01 : Choix du diamètre (BAEL)	
Φ_t (cm) [diamètre max]	Φ_t (mm) [diamètre choisi]
1.71	8

Tableau VI-15 : Choix de l'espacement maximal dans la zone nodale

Espacement maximal Zone Nodale (cm)					
S_t (cm) max	S_t (cm) Choisi	$A_t(\text{BAEL})$	$A_t(\text{RPA 2024})$	A_t choisi (cm ²)	choix
15	10	0.53	0.03	1.00	1 cadre HA8

Tableau VI-16 : Choix de l'espacement maximal dans la zone courante

Espacement maximal Zone courante (cm)					
S_t (cm) max	S_t (cm) Choisi	$A_t(\text{BAEL})$	$A_t(\text{RPA 2024})$	A_t choisi (cm ²)	choix
15	10	0.79	0.03	1.00	1 cadre HA8

III. Ferrailage des voiles

Dans cette partie, nous allons prendre un type de voile pour calculer la section d'acier nécessaire suivant le RPA2024 et le BAEL91 modifié 99, on vérifie les sollicitations tangentées, la condition d'élançement, ainsi que la condition de ductilité locale. Le voile étudié est le voile W12 situé dans le 1^{er} étage. Ses dimensions et sollicitations sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

VI-17 : Caractéristiques du voile W12

he (m)	lw (m)	bw (m)	d _{1,2} (cm)
7.2	10.8	0.5	5
Fe (Mpa)	Fc28 (Mpa)	N (KN)	MED (KN,m)
400	35	61462.06	87489.73

III.1. Vérification de l'effort normal réduit

Tout comme les poteaux, l'effort normal de compression de calcul des voiles doit vérifier la condition suivante :

$$v = \frac{Nd}{B_C \times f_{c28}} = 0.33 < 0.4 \quad \text{condition vérifiée}$$

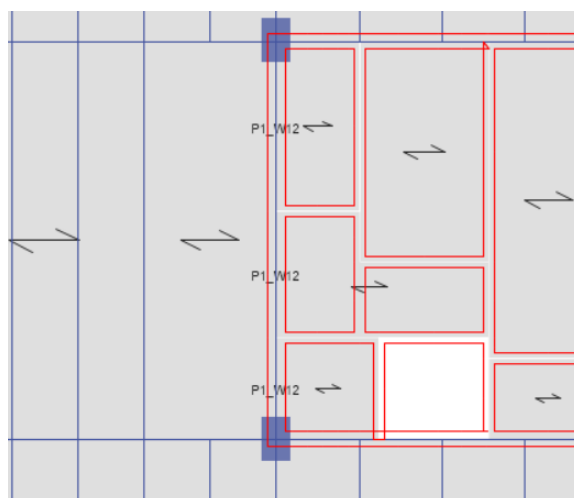


Figure VI-1 : Extrait de la vue en plan du voile étudié

III.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon les eqns.(7.10) & (7.11) du RPA2024:

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w d} \leq 0,2 f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

$$\bar{V} = 1.4 V_u$$

b_w : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile avec $d = 0.9h$

h : hauteur totale de la section brute

$$\tau_b = 0.98 \leq 7 \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3. Vérification de la condition d'élancement

Pour les voiles élancés ($(h_w/l_w) > 2.0$), le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile.

Dans notre voile : $h_w/l_w = 87.85/10.8 = 8.13 > 2$

Tel que h_w : hauteur totale du voile.

III.4. Calcul de la hauteur critique

La hauteur, h_{cr} , de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

$$h_{cr} = \max(l_w, h_w/6)$$

et :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_e \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2h_e \text{ pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

$$h_{cr} = 13.8\text{m}$$

III.5. Enveloppe de calcul des moments fléchissant

L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant, est construite en deux étapes :

- La première étape consiste à avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal à la base à celui au sommet.
- La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique.

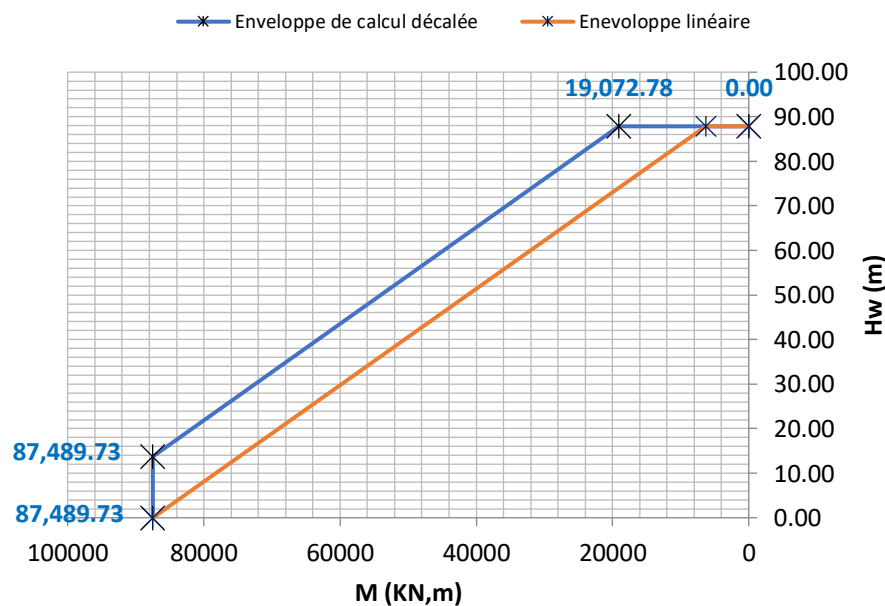


Figure VI-2 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

III.6. Exigences de ductilité pour la zone critique

III.6.1. Dimensionnement des éléments de rives confinée

a) Longueur l_c

La longueur de l'élément de rive doit respecter :

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w) = 1.62\text{m}$$

b) L'épaisseur b_c

Notre voile est relié à une membrure raidisseuse d'une épaisseur ($b_f \geq h_e/15 = 0.48m$) alors l'épaisseur de l'élément de rive confine b_c reste égale à b_w , qui est 0.5m.

Donc la zone confinée de rive deviendra comme la figure ci-dessous :

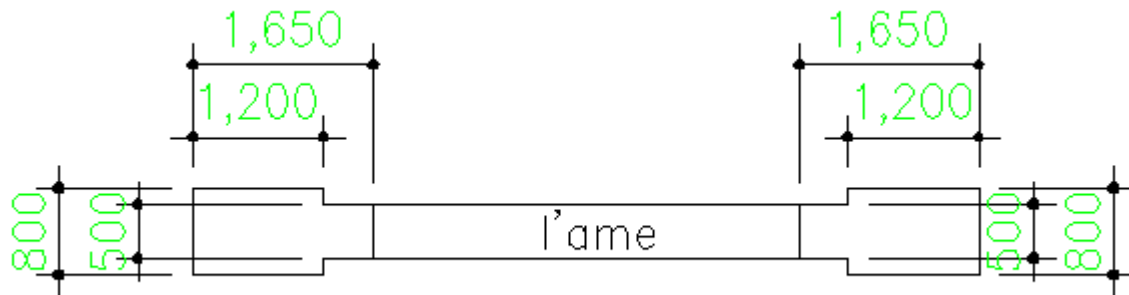


Figure VI-3 : Zone de rive confinée gauche et droite

III.7. Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI-18 : Calcul et choix d'armatures longitudinales

$b_{c,choisi}$ (cm)	$l_{c,choisi}$ (cm)	Dimensions raidisseur	\varnothing_{lmin} (cm)	A_{vcalc} (cm ²)	A_{vmin} (cm ²)	choix barres	As tot (cm ²)
50	165	80x120	1.6	54	62.25	32HA16	64.31

III.8. Armatures transversales dans les éléments de rive

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A_t), mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (h_{cr}) et doit satisfaire les conditions :

$$A_t \geq 0.09 S_t b_0 \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.3 S_t b_0 \left(\frac{A_y}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Où :

b_0 représente l'épaisseur confinée de l'élément de rive

(A_y/A_c) : représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée

S_t : espacement des armatures horizontales tel que : $S_t \leq \min (b_0/3 ; 12.5 ; 6\varphi_l) = 9.6cm$

Tableau VI-19 : Calcul et choix des armatures transversales

b0 (cm)	70
Stmax (cm)	12
Ag (cm²)	11850
Ac (cm²)	11550
At (cm²)	6.615
Choix	3CadresT12
Atchoisi (cm²)	6.78

III.9. Ferrailage de l'âme du voile

III.9.1. Aciers verticaux

Selon le RPA 2024, les armatures d'âme doivent être constituées de deux treillis identiques reliés par des épingles tous les 500mm. Leur diamètre doit être compris entre 8 mm et 1/8 de la largeur de l'âme. L'espacement maximal est de 250mm ou 25 fois le diamètre des barres (la plus petite des deux valeurs est retenue). Les barres verticales du dernier niveau doivent avoir des crochets en tête, tandis que les autres sont simplement reliées par recouvrement.

III.9.2. Aciers horizontaux

Conçu principalement pour la résistance à l'effort tranchant, ils doivent respecter la condition suivante : $\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z f_e}$ avec :

- z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

Tableau VI-20 : Calcul et choix des armatures verticales et horizontales de l'âme

L'AME (aciens verticaux)		L'AME (aciens horizontaux)	
Øl (cm)	2.00	Øl (cm)	2.00
Stchoisi (cm)	10.00	Stchoisi (cm)	10.00
St (cm)	25.00	St (cm)	25.00
Ølmin (cm)	0.80	z (cm)	905.00
Ølmax (cm)	6.25	Ah (cm²)	0.88
Asv (cm²)	452.39	Ash (cm²)	867.08

III.10. Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique

La zone supérieure des voiles élancés est considérée comme une zone élastique devant résister aux sollicitations. Elle est dimensionnée selon les règles classiques du béton armé. Pour éviter sa plastification, les sollicitations prises en compte doivent être amplifiées. Il faut également :

- Stabiliser les barres verticales d'extrémité contre le flambement
- Munir les barres horizontales de crochets à leurs extrémités

III.11. Conditions de ductilité locale

Dans les voiles de section rectangulaire, il convient de vérifier deux conditions principales :

- a) Le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises, ω_{wd} dans les éléments de rive, doit respecter la condition ci-dessous :

$$\alpha \omega_{wd} = 30 \mu_{\phi} (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{syd} \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

- b) La longueur comprimée des parties de rive $l_{c,calcul}$ qui doit être supérieure à :
 $\max(0.15l_w ; 1.5b_w)$

Tableau VI-21 : Calcul des constantes et coefficients

	Formule	Valeur	Verification
v_d (KN)	$\frac{Nd}{B_c f_{c28}}$	0.33	/
F_{yd}/F_{cd}	$\frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s}$	13.71	/
V_{nc} (cm ³)	Volume noyau béton	9108000	/
V_{st} (cm ³)	Volume armature confinement	228000	/
ω_{wd}	$\frac{V_{st} \cdot F_{yd}}{V_{nc} \cdot F_{cd}}$	0.34 > 0.12	Vérifié
ε_{sy}	$\frac{f_e}{E_s}$	0.0020	/
ω_v	$\frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) b_w} \cdot \frac{F_{yd}}{F_{cd}}$	0.17	/
α_n	$1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0 h_0} \right)$	0.96	/
α_s	$\left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right)$	0.86	/
α	$\alpha_s \cdot \alpha_n$	0.83	/
μ_{ϕ}	$\mu_{\phi} = \begin{cases} 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 & , \text{ si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \cdot \left[\left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \cdot \frac{T_2}{T_0} & , \text{ si } T_0 < T_2 \end{cases}$	3.28	/
χ_u (cm)	$(v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w b_c}{b_0}$	675	/
$\varepsilon_{cu,c}$	$0.0035 + 0.1 \alpha \omega_{wd}$	0.03172	/

Tableau VI-22 : Vérification des conditions de ductilité locale

Condition	Equation	Valeur	verification
$l_{c,calcul}$ (cm)	$\chi_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}} \right)$	601.03 > 162	✓
Eq (7.30) du RPA2024	$\alpha \omega_{wd} = 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{syd} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035$	0.284 > 0.088	✗

- Interprétation des valeurs

On remarque que la condition du rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises n'est pas vérifiée dans notre cas, ceci est dû au volume excessif du béton et les grandes dimensions du voile étudié ainsi que les faibles sollicitations appliquées sur ce dernier.

Conclusion

On conclut après avoir calculé le ferrailage de quelques éléments structuraux de notre projet que :

- L'intégration des isolateurs sismiques LRB a permis de diminuer la section d'acier dans les éléments structuraux verticaux (poteaux et voiles)
- Contrairement aux appuis, le ferrailage dans les éléments horizontaux (à l'ELU en travées) est resté quasiment identique à celui existant dans la structure réelle.

Conclusion générale

Le présent projet de fin d'études s'inscrit dans le cadre de la conception et de l'analyse parasismique d'un Immeuble de Grande Hauteur (IGH) à usage de bureaux, implanté à Alger. Cette structure, en béton armé, comprend un rez-de-chaussée, 21 étages courants ainsi que deux niveaux de sous-sol. À travers ce travail, nous avons abordé un enjeu majeur de l'ingénierie sismique contemporaine : l'intégration de systèmes d'isolation à la base pour améliorer la réponse dynamique des bâtiments de grande hauteur soumis à des sollicitations sismiques.

Dans un premier temps, la structure a été modélisée et dimensionnée selon les méthodes conventionnelles en vigueur, en se référant au RPA99 version 2003, qui constitue encore aujourd'hui une référence dans de nombreux projets en Algérie. Cette première approche nous a permis de caractériser le comportement de la structure à travers une analyse temporelle utilisant un enregistrement sismique réel. Dans un second temps, une démarche plus novatrice a été adoptée, en appliquant les nouvelles orientations introduites dans le RPA 2024, lesquelles encouragent l'intégration de systèmes de protection sismique passifs, tels que les isolateurs à la base. L'originalité donc, de cette étude réside dans l'intégration d'un système d'isolation sismique de type LRB (Lead Rubber Bearing), dont l'effet sur le comportement global de la structure a été analysé à travers une approche comparative avec une structure à base fixe.

Les résultats ont montré que l'utilisation des isolateurs sismiques permet de prolonger la période fondamentale de la structure, ce qui réduit considérablement la réponse dynamique lors d'un séisme. En conséquence, les déplacements inter-étages et les déplacements totaux sont nettement plus atténués. De plus, l'intensité des efforts internes transmis aux éléments porteurs est significativement diminuée, ce qui améliore la performance sismique globale et permet ainsi l'optimisation des sections de coffrage et de ferrailage des éléments structuraux.

En somme, ce projet met ainsi en lumière les avantages de l'intégration d'un système d'isolation sismique qui constitue une solution efficace pour améliorer le comportement des structures en zone sismique, en particulier pour les IGH. Toutefois, son application en Algérie nécessite plus de technicité et d'expertise ainsi qu'un cadre réglementaire plus avancé et approfondi.

Cela dit, l'aspect économique de cette solution n'a pas été investi dans ce présent travail.

En conclusion, ce travail ouvre la voie à une réflexion plus large sur l'évolution des pratiques de conception parasismique en Algérie. Il montre qu'avec les nouvelles recommandations du RPA 2024, l'intégration de technologies innovantes, telles que l'isolation à la base, devient non seulement possible, mais aussi souhaitable, pour mieux anticiper les effets des séismes futurs et garantir la sécurité des constructions en milieu urbain dense.

Enfin, ce projet de fin d'études nous a offert l'opportunité de consolider nos connaissances dans le domaine du génie civil, notamment en ce qui concerne les différents types de structures, les systèmes de contreventement, ainsi que les technologies d'isolation et d'amortissement parasismique. Il nous a également permis de développer notre savoir-faire technique à travers une compréhension approfondie du processus d'étude d'un bâtiment, depuis la conception jusqu'à l'analyse structurelle. L'utilisation d'outils professionnels tels que ETABS pour la

modélisation, Socotec et Robot Expert pour le calcul et la vérification des armatures, ainsi qu'AutoCAD pour le dessin technique, a enrichi notre maîtrise des logiciels métiers. Par ailleurs, ce projet nous a permis d'élargir notre répertoire réglementaire en apprenant à dimensionner un isolateur sismique de type LRB selon la norme UBC97, tout en nous familiarisant avec les nouvelles exigences et spécifications introduites dans le RPA 2024.

J'espère que ce modeste travail sera digne de référence pour d'autres projets de fin d'études pour les futurs ingénieurs.

REFERENCES

- https://gc.univbatna2.dz/sites/default/files/deptgc/files/systemes_structuraux_dimmeubles_d_e_grande_hauteur_igh.pdf
- <https://amusementlogic.fr/nouvelles-generales/isolateurs-sismiques-dans-la-construction-et-larchitecture/>
- <https://civilwale.com/types-of-bracing-systems/>
- https://leica-geosystems.com/fr-fr/about-us/content-features/fr_2020_cas_clients_monitoring-deux-tour-alpes-topo
- <https://360chicago.com/articles/willis-tower>
- https://gnordhof.wixsite.com/batimentparasismique/blank-pye3m?utm_.com
- https://www.thk.com/?q=fr_fr%2Fnode%2F11106&utm_.com
- https://www.tesolution.com/uploads/6/9/3/0/69304001/mass_dampers_by_type_201810.pdf
- <https://www.tesolution.com/technomart.html>
- https://www.slate.com/blogs/atlas_obscura/2014/11/17/the_tuned_mass_damper_of_taipei_101_in_taiwan.html
- https://www.researchgate.net/figure/a-Taipei-101-with-a-sphere-shaped-tuned-mass-damper-3-b-Shanghai-World-Financial_fig1_340910244
- <https://benthamopen.com/FULLTEXT/TOBCTJ-13-289/FIGURE/F3/>
- www.nzsee.org.nz/publications/design-of-seismic-isolation-systems-for-buildings
- https://fr.wikipedia.org/wiki/Liste_des_plus_hautes_constructions_d%27Alg%C3%A9rie

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Naeim, F. & Kelly, J. M. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*, Wiley.
- [2] Khoshnoudian, F., & Pour-Ali, S. (2015). "Seismic behavior of base-isolated tall buildings subjected to near-fault ground motions." *Engineering Structures*, 100, 229–246.
- [3] E-Defense Laboratory Reports (2010–2015), National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Japan.
- [4] Règles Parasismiques Algériennes RPA2024 (CGS édition janvier 2025)
- [5] le règlement de sécurité contre les risques d'incendie et de panique dans les IGH (ministère de l'intérieur et des collectivités locales direction, générale de la protection civile année 1986)
- [6] CHABNI Adem, ELAICHI Billel : Etude d'un immeuble de grande hauteur (IGH) R+25+S/SOLS en béton armé doté des isolateurs sismiques (Université Saad Dahlab Blida-1 2022/2023)
- [7] Uniform building code 1997 (International Conference of Building Officials, April 1997)

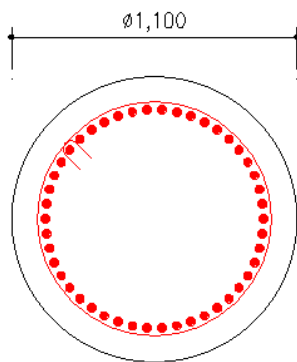
- [8] Règles techniques de la construction et du calcul des ouvrages en BA (BAEL91 modifié 99). (Association Française de Génie Civil (AFGC) / Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement, France).

- [9] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93 « D.T.R. –B.C. 2-41 » (Centre National de l'Études et de la Recherche Intégrées du Bâtiment (CNERIB)).

ANNEXES

1. Schéma de ferrailage des poteaux

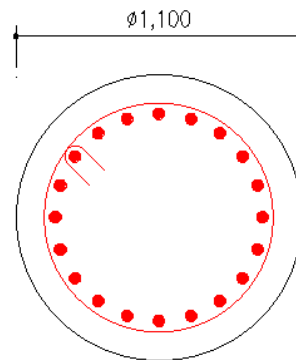
a) C1c dans le 1^{er} étage :



46HA25

150 Cadres HA10

Poteau réel (fix)

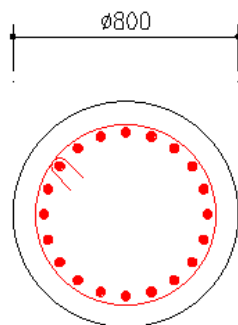


20HA25

66 Cadres HA8 + 39 cadres HA12

Poteau isolé

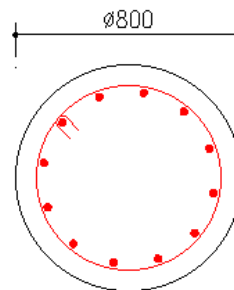
b) C1c dans le 10^{ème} étage :



20HA25

150 cadreHA10

Poteau réel (fix)

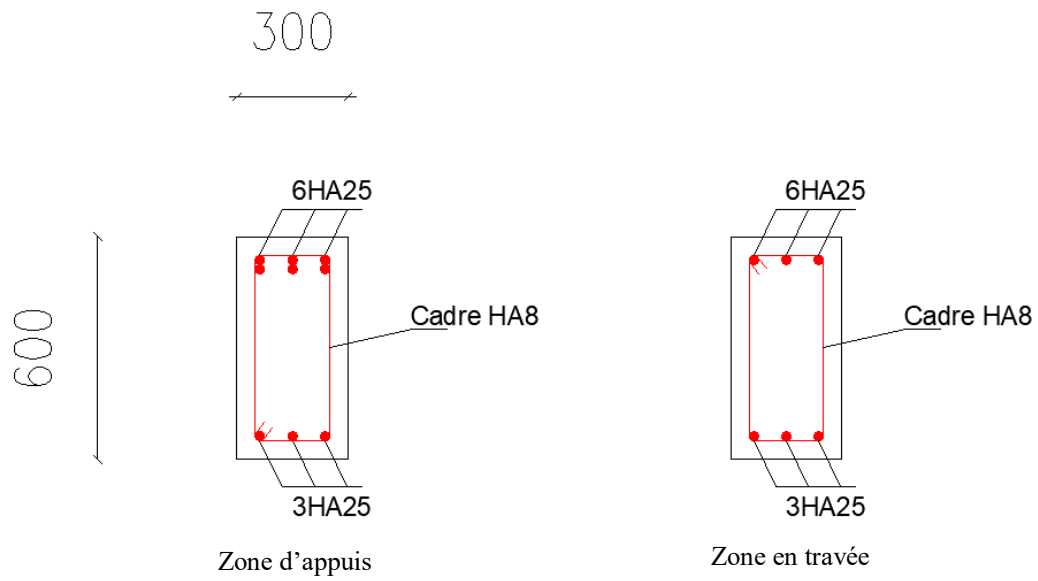


12HA25

24 Cadres HA10 + 12 Cadres HA12

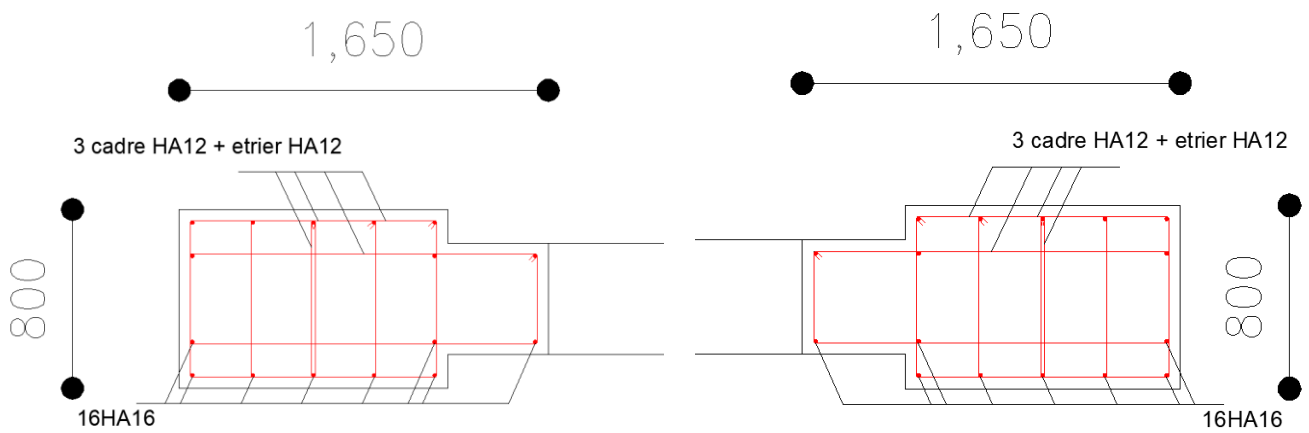
Poteau isolé

2. Schéma de ferrailage de la poutre calculée



3. Schéma de ferrailage des voiles

a) Zone de rive :



b) L'âme :

