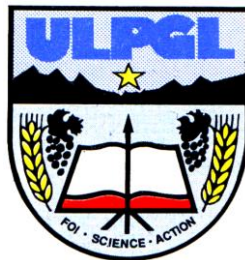


UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS

**FACULTE DE SCIENCES ET TECHNOLOGIES
APPLIQUEES**

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



BP. 368 GOMA

www.ulpgl.net

**INFLUENCE DU TYPE DE CONTREVENTEMENT SUR LA
PERFORMANCE DES STRUCTURES EN ZONE SISMIQUE :
CAS DE LA VILLE DE GOMA**

Par MBUSA LUHEMBA MOISE

Travail présenté et défendu en vue de l'obtention du
Diplôme de Bachelor en Sciences de l'ingénieur

Option : Génie Civil

Directeur : Prof Dr MUHIWA BENJAMIN Amboko

Encadreur : Ir BISIMWA FRANKLIN

ANNÉE ACADÉMIQUE 2024 - 2025

EPIGRAPHE

« La structure est la réponse de l'intelligence à la force de la pesanteur »

Le Corbusier

DÉDICACE

À mes chers parents qui m'ont soutenu et encouragé durant mes 4 années d'étude, à mes frères et sœurs et tous ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la rédaction de ce travail de fin de cycle(TFC).

Je vous dédie ce fruit de mon travail.

REMERCIEMENTS

En premier lieu, je tiens à remercier l'Éternel Dieu Tout-Puissant pour sa grâce et pour tout ce qu'il a accompli pour moi, car sans lui, rien de tout ceci ne serait possible.

À mon directeur, Monsieur le Professeur MUHIWA Benjamin, ainsi qu'à mon encadreur, l'Ir. BISIMWA FRANKLIN, pour leur encadrement au cours de la rédaction de ce travail, j'adresse mes sincères remerciements.

Je saisis également cette occasion pour adresser mes profonds remerciements aux autorités de l'Université Libre des Pays des Grands Lacs, particulièrement à celles de la Faculté des Sciences et Technologies Appliquées, pour la formation qu'elles nous ont offerte.

Je dis particulièrement un grand merci à mon père, KAHINDO LUHEMBA Jean-Pierre, et à ma mère, NGABUSI TCHUVE Honorine, pour leurs conseils ainsi que pour leur soutien inconditionnel, à la fois moral et financier.

J'exprime aussi ma reconnaissance envers mes frères et sœurs, notamment le Dr David LUHEMBA et Ir. Meshack LUHEMBA, pour l'amour dont vous avez fait preuve en me soutenant durant cette période si difficile ; au couple Dr William Lubanda pour ses bienfaits ; ainsi qu'à mes amis et à toutes les personnes qui ont apporté leur soutien moral et contribué au succès de mes recherches. Parmi eux, je cite : NZANZU MUROTSO Narcisse, Roger MUKULUMANIA, RAMAZANI KABUNJI, Ir. Eric SIVANZIRE, Dr KASEREKA KIVITI Jyresse, Ir. Antoine Muniali et Ir. Benjamin Bozoka. J'associe à ces gratitudes les frères et sœurs de la Brigade Universitaire de l'ULPGL surnommée Panthère Force (B.U Panthère).

Il serait une erreur de terminer cette section sans remercier tous mes camarades étudiants pour leur soutien impeccable. Sans prétendre ignorer quiconque nous a assisté par un apport de quelque nature que ce soit en vue de réaliser ce travail, qu'ils trouvent ici l'expression de mes remerciements les plus courtois.

RÉSUMÉ

Ce travail de recherche examine l'influence cruciale du choix des systèmes de contreventement sur la performance parasismique des structures en béton armé, avec une application spécifique à la ville de Goma. Située dans la branche occidentale du Rift Est-Africain, la ville de Goma est soumise à une activité sismique intense et permanente, rendant l'intégration de dispositifs de protection structurale indispensable pour la sécurité des infrastructures.

L'étude s'appuie sur une approche comparative entre deux configurations de palées triangulées : le contreventement en « X » et le contreventement en « V ». La modélisation et l'analyse dynamique ont été réalisées à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis Professional, en conformité avec les règlements parasismiques (RPA 2003) et de calcul des structures (BAEL 99).

Les résultats démontrent que, bien que le système en X offre une rigidité intrinsèque importante, le contreventement en V présente une performance globale supérieure pour le contexte étudié. Il affiche une meilleure stabilité face aux moments de torsion (avec des valeurs réduites à 12 846,93 kNm contre 13 649,45 kNm pour le système en X) et une réponse plus équilibrée aux sollicitations sismiques. De plus, les déplacements constatés sont plus réduits de 0,2cm (25%) dans le cas du système en V, indiquant sa capacité à mieux contrôler les déformations latérales sous l'action sismique.

La période de vibration fondamentale observée pour le système en V (0,30 seconde) est également inférieure à celle du système en X (0,34 seconde), renforçant davantage sa performance.

Ce travail fournit ainsi des recommandations techniques concrètes aux ingénieurs et concepteurs locaux pour optimiser la résilience des bâtiments face aux catastrophes sismiques dans la région de Goma.

Mots-clés : Contreventement, Séisme, Béton arme, Goma, Analyse comparative, Performance structurale.

ABSTRACT

This research investigates the critical impact of bracing system selection on the seismic performance of reinforced concrete structures, specifically within the geologically volatile context of Goma. Located in the Western Branch of the East African Rift, Goma is characterized by intense and continuous seismic activity, necessitating robust structural protection measures to ensure infrastructure safety.

The study adopts a comparative methodology evaluating two distinct triangulated steel bracing configurations: X-braced and V-braced systems. Dynamic modeling and analysis were conducted using Robot Structural Analysis Professional software, in strict compliance with earthquake engineering standards (RPA 2003) and reinforced concrete design codes (BAEL 99).

The findings demonstrate that while the X-bracing system provides significant intrinsic stiffness, the V-bracing configuration offers superior overall performance for the studied context. Specifically, V-bracing exhibits enhanced stability against torsional moments—with values reduced to 12,846.93 kNm compared to 13,649.45 kNm for the X-bracing—and yields a more balanced response under seismic loads. Furthermore, recorded lateral displacements are significantly lower reduced by 0,2cm (0,25%), in the V-braced model, indicating a higher capacity to control lateral deformations under seismic action. The fundamental vibration period for the V-system (0,30 s) is also shorter than that of the X-system (0,34 s), further confirming its superior performance.

Ultimately, this work provides concrete technical recommendations for engineers and designers to optimize the seismic resilience of buildings in the Goma region.

Keywords: Bracing, Earthquake, Reinforced Concrete, Goma, Comparative analysis, Structural performance.

SOMMAIRE

EPIGRAPHE.....	i
DÉDICACE	ii
REMERCIEMENTS.....	iii
RÉSUMÉ	iv
ABSTRACT.....	v
LISTE DES ABRÉVIATIONS.....	x
SYMBOLES ET UNITES	xi
LISTE DES TABLEAUX.....	xiii
LISTE DES FIGURES	xv
INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
Chapitre I . GENERALITES	4
I.1 NOTIONS ET GENERALITE SUR LES SEISMES	4
I.1.1 Origine du séisme	4
I.1.2 Caractéristiques du séisme	5
I.1.2.1 Magnitude.....	5
I.1.3 Propagation des ondes	6
I.1.4 Caractérisation des séismes.....	8
I.1.5 Effets particuliers des séismes	8
I.1.6 Influence du sol.....	10
I.1.7 L'aléa sismique et le risque sismique	10
I.1.8 Sismicité et effets sismiques de la région des Grands Lacs.....	11
I.1.8.1 Le système Rift Est-Africain.....	11
I.1.8.2 Observation sismique du Rift Est-Africain	13
I.1.8.3 Le bassin du Congo	14
I.1.8.4 Les Séismes en RDC	14
I.1.9 Règlement Parasismique.....	17

I.1.10	Système et réponse des constructions	18
I.2	LE CONTREVENTEMENT	21
I.2.1	Introduction	21
I.2.2	Rôle et constitution du contreventement	21
I.2.3	Choix du type de contreventements.....	22
I.2.4	Critère des choix bases sur les contextes de Goma	24
I.2.5	Contreventement générale des bâtiments.	25
I.2.5.1	Contreventement assuré par portiques	25
I.2.5.2	Contreventement assuré par pans rigides	25
I.2.6	Emplacement et torsion des voiles dans les structures :	30
I.2.6.1	Stratégies de l'emplacement des murs de contreventements :	30
I.2.7	Effet de la torsion sur les systèmes des murs de contreventements :	31
I.2.8	Stabilité locale d'un élément de contreventement	33
I.3	GENERALITE SUR MATERIAUX UTILISES	34
I.4	CONCLUSION PARTIELLE.....	36
Chapitre II : METHODOLOGIE		37
II.1	INTRODUCTION.....	37
II.2	PRESENTATION DU MILIEU D'ETUDE	37
II.2.1	Introduction.....	37
II.2.2	Collecte des données	37
II.3	ACTIONS ET SOLLICITATIONS	38
II.3.1	Types d'actions.....	38
II.3.2	Calcul des sollicitations	39
II.3.2.1	Règlements et normes utilisés	40
A.	Le règlement [BAEL91/R99] (Béton Armé aux États Limite)	40
B.	Le règlement (RPA99 /version2003) (Règles Parasismiques Algériennes).....	41
II.4	PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS DE LA STRUCTURE EN B.A	42
II.4.1	Paramètres mécaniques des matériaux.....	42
II.4.1.1	Paramètres mécaniques du béton	42
II.4.1.2	Paramètres mécaniques des aciers.....	44

II.5	PRÉ DIMENSIONNEMENT DE CONTREVENTEMENT.....	50
II.6	ANALYSE STATIQUE ET MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS	51
II.6.2.1	Résultantes des forces sismiques de calcul	53
II.6.2.2	Calcul sismique par la méthode statique équivalente.....	54
II.7	DIMENSIONNEMENT ET PRINCIPE DE JUSTIFICATION.....	60
II.7.1	Dimensionnement	60
II.7.2	Principe de justification	60
II.8	ÉTUDE DYNAMIQUE	61
II.8.1	Objectif de l'étude dynamique	61
II.8.1.2	Différentes méthodes de calcul	62
II.8.2	Évaluation des caractéristiques dynamiques de la structure en déterminant.....	64
II.9	PRÉSENTATION DU LOGICIEL ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS	64
II.10	CONCLUSION PARTIELLE	65
Chapitre III : PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS.....		66
III.1	PRESENTATION DE LA STRUCURE.....	66
III.2	RESULTAT DU PRE DIMENSIONNEMENT.....	68
III.3	RESULTATS DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	71
III.4	RESULTAT DE CALCUL.....	71
III.4.1	Présentation du résultat de l'analyse modale	71
A.	Mode, fréquences, périodes et masses cumulées.....	71
III.5	COMPARAISON DES RESULTATS DE LA REPOSE DYNAMIQUE DU BATIMENT PORTIQUES CONTREVENTES PAR DES PALEES TRIANGULEES X ET V EN BETON ARME	78
III.5.1	Période.....	78
III.5.2	Analyse comparative des déplacements entre étages.....	79
III.5.3	Effort tranchant (selon contreventement en V et en X)	80
III.5.4	Moment de torsion	83
III.6	CONCLUSION PARTIELLE	84
BIBLIOGRAPHIE.....		88

ANNEXE	91
--------------	----

LISTE DES ABRÉVIATIONS

B.A	: Béton Armé
BAEL99	: Béton Armé Aux Etats Limites
ELS	: Etats Limites Service
ELU	: Etats Limites Ultimes
MPa	: Méga Pascal
PGA	: Peak Ground Acceleration
RPA 2003	: Règlement Parasismique Algérien (version 2003)
RSAP	: Robot Structural Analysis Professional
FSTA	: Faculté Des Sciences et de Technologies Appliquées
ULPGL	: Université Libre des Pays des Grands Lacs
EMSC	: <i>Eropean-Mediterranean Seismological Centre</i>
USGC (USGS)	: Service géologique des États-Unis (<i>United States Geological Survey</i>)
R+4	: Rez-de-chaussée + 4 étages
KN	: Kilo Newton
KNm	: Kilo Newton mètre
HA	: Haute Adhérence

SYMBOLES ET UNITES

G	: Charge permanente ;
Q	: Charge d'exploitation ;
E	: Module d'élasticité transversale
G	: Module d'élasticité transversale ;
E	: Module de Young ;
ν	: Coefficient de poisson ;
h	: Hauteur de la poutre ;
b	: Largeur de la poutre ;
L_{max}	: Longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis ;
W_{Gi}	: Poids dû aux charges permanentes ;
W_{Qi}	: Poids dû aux charges d'exploitation ;
W	: Poids total de la structure ;
β	: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;
R	: Coefficient de comportement global de la structure ;
K	: La matrice de rigidité ;
q	: Déplacements nodaux ;
F	: Efforts appliqués ;
A	: Coefficient d'accélération de zone ;
I	: Moment d'inertie ;
B	: Section du béton ;
i	: Rayon de giration ;
A	: Section d'armature à mettre en place et s'exprime en cm^2 ;
f_{c28}	: La résistance caractéristique du béton à la compression à 28jours ;
f_e	: Limite d'élasticité ;
γ_b	: Coefficient partiel de sécurité du béton ;
γ_s	: Coefficient de sécurité de l'acier ;
N_u	: Sommation des charges verticales agissant sur le poteau le plus sollicité ;

Pq	: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité ;
Q	: Facteur de qualité
$T1, T2$	: Période caractéristique, associée à la catégorie du site
hN	: Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau (N).
T	: La période fondamentale de la structure
Ct	: Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage
E_{ij}	: Le module d'élasticité instantané pour le béton a 28 jours
E_{vj}	: Le module de déformation différé du béton
ξ	: Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif
S_a	: L'accélération spectrale
S_d	: Le déplacement spectral.
η	: Facteur de correction d'amortissement
d	: Hauteur utile de la section de béton
λ	: Élancement du poteau
L_f	: Longueur de flambement
T_{emp}	: Période empirique
S_{inf}	: Surface d'influence
d_r	: Déplacement relatif
S_p	: Section poutre
γ_{BA}	: Masse volumique du béton
$U_{x;y}$	: Direction suivant x ou y
FX ou FY	: Effort horizontal selon X ou selon Y
m	: Mètre
Cm	: Centimètre
mm	: Millimètre
γ^I	: Coefficient d'importance en fonction de la catégorie des bâtiments

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 Accélération de différentes zones.....	15
Tableau II-1 contrainte admissible selon le type de sol	38
Tableau II-2 Valeurs du coefficient d'importance en fonction de la catégorie des bâtiments	39
Tableau II-3 : Valeurs du moment quadratique, de la section et du rayon de giration	47
Tableau II-4 Pré dimensionnement des semelles.....	50
Tableau II-5 Synthèse des dimensions de la structure portante	51
Tableau II-6 Coefficient d'accélération de zone A.....	54
Tableau II-7 Valeurs des périodes caractéristiques T1, T2.....	55
Tableau II-8 Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel	55
Tableau II-9 Coefficient fonction du système de contreventement	56
Tableau II-10 Description du système de contreventement.....	57
Tableau II-11 Valeur de facteur de qualité Pq	58
Tableau II-12 Valeurs du coefficient de pondération β	59
Tableau II-13 Valeurs des poids W_{Gi} et poids W_{Qi}	59
Tableau III-1. Caractéristiques géométriques.....	66
Tableau III-2 : les propriétés des matériaux utilisés.....	68
Tableau III-3 : Géométrie des éléments structuraux	71
Tableau III-4 : Valeurs des modes propres pour le système portiques-palées X	73
Tableau III-5 : Valeurs des modes propres pour le système portiques-palées V	73
Tableau III-6: Valeurs des efforts tranchants pour le cas de système portiques-palées X.....	75
Tableau III-7 : Valeurs des efforts tranchants pour le cas de système portiques-palées V.....	75
Tableau III-8: Valeurs des déplacements pour le cas de système portiques-palées X	76
Tableau III-9 : Valeurs des déplacements pour le cas de système portiques-palées V	76
Tableau III-10 : Valeurs des moments de torsion relatif des étages pour la combinaison défavorable	77
Tableau III-11 : Valeurs des moments de torsion relatif des étages pour la combinaison défavorable	77
Tableau III-12 : Valeurs de la période numérique	78
Tableau III-13 : Analyse comparative des déplacements entre étages.....	79

Tableau III-14 : les valeurs retenues de l'analyse modale spectrale en termes d'effort tranchant	82
Tableau III-15 : Valeurs des moments de torsion obtenus pour différents systèmes de contreventement suivant le cas la plus défavorable	83
Tableau IV-1 : Valeurs des paramètres de calcul de section des armatures à l'ELU.....	91
Tableau IV-2 : Valeurs de calcul de section des armatures dans le poteau à l'ELU.....	92
Tableau IV-3 : Valeurs de calcul de section des armatures dans la poutre à l'ELU	93

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 diagramme mouvement plaque tectonique	5
Figure I.2 Propagation des ondes	6
Figure I.3 Propagation des ondes sismiques P , S et R.....	7
Figure I.4 Représentation schématique du risque sismique	11
Figure I.5 Carte du système Rift Est-Africain	12
Figure I.6 Comportement des structures durant un séisme.....	13
Figure I.7 Destruction de la structure et des charges dans le plan.....	13
Figure I.8 L'analogie entre séisme et pendule vibrant.....	19
Figure I.9 Analogie entre bâtiment et pendule inverse.....	19
Figure I.10 Réponse des constructions aux aspects horizontales et verticales des séismes.....	21
Figure I.11 Contreventement par portique	23
Figure I.12 Contreventement par murs rigides	23
Figure I.13 : Ossature en portiques (à des travées)	25
Figure I.14 : Pans de contreventement triangulés.....	26
Figure I.15 : Contreventement longitudinal d'un bâtiment. Disposition des pans rigides	27
Figure I.16 Système vulnérable	28
Figure I.17 : Noyaux, parois - haute rigidité et stabilité.....	29
Figure I.18 : La solution mixte	29
Figure I.19 : Arrangements du type de mur dans les hôtels et les immeubles d'habitation	30
Figure I.20 : Exemples pour la stabilité de torsion des systèmes de mur	31
Figure I.21 : Stabilités en torsion de systèmes de murs inélastique.....	32
Figure I.22 : Force de résistance latérale par des noyaux en béton armé.....	33
Figure I.23 : Fonctionnement en console et réactions à l'encastrement.....	34
Figure II.1: Hauteur libre d'étage.....	45
Figure II.2 Panneau de dalle	49
Figure II.3 Perspective d'une semelle isolée	50
Figure II.4 : Coupe de voile en élévation	51
Figure II.5 Exemple d'une géométrie découpée	52
Figure II.6 Élément découpé.....	52

Figure III.1 : Modélisation de la structure avec contreventement en V.....	67
Figure III.2 : Modélisation de la structure avec contreventement en X.....	67
Figure III.3 Paramètre d'analyse modale pour les pour le système portiques-palées X et V.....	72
Figure III.4 Paramètre des masses et leurs combinaisons pour le système portiques-palées X et V	72
Figure III.5 déformations suivant l'axe des X et suivant l'axe des Y de toute la structure.....	74
Figure III.6 déformations suivant l'axe des X de toute la structure du système portiques-palées V	74
Figure III.7 Paramétrage sismique selon RPA.....	75
Figure III.8 Efforts tranchants pout le cas du système de contreventement en X	81
Figure III.9 Efforts tranchants pout le cas du système de contreventement en V	81
Figure 0.1 : Plan de coffrage de la dalle.....	92
Figure 0.2 : plan de ferrailage du poteau	93
Figure 0.3 : plan d'exécution de la poutre	94
Figure 0.4 : plan de ferrailage de la poutre principale à l'ELU.....	94

INTRODUCTION GÉNÉRALE

En génie civil, tout ouvrage est conçu pour résister de manière fiable aux sollicitations diverses qui peuvent compromettre sa stabilité et sa durabilité. Cette exigence structurale, fondamentale dans toute démarche de conception, prend une dimension critique dans les zones à forte sismicité.

La ville de Goma, située au nord du lac Kivu dans la branche occidentale du Rift Est-Africain, se trouve dans une zone à forte activité tectoniques [1]. La divergence entre la plaque africaine et la microplaque somalienne provoque des fractures responsables de fréquents séismes. L'activité des volcans Nyiragongo et Nyamulagira accentue cette instabilité, faisant de de Goma une région particulièrement exposée aux risques sismiques [2]. Les événements de 2002 (magnitude 6,2), 2008 (magnitude 5,9) et 2021 (magnitude 5,3) [3], répertoriés par le Service géologique des États-Unis (USGC 2021) et le Centre sismologique euro-méditerranéen (EMSC 2021), illustrent la vulnérabilité du tissu urbain local face aux sollicitations horizontales. Dans ce contexte, l'intégration de dispositifs de contreventement constitue une voie stratégique pour renforcer la performance sismique des structures. Or, leur mise en œuvre demeure encore marginale dans la pratique locale [4].

Face à cette vulnérabilité, il est impératif d'identifier les solutions constructives susceptibles d'améliorer la résistance des ouvrages. L'analyse du comportement des structures contreventées selon différents dispositifs constitue une voie pertinente pour limiter les risques [5].

Confrontées à une sismicité soutenue ainsi qu'à l'instabilité dû à une force horizontale, les structures en béton armé de la ville de Goma présentent une vulnérabilité accrue. L'absence ou le mauvais choix de dispositifs de contreventement, une insuffisance technique affecte la rigidité des bâtiments, compromet leur stabilité latérale et limite leur capacité de dissipation d'énergie sismique, exposant ainsi l'environnement urbain à des risques élevés de dommages structurels, voire d'effondrement.

Pour guider cette recherche, quelques questions de recherche ont été posées notamment :

1. Comment les différents types de contreventements affectent-ils la résistance des bâtiments face aux tremblements de terre ?
2. En quoi le type de contreventement conditionne-t-il la résilience sismique des structures à Goma ?

3. Comment optimiser le choix du type de contreventement pour améliorer la performance sismique des structures en béton armé dans le contexte urbain de Goma ?

En se focalisant à ces questions de recherche, les efforts seront mobilisés dans ce travail en vue de bien vérifier quelques hypothèses que voici :

- Certains systèmes de contreventement, comme les configurations en X ou en V, amélioreraient la rigidité et la dissipation d'énergie des structures, renforçant ainsi leur performance sismique.
- Le type de contreventement influencerait la résilience sismique des structures à Goma en améliorant leur stabilité, leur capacité à dissiper l'énergie horizontale au plan de la structure qui est une déformation causée par les séismes, réduirait ainsi les risques d'effondrement.
- L'optimisation du choix du contreventement à Goma reposerait sur l'adaptation aux risques sismiques locaux. Des systèmes comme les contreventements en X ou en V améliorent la répartition des charges et renforcent la stabilité des structures en béton armé, assurant ainsi une meilleure performance sismique

Cette étude s'écrit dans la continuité des recherches à dynamique des structures soumises à des charges sismiques, plusieurs travaux ont été faits dans le même contexte [5], dont celui présenté par MPORE MUGWIZA PRINCE et A. Zergua, M. Himeur [6], traitant sur l'influence du contreventement soit voile en B.A sur une structure R+4 en zone sismique. Les résultats de ces auteurs montrent que le contreventement est une des réponses aux anomalies sismiques d'une structure en béton armé. Pour ce qui est de notre travail, il fait objet de formuler des recommandations techniques adaptées au contexte de Goma, contribuant ainsi à la sécurité des bâtiments et à la résilience des populations exposées

❖ **Objectif général**

L'objectif général est de comprendre l'impact des contreventements sur la sécurité des bâtiments à Goma, zone sismique.

❖ **Objectifs spécifiques**

Le présent travail poursuit les objectifs spécifiques suivants :

- Caractériser la menace sismique et la vulnérabilité des structures en béton armé à Goma.

- Modéliser et comparer, selon Eurocode 8, BAEL 99 et RPA 2003, les performances sismiques de différents systèmes de contreventement.
- Élaborer des recommandations techniques adaptées au contexte local pour optimiser le choix et la mise en œuvre des dispositifs.

Pour y parvenir, il sera nécessaire d'utiliser quelques méthodes et techniques entre autres ; la technique documentaire permettant d'acquérir des connaissances sur notre travail en consultant des ouvrages et des articles liés à ce sujet.

Puisque les normes étrangères serviront de référence pour les calculs, notamment des Règles BAEL 99, R.P.A 2003 et des EUROCODES 1, 2 et 8 pour l'évaluation des charges, le dimensionnement en béton armé et la résistance sismique des structures.

Ensuite nous nous servirons d'une méthode des éléments finis (MEF) à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS pour la modélisation, l'analyse des différents types de contreventements, l'évaluation de la résistance des structures en fonction des caractéristiques sismiques spécifique à Goma.

Hormis l'introduction et la conclusion générales, ce travail est subdivisé en trois chapitres notamment :

❖ Chapitre I : GENERALITES

Ce chapitre présente les bases théoriques sur le contreventement et le séisme, indispensables à la compréhension de l'influence du type de contreventement sur les structures en zone sismique, particulièrement dans la ville de Goma ;

❖ Chapitre II : METHODOLOGIE ET OUTILS DE RECHERCHE

Ce chapitre décrit la démarche adoptée pour la réalisation de cette étude. Nous allons explorer les techniques d'analyse statique et dynamique des structures utilisées dans notre étude. Nous allons également présenter le logiciel Robot Structural Analysis (RSA) qui sera l'outil principal pour effectuer les calculs nécessaires ;

❖ Chapitre III : ANALYSE STRUCTURALE ET PRESENTATION DES RESULTATS

Ce chapitre présente les résultats obtenus en suivant les différentes méthodologies présentées dans le chapitre II et nous permettra ainsi de conclure sur base des résultats trouvés.

Chapitre I. GENERALITES

Ce chapitre présente quelques généralités sur les mots clés qui font objet de ce travail. D'une manière plus brève, nous allons traiter la généralité sur le contreventement ainsi que la généralité sur le séisme. En effet les objectifs visés par le règlement parasismique Algérienne et Eurocode, afin d'améliorer d'avantage le comportement des structures vis-à-vis des séismes et minimiser les dégâts.

I.1 NOTIONS ET GENERALITES SUR LES SEISMES

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoquée par les ondes sismiques émises lors d'un déplacement de sol (rupture) le long d'une faille active, à partir du foyer.

Les séismes se produisent à l'endroit où les plaques subissent des mouvements de convergence (plaques se rapprochant) en bordure de ces plaques au niveau des failles. Les séismes sont donc le résultat de la libération d'accumulation d'énergie due à la collision des plaques. Ces séismes possèdent un foyer sismique (ou hypocentre) et un épïcentre. Le foyer sismique se situe en profondeur à l'endroit où l'énergie accumulée a été libérée. L'épïcentre est son prolongement à point en surface à la verticale du foyer sismique [7].

I.1.1 Origine du séisme

Les secousses d'un séisme sont provoquées par un déplacement brutal de la roche dans le sous-sol, de part et d'autre d'un plan de fracture appelé faille sismogène. Ce déplacement est de quelques centimètres à quelques mètres (à peine ressenti si on est très proche) à des centaines de kilomètres d'un coup (séisme majeur). Ces ruptures peuvent être très superficielles et se voir en surface, ou profondes de dizaines, voire de centaines de kilomètres. Leurs caractéristiques « à la source » ont une influence sur leurs effets en surface, qui seront très variables d'un séisme à l'autre. Plusieurs moteurs génèrent des séismes (gonflement des chambres magmatiques, pression de l'eau des grands barrages, explosions, etc.). Les séismes tectoniques sont potentiellement les plus violents [8].

Le figure I.1 ci-après représente le diagramme du mouvement plaque tectonique.

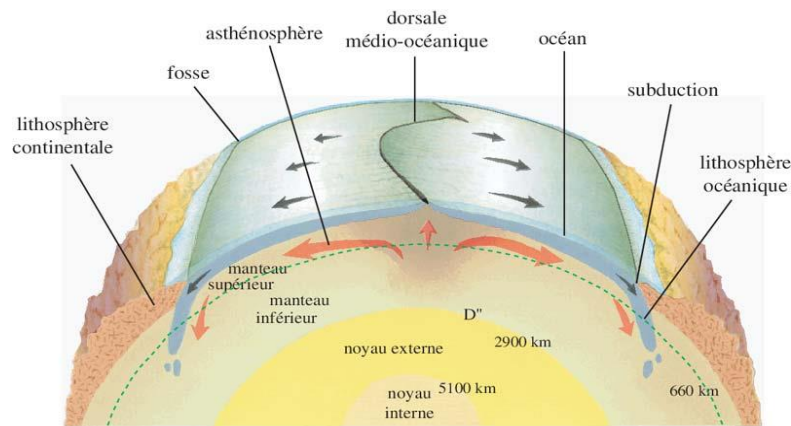


Figure I.1 diagramme mouvement plaque tectonique

I.1.2 Caractéristiques du séisme [8]

Pour pouvoir décrire et qualifier un tremblement de terre, il est nécessaire de pouvoir le localiser ainsi que de pouvoir mesurer les mouvements du sol et ses impacts.

I.1.2.1 Magnitude

Elle mesure l'énergie dégagée au point de rupture dans l'écorce terrestre. La magnitude ne varie pas quand on s'éloigne de l'épicentre. L'échelle de magnitude la plus utilisée est celle de Richter. Il existe plusieurs échelles de magnitude, toutes continues et ouvertes. Il existe des magnitudes inférieures à 0 et supérieures à 9.

I.1.2.2 L'intensité

L'intensité est définie par l'importance des effets sur les hommes et les constructions provoqués par un séisme en un point donné. En général, elle diminue quand on s'éloigne de l'épicentre.

Mis à part les caractéristiques susmentionnées, un séisme est caractérisé par :

- **Son foyer** : lieu d'origine de la rupture des roches en profondeur ;
- **Son épicentre** : qui lieu de la surface terrestre situé exactement à la verticale du foyer, où l'intensité du séisme est la plus importante ;
- **Sa faille** : là où la croûte terrestre a rompu lors du séisme. Plus la dimension de la rupture est grande, plus la magnitude est élevée ;

- **La fréquence et la durée des vibrations** : ces 2 paramètres ont une incidence fondamentale sur les effets en surface ;
- **La faille active (verticale ou inclinée)** : elle peut se propager en surface.

Un séisme peut se traduire à la surface terrestre par la dégradation ou la ruine des bâtiments, des décalages de la surface du sol de part et d'autre des failles, mais peut également provoquer des phénomènes annexes importants tels que des glissements de terrain, des chutes de blocs, une liquéfaction des sols meubles imbibés d'eau, des avalanches ou des raz-de-marée (tsunamis : vague pouvant se propager à travers un océan entier et frapper des côtes situées à des milliers de kilomètres de l'épicentre de manière meurtrière et dévastatrice).

- **Cycle sismique d'une faille** : Le cycle sismique d'une faille est une succession de périodes d'augmentation des contraintes et de ruptures brutales dont il résulte la périodicité pour définir son activité.

I.1.3 Propagation des ondes [5]

L'énergie libérée lors d'un séisme se dissipe sous forme d'ondes qui se propagent à partir de **l'hypocentre ou foyer** : endroit où se produit le séisme, et font le tour du globe tout en s'atténuant progressivement sous l'effet de l'amortissement du sol. En effet les ondes parcourent ce dernier suivant toutes les directions et engendrent en surface des déplacements plus ou moins importants et un mouvement complexe difficile à prendre dans un site donné.

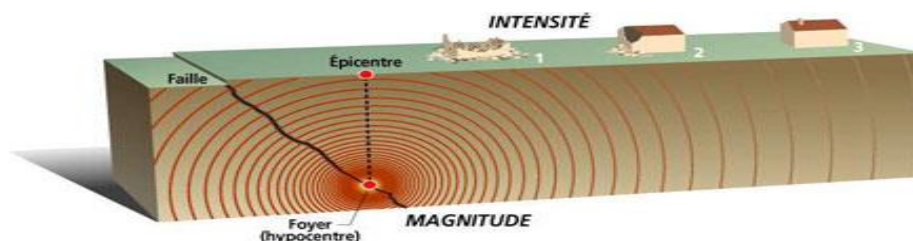


Figure I.2 Propagation des ondes

On peut distinguer deux principaux types des ondes sismiques :

- ❖ **Les ondes de volume** : Ces ondes prennent naissance au niveau du foyer et se propagent sous forme d'ondes longitudinales et transversales.

Les ondes longitudinales (ou ondes P) produisent de légères vibrations et ont une vitesse de propagation supérieure à celle des ondes transversales (ou ondes S). Elles se propagent par compression-dilatation alternées et s'accompagnent d'un changement de volume du milieu dans lequel elles évoluent. Les ondes transversales quant à elle elles provoquent un cisaillement dans le changement de volume et se propagent uniquement dans de milieu pouvant transmettre les efforts de cisaillements.

❖ **Les ondes de surfaces** : Ces ondes résultent de l'effleurement de la surface du sol par les ondes de volume et se propagent de Rayleigh et de love.

Les ondes de Rayleigh (ou onde R) provoquent un mouvement semblable au mouvement de la houle dans le plan vertical de propagation et entraînent des tractions, des compressions, et de cisaillements dans le sol. De leur part, les ondes de love (ondes Q) génèrent uniquement des contraintes de cisaillement se propagent dans un plan tangent à la surface.

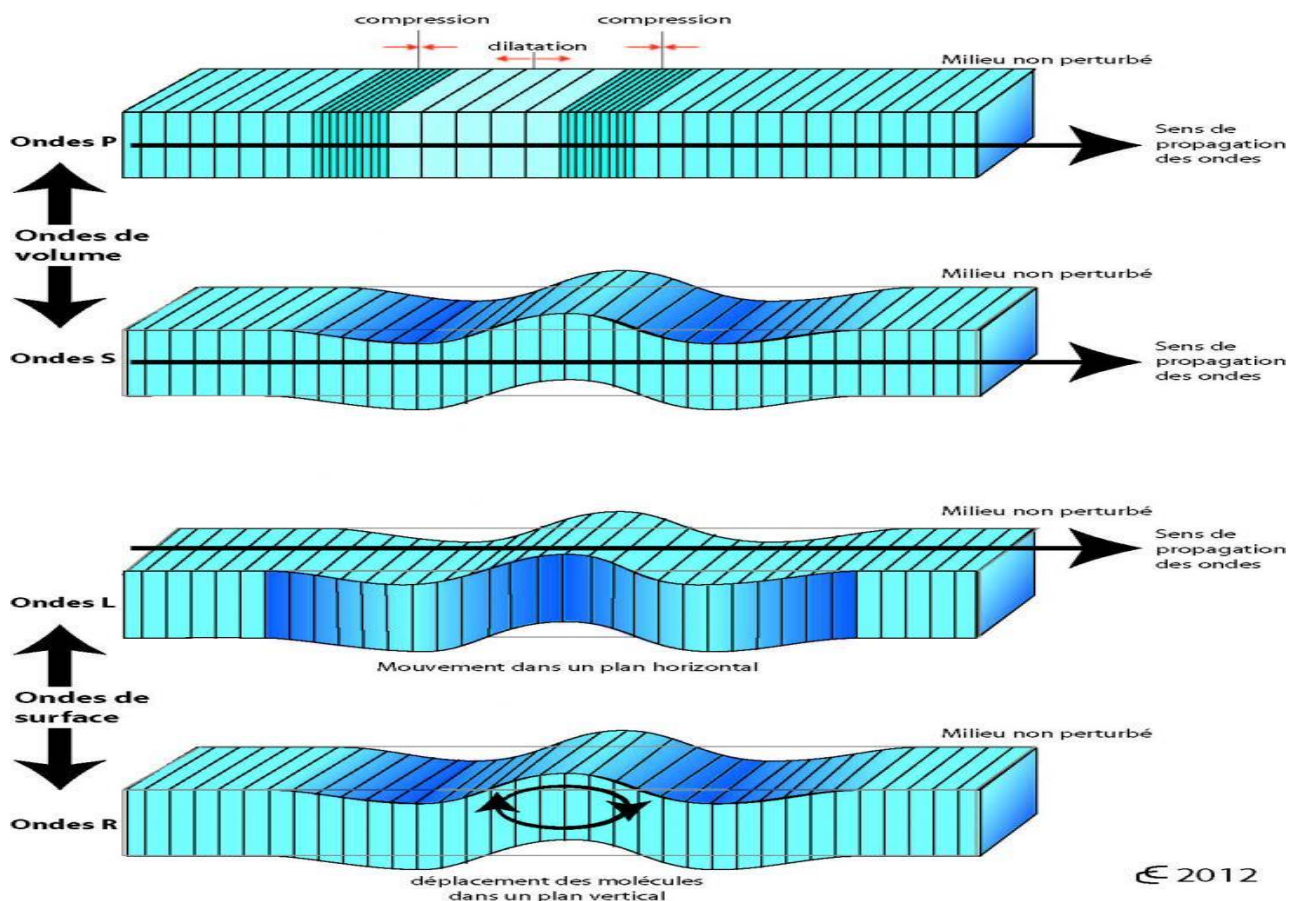


Figure I.3 Propagation des ondes sismiques P, S et R

I.1.4 Caractérisation des séismes [7]

On peut caractériser la "taille" du tremblement de terre par différents paramètres.

La magnitude M (échelle de RICHTER) est une évaluation de l'énergie libérée au foyer du tremblement de terre. Comme telle, cette quantité n'est pas utilisable par l'ingénieur des constructions qui s'intéresse à un mouvement en surface et dans une zone géographique donnée. Le foyer peut se trouver à plusieurs kilomètres sous la surface et à plusieurs centaines de kilomètres de la zone donnée.

L'échelle de Richter une échelle logarithmique calculée à partir de l'amplitude d'enregistrements de sismographes. Elle peut être négative ou positive et, en principe, a une limite supérieure de 10.

L'intensité I (échelle de MERCALLI) est une caractérisation de l'importance des effets matériels observés en surface et de la perception par la population. Cette description vaut pour une zone géographique donnée, mais est assez qualitative.

Un paramètre important pour l'évaluation des effets des séismes à un endroit donné est **l'accélération maximale a_g du sol ou accélération de pointe**, PGA (Peak Ground Acceleration) en anglais. Son ordre de grandeur est de 0,4 g à 0,6 g en zone très sismique (Japon, Turquie) et de 0 à 0,1 g en zone faiblement sismique (Belgique).

L'amplitude de l'accélération maximale du sol permet de se faire une idée de la résultante de force F appliquée à la construction de masse m : $F = m a_g$, si la construction est indéformable et bouge comme le sol (en général $F > m a_g$).

Un autre paramètre utile pour l'évaluation des effets des séismes à un endroit donné est **le déplacement maximal d_g du sol**, qui donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité de la structure par rapport à la base de la structure : quelques cm en zone faiblement sismique, jusqu'à un m en zone très sismique.

I.1.5 Effets particuliers des séismes [7]

1. Tassement

Des sables secs soumis à vibration peuvent subir des tassements importants, qui peuvent être estimés par des mesures des vides du sable. Ces tassements peuvent atteindre quelques

dizaines de cm. Différentiels ou non, ils peuvent être suffisants pour rendre une construction inutilisable.

2. Liquéfaction

Les sables fins saturés en eau peuvent être le siège d'un phénomène encore plus spécifique au contexte sismique : la liquéfaction des sols. Un matériau sans résistance au cisaillement se comporte comme un liquide, d'où le terme « liquéfaction » du sol. Ce phénomène peut entraîner des effets catastrophiques :

- Une couche non liquéfiable située au-dessus d'une couche liquéfiée peut glisser sur celle-ci, si des pentes existent. Des déplacements de sol de grande amplitude sont possibles : ainsi, des glissements de terrain de plusieurs km ont été observés au Pérou. Des constructions situées dans ce genre de site sont entraînées dans le mouvement général du sol.
- Dans les sites dont la surface est horizontale, on a observé des phénomènes d'inclinaison, voire de renversement des structures ; seul le respect de la condition de stabilité des bateaux (centre de gravité plus bas que le centre de carène) empêcherait ce renversement ...

Les facteurs favorables à l'apparition du phénomène de liquéfaction sont :

- ✓ Une énergie de vibration importante (fort tremblement de terre), nécessaire pour élever significativement la pression interstitielle u .
- ✓ Un sable fin à moyen, de densité peu élevée, à grains arrondis (faible cohésion) et saturé en eau.

Cette dernière circonstance se rencontre le plus souvent lorsque des loupes ou couches de sable sont comprises entre des couches d'argile imperméable. La sensibilité d'un sol au phénomène de liquéfaction est déterminable par des essais de laboratoire.

3. Tsunami

Lorsque le mouvement relatif des bords de la faille est de type coulissage vertical et qu'il a lieu au fond de la mer, il entraîne soit à une aspiration d'eau (si le fond descend d'un côté de la faille, l'autre côté restant fixe), soit à une poussée appliquée à l'eau (si le fond monte d'un côté de la faille, l'autre côté restant fixe). Ce phénomène provoque une formation d'onde en surface de l'eau (vague) ; cette vague se propage depuis la zone épiscopale sur des centaines de km ; sa hauteur peut atteindre la dizaine de mètres pour des séismes majeurs ; le « tsunami » est l'effet du

déferlement de cette vague sur la côte : destruction de constructions, entraînement de bateaux à l'intérieur des terres, etc...

I.1.6 Influence du sol [5]

La logique des choses voudrait que plus on s'éloigne de l'épicentre et plus les dommages diminuent, ceci n'est pas toujours vrai puisque le sol joue parfois un rôle d'amplificateur des mouvements dans certaines régions. En effet, on a souvent constaté lors du séisme destructeur que les dommages sont plus élevés dans les zones à vibration sédimentaire ou alluvionnaire que dans les zones rocheuses voisines. Les mouvements sismiques sont influencés par la nature du sol et par le relief topographique des sites.

I.1.7 L'aléa sismique et le risque sismique

L'aléa sismique c'est la possibilité pour un site ou pour une région de subir une secousse sismique de caractéristiques données celles-ci dépendent : de la périodicité du séisme, de la localisation de l'épicentre, de la profondeur du foyer, du type de mouvement, et de l'énergie développée (magnitude).

Le risque sismique se définit comme la multiplication entre l'aléa sismique et la vulnérabilité des biens exposés à ce dernier.

La vulnérabilité, « selon la définition de l'ONU, la vulnérabilité est le degré de perte (de 0% à 100%) résultant d'un phénomène susceptible d'engendrer des victimes et des dommages matériels » [8].

I.1.7.1 Evaluation de l'aléa sismique

Il n'y a pas de protection efficace sans connaissance du danger. Si on ne peut agir sur l'aléa il faut tout mettre en œuvre pour améliorer sa connaissance. Pour savoir si un séisme important peut se produire dans une région, une première étape possible est d'installer un réseau de sismographes autour de cette région et d'enregistrer la sismicité c'est à dire toutes les secousses même minimales qui se produisent dans cette zone. Afin de connaître au mieux cette sismicité mais aussi d'estimer la magnitude maximale possible et la récurrence des séismes. Pour cela, le mieux est de faire des observations sur de très longues périodes qui doivent être d'autant plus longues que la sismicité de la zone est modérée, comme le montre la figure. Cependant, enregistrer

l'activité sismique pendant dix ans sans que rien ne se produise ne signifie pas qu'aucun séisme important ne se produira à plus long terme, dans 50 ou 100 ans [8].

I.1.7.2 Enjeux et vulnérabilités sismiques

La vulnérabilité dépend des caractéristiques physiques et géométrique des bâtiments. La vulnérabilité représente un comportement intrinsèque de la structure vis-à-vis de la probabilité d'occurrence d'un séisme. Pour mesurer les dégâts possibles que pourraient souffrir les bâtiments en cas de séismes, une échelle de dommages serait considérée variable de 0 pour un dommage nul à 1 pour la destruction complète de la structure [7].

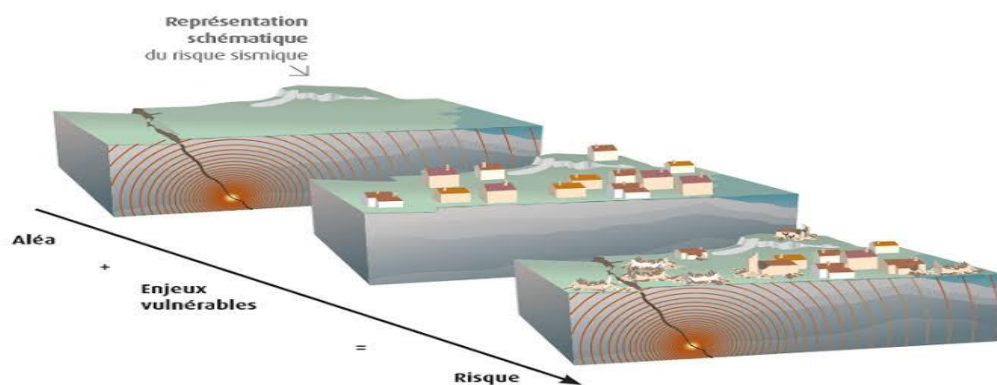


Figure I.4 Représentation schématique du risque sismique

I.1.8 Sismicité et effets sismiques de la région des Grands Lacs

La région des Grands Lacs et particulièrement la ville de Goma connaissent des activités sismiques pour lesquelles l'ingénieur structuraliste ne peut se passer [8].

I.1.8.1 Le système Rift Est-Africain [5]

Le tremblement de terre et les volcans sont consécutifs aux mouvements des Plaques tectoniques qui constituent la planète terre.

La terre est constituée de plusieurs plaques tectoniques en mouvement les unes par rapport aux autres. Les zones où les plaques se rencontrent ou entrent en collision s'appellent zones de convergence ou zones de subduction. Les zones où les plaques se séparent sont les zones de divergence ou crête océanique comme l'exemple de séparation entre les continents africain et américain.

Il peut aussi y avoir des cassures sur une plaque pour donner lieu aux rifts continentaux ou fossés tectoniques, c'est le cas du système des Rifts Est-Africains.

Ce système des Rifts commence par le golf d'Eden et se subdivise en deux branches : Est et Ouest. La branche Est, passe par le Kenya, la Tanzanie et la branche Ouest inclut tous les grands lacs : Albert, Edouard, Kivu et Tanganyika qui sont parmi les plus profonds dans le monde. Les deux branches se rencontrent vers le lac Malawi.

Le lac Kivu avec une altitude de 1462 m et une profondeur de 485 m est le plus grand dans la branche Est-Africain. Il est le plus actif dans cette branche, dominé par les montagnes.

Les régions les plus sismiquement actives dans la branche occidentale sont :

- Les régions des lacs Malawi et Rukwa ;
- Les régions des lacs Moero et Upemba ;
- La partie Sud-Est, la partie centrale et la bordure Nord du lac Tanganyika ;
- La plaine Ruzizi ;
- Le bassin du Lac Kivu, incluant les régions de Ngweshe, Masisi et Walikale ;
- La région du lac Edouard ;
- La région du la mont Ruwenzori ;
- La région du lac Albert.

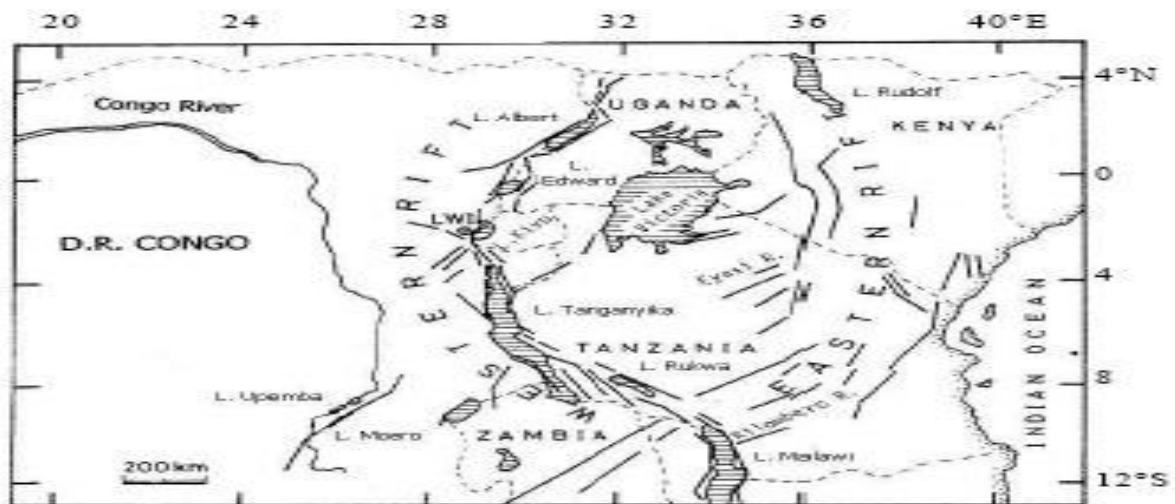


Figure I.5 Carte du système Rift Est-Africain [5]

I.1.8.2 Observation sismique du Rift Est-Africain [5]

Pour les études sismiques du Rift Est-Africain, le centre de recherche en sciences Naturelles (CRSN) de Lwiro a construit une station depuis 1953. La station de Lwiro est équipée de deux sismographes de courte période ($T_0 = 1$ sec, $T_g = 0,25$ sec, $Mag = 100kcal.$). Ces stations sont situées à environs 90 km au sud de la région de VIRUNGA dans la ville de Goma et à environ 45 km au nord de la ville de Bukavu. La sismicité du bassin du Lac Kivu ne sont considérés que les séismes de magnitude supérieur ou égale à 4. Afin d'améliorer le comportement des structures dans les zones sismiques, il est nécessaire de prévoir des éléments de contreventement qui ont pour rôle de s'opposer aux actions horizontales générés par le mouvement du sol, et d'assurer la stabilité latérale des constructions. Le type de contreventement à mettre en place doit ainsi être choisi de manière judicieuse, et disposé suivant les directions principales. La figure I.6 présente comportement des structures durant un séisme.

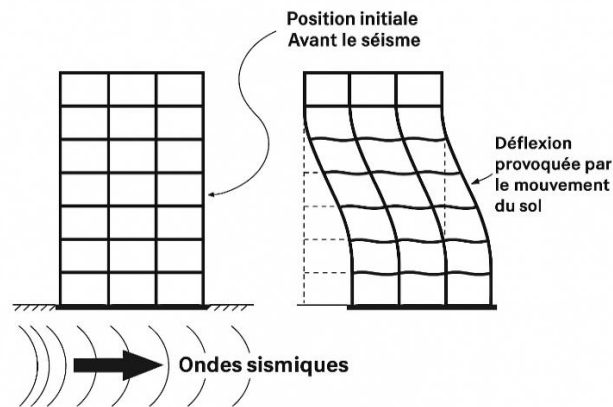


Figure I.6 Comportement des structures durant un séisme

Le séisme détruit la structure et crée des oscillations et des grandes contraintes dans le sol figure I.7 montre la destruction de la structure et des charges dans le plan.

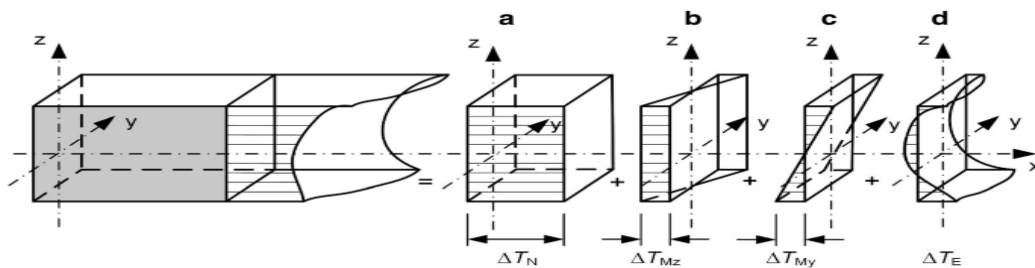


Figure I.7 Destruction de la structure et des charges dans le plan

1.1.8.3 Le bassin du Congo [8]

L'origine des mouvements tectoniques est inconnue dans le bassin du Congo. Aucune surface de rupture n'est documentée jusque-là pourtant bien de chocs de tremblement y sont enregistrés. Dans l'historique sismique de la région, les séismes remarquables enregistrés sont entre autres de magnitude $M_S = 5,4$ à $5,6$ enregistrés pendant la période allant de 1976 à 1998.

La région du Kivu où se situe la ville de Goma est une région menacée par les volcans Nyamulagira et Nyiragongo.

Le Nyamulagira est parmi le volcan le plus actif d'Afrique. C'est un volcan bouclier basaltique très massif, qui s'élève au nord du lac Kivu à travers une vallée étroite au nord-ouest du volcan Nyiragongo. Il a un volume de 500 km^3 et ses coulées de lave couvrent 1500 km^2 . Son sommet situé à 3058 m, est tronqué par une petite caldeira de 2 km sur 2,3 km, avec des parois de 100 m de hauteur. Des éruptions historiques ont eu lieu dans la caldeira, ou à travers les nombreux cônes de cendres et les fissures situées sur les flancs du volcan. Un lac de lave s'est formé dans le cratère du sommet entre 1921 et 1938. Les coulées de lave datant du vingtième siècle s'étendent sur ses flancs à plus de 30 km du sommet et se prolongent jusqu'au lac Kivu.

Le Nyiragongo abrite un lac de lave situé au fond de son cratère sommital. Le Nyiragongo présente des flancs en pente raide typiques d'un volcan composite.

La ville de Goma située au pied des volcans Nyiragongo et Nyamulagira, est ainsi victimisée par les éruptions volcaniques. La plus récente étant du 22 Mai, 2021 ; la ville s'est trouvée sous choc, victime des coulées des laves et des tremblements de terre qui ont occasionné des mouvements des terrains avec des fissurations du sol voire des destructions des maisons et décès d'hommes. La magnitude supérieure enregistrée dans cette période fut de $M_s = 5,2$ en date du 25 Mai à 11h 3min heure locale, son épicentre situé dans la partie sud de la ville à 1,71S (Latitude) ; 29,23E (Longitude) ; 8 Km de profondeur (source : données reçues de l'Observatoire Volcanologique de Goma).

1.1.8.4 Les Séismes en RDC [8]

L'approche probabiliste qui a été utilisée pour cartographier la possibilité des activités sismiques en RD Congo et les zones environnantes, estime le niveau du risque sismique pour 14

sites sismiques dans la région. Le tableau I.1 définit les valeurs de la PGA de la région des Grands Lacs selon l'approche probabiliste.

Tableau I-1 Accélération de différentes zones [9]

PEAK GROUND ACCELERATION									
Ville	Latitude	Longitude	Zone	Approche probabiliste					
				PGA(g)					
				T1 = 2475 ans		T1 = 975 ans		T1 = 475 ans	
Bujumbura	-3.3780	29.363	A	0.3155	0.319	0.19	0.1989	0.1311	0.0135
Bukavu	-2.53	28.28	B	0.274	0.3185	0.1777	0.198	0.1239	0.1337
Bunia	1.528	30.255	B	0.2728	0.3189	0.1708	0.1989	0.1349	0.1349
Butembo	0.138	29.288	B	0.2714	0.3187	0.1699	0.1983	0.1157	0.1342
Goma	1.683	29.231	B	0.2709	0.319	0.782	0.1988	0.1226	0.1347
Kalemie	-5.93	29.176	A	0.3196	0.3287	0.199	0.1984	0.1346	2.416
Kananga	-4.93	21.7	D	0.0756	0.0904	0.0455	0.0522	0.0299	0.0334
Kigali	-1.953	30.059	B	0.2705	0.3191	0.1744	0.1991	0.1215	0.1352
Kigoma	-4.796	30.402	-	0.3197	0.319	0.1994	0.199	0.1353	0.1351
Kindu	-2.921	25.915	C	0.0771	0.0923	0.0481	5.0557	0.0332	0.0379
Kisangani	0.425	24.029	-	0.0757	0.0905	0.0456	0.0525	0.0302	0.0342
Lubumbashi	-11.669	27.485	C	0.1259	0.0777	0.0777	0.0777	0.0522	0.0229
Mbujimayi	6.19	22.885	C	0.1186	1.1204	0.0712	0.0724	0.0467	0.0468
Uvira	-3.407	29.134	-	0.136	0.3189	0.1949	0.1311	0.1346	2.416

Signalons à ce niveau que le PGA est l'accélération maximale du mouvement du sol. Il est un paramètre caractérisant le mouvement des sols soumis à des ondes sismiques. Il est lié à la vitesse du sol se déplaçant lors d'un séisme et il dépend de la nature géologique du sol. Le PGA s'exprime en pourcentage de g (%g), où g correspond à l'accélération de pesanteur.

Le haut niveau de risques est localisé sur le cratère du lac Tanganyika où les pics des accélérations sur la surface du sol excèdent 0.32g, 0.22g et 0.16g et sont suspectés d'arriver à 10%, 5% et 2%

dans 50 ans respectivement. Cependant, dans l'ouest du Rift Valley à une distance de 450 km, la chance de dépasser 0.05g qui est le seuil de la valeur intéressant l'ingénieur est moins de 10% dans 10 ans. À partir des paramètres probabilistes des secousses sismiques en RD Congo et des zones environnantes, quatre zones de sismicité ont été établies :

- **Zone A** (avec la plus grande probabilité de mouvement) : elle comprend le lac Tanganyika et la zone de crête de Moero ;
- **Zone B** (la plus probable) : le bassin du lac Kivu, le Rwenzori et la région du lac Edouard ;
- **Zone C** (probabilité modérée) : elle comprend le sud-est de la RD Congo, le nord-ouest Zambien et une partie du bassin du Congo refermée sur la crête ouest ;
- **Zone D** (probabilité moindre) : elle comprend le reste du bassin du Congo.

I.1.8.4.1 Données géologique et sismique [10]

1. Structure géologique et volcanisme

- La région de Goma est située dans la région volcanique des Virunga, qui fait partie de la branche occidentale du Système des Rifts Est-Africains ;
- Le massif des Virunga est construit sur un socle précambrien qui affleure près de Goma ;
- Les stations sismiques de Goma, ainsi que celles de Rusayo (RSY) et Bulengo (BLG), sont installées sur des laves quaternaires ;
- Les volcans actifs les plus proches de la ville sont le Nyiragongo (à 15 km) et le Nyamulagira. Le Nyiragongo est considéré comme le plus dangereux en raison de sa lave très fluide et de sa proximité avec Goma.

2. Sismicité et activité magmatique

- La sismicité de la région est caractérisée par des séismes volcano-tectoniques, des séismes de longue période et des trémors volcaniques.
- Les séismes volcano-tectoniques sont liés à des cassures sèches dans le massif volcanique, à des profondeurs de 1 à 20 km.
- Les séismes de longue période sont causés par la résonance dans les fissures ou fractures, la présence de gaz ou le mouvement de fluides.

- Les trémors volcaniques correspondent à une activité magmatique dans le conduit ou le réservoir.
- L'atténuation élevée des ondes sismiques observée sous la station de Bulengo (BLG) suggère une structure fracturée remplie de fluide (magma et/ou eau) à faible profondeur.

3. Composition et profondeur

- La présence de magma et de multiples fractures est à l'origine de l'atténuation des ondes sismiques dans la région des Virunga.
- La chambre magmatique ou la fusion partielle est identifiée entre 20 et 30 km de profondeur, avec des vitesses sismiques de 5,9 à 6,0 km/s.
- Une accumulation de magma est observée entre 3 et 20 km de profondeur, avec des vitesses sismiques de 6,8 à 7,4 km/s.

La profondeur des événements sismiques étudiés est comprise entre 0,7 et 30 km

I.1.9 Règlement Parasismique [5]

Vu que nous faisons l'objet d'une étude sismique, nous nous appuyons aux règlements en vigueur (RPA, Eurocode).

Le monde a connu au cours du dernier siècle plusieurs séismes destructeurs causant d'énormes pertes humaines et matérielles (RPA 99 version 2003). Afin de minimiser les dégâts matériels et humains causés par les séismes, de nombreux règlements de parasismiques ont vu le jour en contraignant le calcul et le plan d'une autre conception lors de la conception d'un ouvrage. En général, les éléments visent à ce que ces derniers soient capables de résister.

- A des séismes moyens sans auto dommage
- A des séismes modérés avec des dommages réparables dans les éléments structuraux
- A quelques dégâts acceptables dans les éléments non structuraux

I.1.9.1 Les défauts de la conception sur le plan parasismique [5]

Pour qu'une construction soit réellement parasismique, elle doit s'appuyer sur trois points fondamentaux :

- Bonne conception architecturale vis-à-vis des séismes (forme de la structure) ;
- Exécutions de qualité (bonne réalisation ou bonne implantation de la structure) ;

➤ Applications des règles parasismiques (que dit la loi sur le contreventement).

En parlant de bonne conception architecturale, nous faisons allusion à la forme de la structure, qui a de l'impact négatif sur les structures quand il s'agit d'une zone de sismicité. C'est pourquoi on cherche des formes simples, compactes et régulières tant en plan qu'en élévation pour éviter des vibrations.

La forme en plan, la plus raisonnable est celle qui est symétrique comprenant moins de parties saillantes. Dans le cadre de cette étude, différents types de contreventement seront analysés et comparés afin d'évaluer leur influence sur la performance sismique des structures, cas de la ville de Goma.

I.1.10 Système et réponse des constructions

I.1.10.1 Notions de bases [8]

Au cours d'une analyse de dynamique, les structures sont soumises à un chargement dynamique. On entend par chargement dynamique, un chargement dont l'intensité, la direction et le point d'application varient en fonction du temps, par conséquent, la réponse d'une structure de ce type de chargement sera également variable dans le temps.

En effet, si une structure est soumise à une charge dynamique, à ses déplacements qui varient dans le temps correspondent des accélérations et des forces d'inertie opposées à ces accélérations. Les efforts intérieurs de la structure doivent équilibrer non seulement les forces extérieures appliquées mais aussi les forces d'inertie qui résultent des accélérations de cette structure.

On distingue deux types de chargements dynamiques :

- **Les chargements périodiques** : qui se répètent à des intervalles égaux du temps. Citons par exemple les chargements qui proviennent des machines tournantes.
- **Les chargements non périodiques** : à l'exemple des chocs, des séismes, des explosions, etc...

I.1.10.2 Actions sismiques sur les structures [8]

Les séismes se manifestent essentiellement par un mouvement de vibration, de caractère bref, par déplacement et accélération du sol. Les constructions, solidaires au sol, suivent ces déplacements du mouvement du sol, mais selon des caractéristiques architecturales, leurs masses, leurs conditions d'ancrage. Les éléments de la structure solidaires au sol suivent ces déplacements

du mouvement du sol suivant, avec le retard de leur masse. Par inertie, les parties supérieures de la structure s'opposent au déplacement du sol, ce qui induit une déformation et, suivant les cas, la rupture possible (singulièrement en fonction de plusieurs paramètres modifiables par le constructeur).

Le béton armé, lourd, engendre des forces d'inertie plus marquées que les éléments de structure plus légers, le bâtiment de façon générale, mais selon ses caractéristiques architecturales, aura des fréquences propres qui lui sont spécifiques.

i. Oscillateur libre

La figure I.8 présente un oscillateur libre qui est un système pour qui, lorsqu'il est déplacé de sa position initiale, subit une force de rappel qui tend à le ramener à sa position d'équilibre, ce qui engendre des oscillations autour de cette position. C'est le cas du pendule simple amorti oscillant sous l'effet de la gravité.

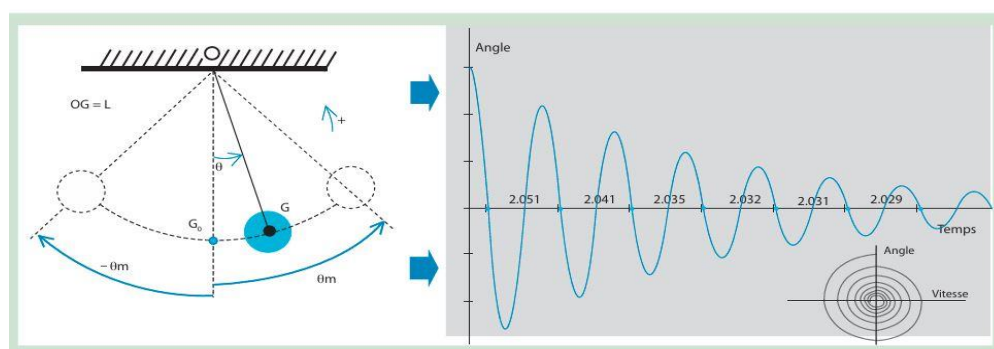


Figure I.8 L'analogie entre séisme et pendule vibrant

Considérons maintenant un pendule, la tige souple fixée au sol. Si on écarte légèrement la tige de sa position d'équilibre, la tige est fléchie, et cette flexion génère une force de rappel (F_r) proportionnelle à l'écart par rapport à la verticale (x). La figure I.9 ci-après représente l'analogie entre bâtiment et pendule inverse.

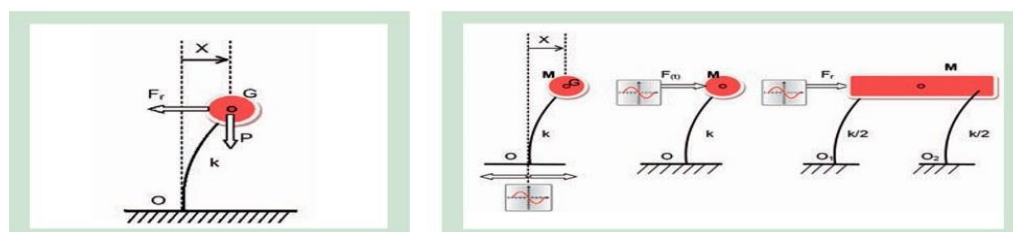


Figure I.9 Analogie entre bâtiment et pendule inverse

Les tremblements de terre sont assimilés à un mouvement du sol. On montre que ce mouvement appliqué au pendule est équivalent à un problème de pendule inversé comme présenté sur la figure. Ce problème inversé consiste à appliquer une poussée horizontale sur le plan mécanique. Par ailleurs, un pendule inversé peut être schématiquement équivalent à une construction telle qu'un château d'eau, qui est un réservoir rempli d'eau (la boule) sur une structure tubulaire (la tige), ou un immeuble à un étage de masse M reposant sur des murs de raideur $K/2$. L'analogie entre le mouvement sismique et le pendule est faite par application d'une brève poussée au sommet du pendule inverse.

ii. Oscillateur forcé

Un oscillateur forcé est un oscillateur libre sur lequel s'applique une force de nature périodique.

Soumis à cette force, il va se mettre à osciller à la période de la force appliquée, avec une amplitude d'autant plus grande que cette période est plus proche de la période propre de l'oscillateur. Pour un ouvrage, l'oscillation forcée correspondrait à une force supplémentaire exercée par une excitation du sol – un séisme.

Les deux phénomènes précédents se conjuguent : un ouvrage est forcément toujours sollicité en oscillation forcée durant le séisme, puis revient en oscillation libre après les secousses. La figure I.8 indique schématiquement comment réagit une construction. Le comportement dynamique est complexe, faisant réagir, aux oscillations horizontales (ondes de Rayleigh), aux oscillations horizontales (ondes de Love) qui sont les plus destructrices.

Lorsqu'une structure se trouve soumise à une action sismique, elle effectue tout d'abord une série d'oscillations dont l'intensité augmente. C'est la phase dite « transitoire ». Puis, tant que le séisme s'installe une série d'oscillations (vibrations) forcées régies par des lois en général complexes. Enfin, leur succèdent, dès que le séisme a pris fin, des oscillations libres, qui obéissent à des lois simples, et qui finissent par s'amortir plus ou moins rapidement.

Le figure I.10 ci-après représente la réponse des constructions aux aspects horizontales et verticales des séismes

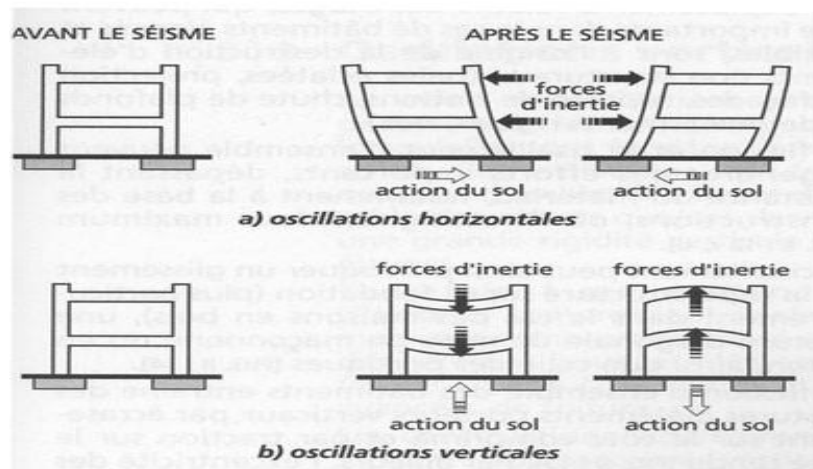


Figure I.10 Réponse des constructions aux aspects horizontaux et verticaux des séismes

I.2 LE CONTREVENTEMENT

I.2.1 Introduction

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, choc, séisme, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambement ou divertissement) [11].

I.2.2 Rôle et constitution du contreventement [12] :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- D'assurer la stabilité des constructions non auto stables vis-à-vis des charges horizontales (celle des structures auto stables étant assurée intrinsèquement), donc de transmettre ces charges jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

Dans le cas d'une construction parasismique, le contreventement comporte obligatoirement deux familles d'éléments :

- Contreventement horizontal (diaphragme).

- Contreventement vertical (murs, travées triangulées ou portiques).

I.2.3 Choix du type de contreventements [5]

Le contreventement permet une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui par leurs fonctions de donner les composantes dans les trois directions. Le rôle du contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux appelés palées de stabilité. Le contreventement vertical par palées devrait répondre à des critères spécifiques tels que :

- **Leur nombre** : au moins 3 palées non parallèles et non concourantes par étage.
- **Leur disposition** : elles seront situées 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 ; C'est-à-dire que les palées seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien qu'en torsion.

Les solutions susceptibles d'être choisis pour assurer le contreventement général des bâtiments sont évidemment liées aux contraintes qui peuvent être imposées par les parties architecturales ; elles sont également dépendantes, dans une certaine mesure, du matériel dont dispose l'entreprise. Ces solutions peuvent être classées en trois grandes catégories

I.2.3.1 Types de contreventement et leurs mécanismes [12]

A. Les contreventements par portiques

Dans ce système, la structure résiste aux forces horizontales grâce à la rigidité des connexions entre les poutres et les poteaux. C'est comme si chaque étage était un cadre rigide qui empêche le bâtiment de se déformer.

- **Avantage** : L'espace reste ouvert, ce qui permet de créer de grandes fenêtres ou des portes. C'est un choix apprécié par les architectes.
- **Inconvénient** : Ce système demande plus de béton et d'acier, ce qui le rend généralement plus cher et plus complexe à construire. On ne l'utilise souvent que si on ne peut pas faire autrement.

Le figure I.11 ci-après représente le contreventement par portique

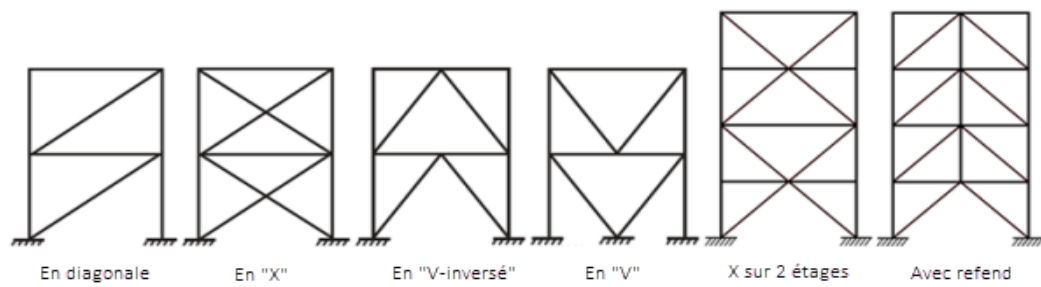


Figure I.11 Contreventement par portique

B. Les contreventements par murs rigides

Ici, la résistance est assurée par des murs ou des éléments plus grands qui agissent comme des boucliers. Ces murs, appelés voiles de contreventement, sont très solides et empêchent la structure de bouger.

Modes opératoires

- **Les murs en béton armé :** Ce sont des murs très épais qui absorbent la force du séisme. Ils sont très efficaces pour maintenir la structure en place et réduire les mouvements.
- **Les murs avec des renforts en diagonale (triangulations) :** On ajoute des barres en forme de "X" ou de diagonales dans les cadres. Cela rend la structure beaucoup plus rigide, mais peut gêner si vous voulez mettre des fenêtres.

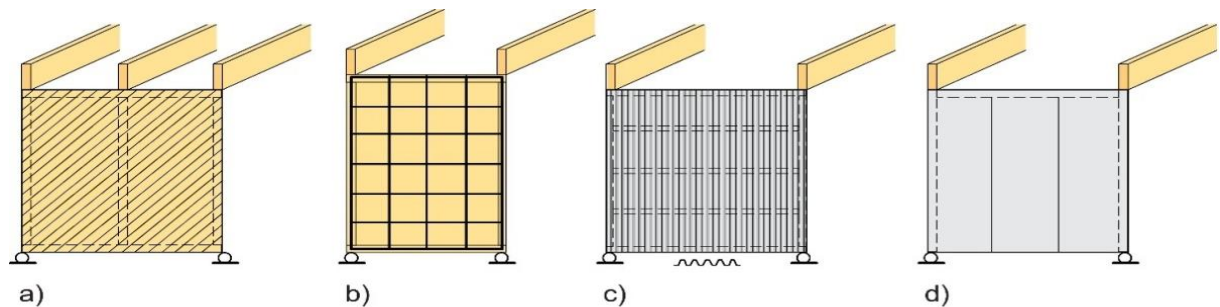


Figure I.12 Contreventement par murs rigides

C. Les noyaux de stabilité

Ce type de contreventement est typique des grands immeubles. On construit un "noyau" central, généralement en béton armé, qui est très résistant. Ce noyau est souvent utilisé pour y placer les ascenseurs, les escaliers et les gaines techniques.

Le noyau agit comme une colonne vertébrale centrale pour le bâtiment, lui donnant une excellente stabilité contre le vent et les tremblements de terre.

D. Les systèmes mixtes

Ce système est un mélange des portiques et des murs rigides. Il combine la flexibilité des portiques avec la grande rigidité des murs de contreventement.

Les murs de cisaillement supportent la majeure partie des forces, tandis que les portiques renforcent le reste de la structure, la rendant à la fois rigide et capable de se déformer un peu pour dissiper l'énergie du séisme. C'est un système souvent utilisé pour les bâtiments très hauts.

I.2.4 Critère des choix bases sur les contextes de Goma

I.2.4.1 Niveau de sismicité de Goma [10]

La région de Goma se trouve sur la branche occidentale du Système du Rift Est-Africain, un emplacement qui la rend particulièrement vulnérable aux séismes. Le document consulté confirme que cette zone présente un aléa sismique élevé, en raison de la récurrence des secousses de forte magnitude. Des événements notables ont marqué l'histoire récente, comme les séismes de magnitude 6,2 en 2002 et 6,0 en 2008, qui ont causé des pertes humaines et des destructions de maisons. Plus récemment en 2015, la région a encore été frappée par des séismes de magnitude 5,8 et 5,7. Cette activité sismique intense justifie pleinement l'étude de l'ingénierie parasismique, et fait de Goma un cas d'étude pertinent pour évaluer l'efficacité des contreventements.

I.2.4.2 Caractéristique du sol de Goma

Le sol de Goma est un terrain complexe et unique en son genre. D'un côté, sa composition physique est marquée par des laves volcaniques récentes (quaternaires) qui recouvrent des roches beaucoup plus anciennes (précambriennes). Le sous-sol est également traversé par de nombreuses fissures et fractures qui rendent le terrain hétérogène et influencent sa réaction aux séismes [10]. De l'autre côté, une étude a montré que, sur le plan chimique, le sol de certains quartiers comme Mugunga n'est que très peu pollué par les métaux lourds. Ces deux aspects, physique et chimique, sont essentiels pour comprendre le sol de Goma dans sa globalité [13].

I.2.5 Contreventement générale des bâtiments.

Le premier souci que doit avoir l'ingénieur d'études est de prévoir des dispositions assurant la stabilité générale et spécialement le contreventement d'ensemble des bâtiments. Ces dispositions doivent avoir pour objet non seulement d'assurer la résistance aux forces horizontales prises en compte dans les calculs, telles celles résultant de l'action du vent, mais aussi de permettre éventuellement aux bâtiments de subir sans dommages excessifs les effets de certaines sollicitations exceptionnelles, telles que des explosions localisées. Ces problèmes se posent avec une acuité particulière dans les immeubles à grand nombre d'étages [12]

I.2.5.1 Contreventement assuré par portiques [12]

Les portiques figure I.13 doivent être conçus pour résister non seulement aux forces de pesanteur, mais également aux forces horizontales ; celle résistance implique la rigidité des nœuds. Cette solution conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes que celles usuellement adoptées dans les structures les plus courantes de bâtiments.



Figure I.13 : Ossature en portiques (à des travées)

Le calcul des ossatures en portiques peut être conduit suivant de nombreuses méthodes plus ou moins élaborées.

I.2.5.2 Contreventement assuré par pans rigides [12]

La rigidité des pans de contreventement peut être assurée :

- Soit par des triangulations en béton armé.
- Soit par des voiles en béton armé.

- Soit éventuellement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante entre éléments (poteaux et poutres) de l'ossature en béton armé.

A. Contreventement triangulé :

Dans le premier cas, la présence des triangulations crée souvent des difficultés pour la réalisation d'ouvertures dans les pans de contreventement : on peut quelquefois trouver une solution plus satisfaisante en disposant les éléments de triangulation non plus sur la hauteur d'un étage, mais sur celle de deux étages figures I.14.

La mise en œuvre des remplissages en maçonnerie est dans tous les cas rendue moins facile [12].

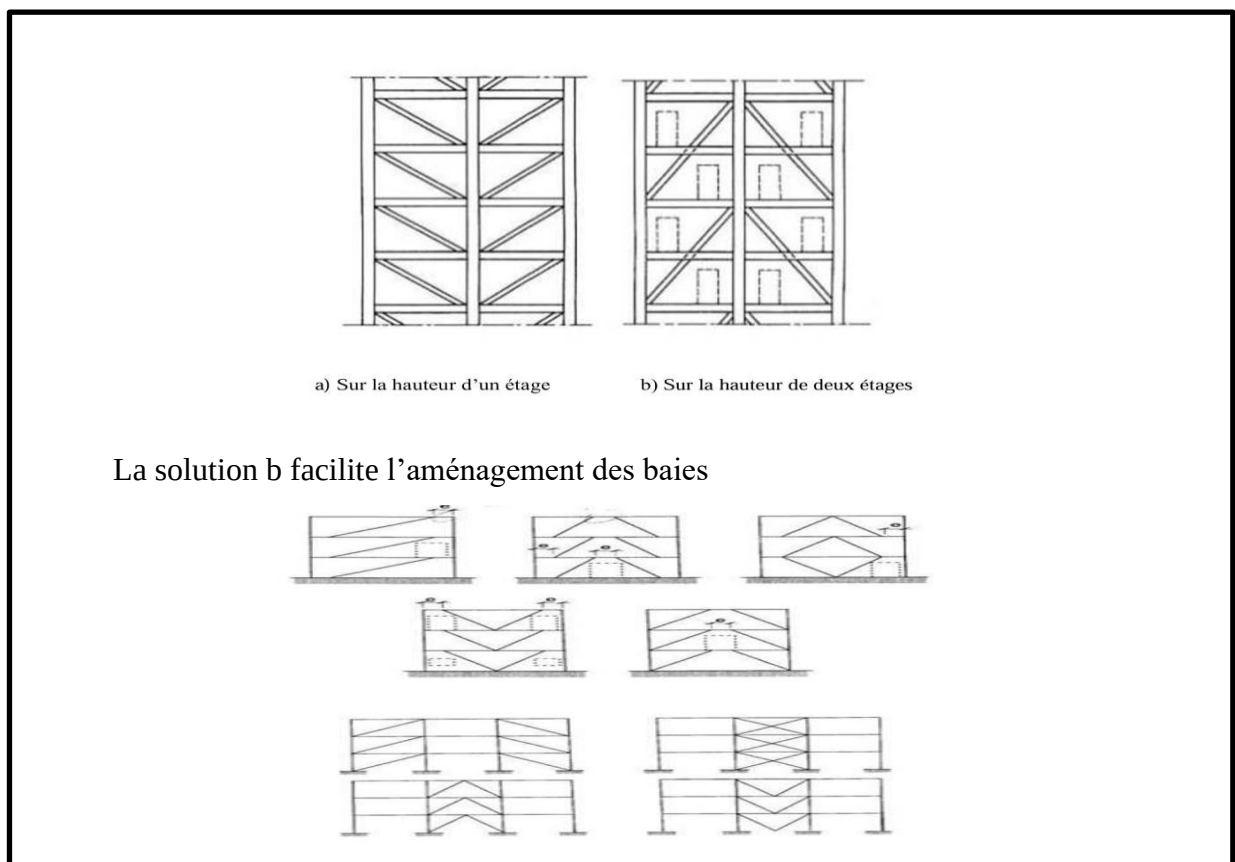


Figure I.14 : Pans de contreventement triangulés [12]

Le calcul des poutres à treillis dont les membrures sont constituées par les poteaux et qui fonctionnent en console à partir du niveau des fondations ne soulève pas de difficultés particulières ; il est conduit suivant les errements habituels, en admettant des articulations aux nœuds [12].

B. Contreventement avec voile en béton :

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue ; très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales (RPA99 § 4), sans être obligatoirement renforcés par des poteaux. Ils assurent ainsi, dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le contreventement dans la direction transversale des bâtiments ; cet avantage est évidemment surtout marqué pour les entreprises équipées d'un matériel de coffrage approprié : banches et coffrages-tunnels. Quant au contreventement longitudinal des mêmes bâtiments, il peut lui aussi être obtenu par des voiles disposés dans les plans des façades et des refends longitudinaux. En général, ces voiles ne sont prévus que dans certaines travées, et, pour limiter les inconvénients résultant des variations dimensionnelles sous l'effet du retrait et de la température, il convient de disposer les voiles de contreventement dans des travées voisines du centre des bâtiments, plutôt qu'à une extrémité, et en évitant surtout de les prévoir aux deux extrémités (figure I.15).

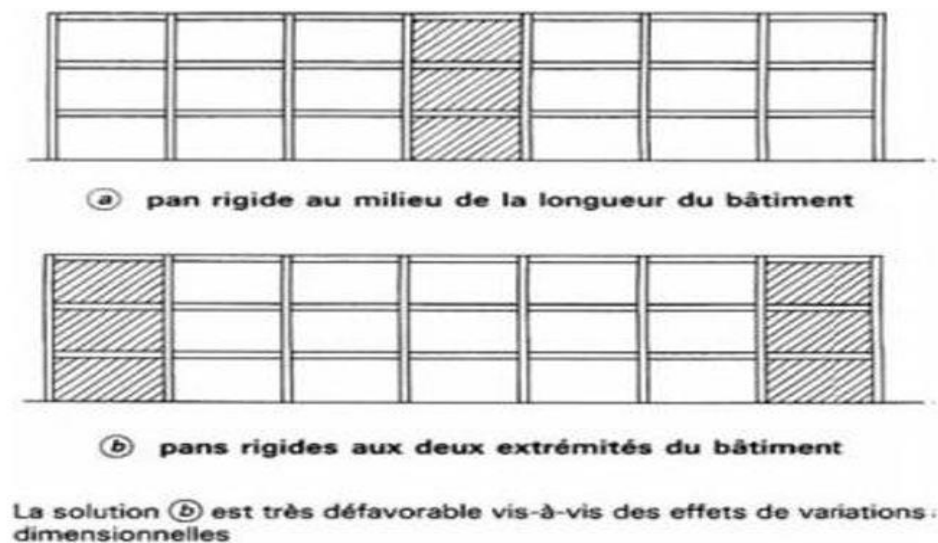


Figure I.15 : Contreventement longitudinal d'un bâtiment. Disposition des pans rigides [12]

Le calcul du contreventement par voiles en béton armé soulève notamment deux problèmes :

- Celui, d'ailleurs général, de la répartition des forces horizontales s'exerçant sur un bâtiment entre les différents pans de contreventement ;

- Celui de la détermination des efforts dans les éléments de liaison (linteaux) des voiles disposés dans un même plan [12]

C. Contreventement par remplissage en maçonnerie :

La solution consistant à assurer le contreventement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante est plus spécialement à retenir dans le cas de bâtiments comportant un nombre limité d'étages. Il faut évidemment être certain que les maçonneries en cause ne sont pas appelées à disparaître ou à être modifiées (perçement ultérieur d'ouvertures) [8].

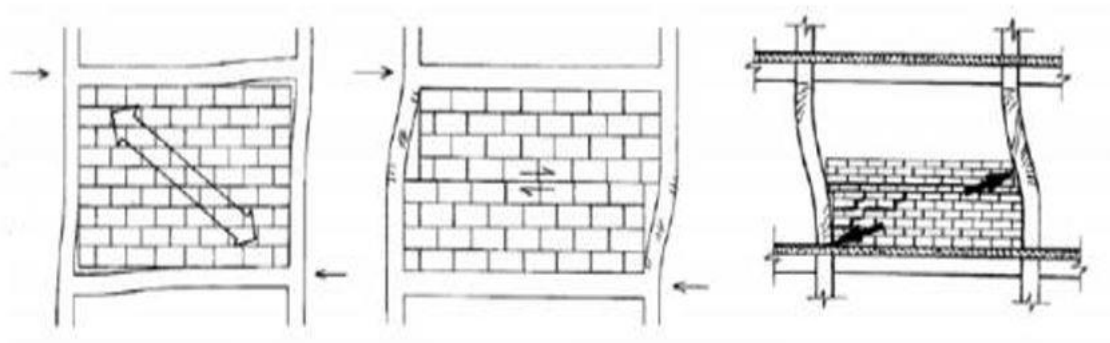


Figure I.16 Système vulnérable [8]

D. Noyau de stabilité des immeubles-tours :

La stabilité des immeubles-tours à usage d'habitation et surtout de bureaux est très souvent assurée par un ouvrage situé en partie centrale, constitué par des parois verticales, en voiles de béton armé, disposées suivant des plans orthogonaux, et par les planchers. Cet ensemble trouve le plus souvent sa place dans la zone où sont rassemblées les circulations verticales (ascenseurs et escaliers de secours) et des locaux annexes ne recevant pas la lumière naturelle (salles de bains, toilettes, vestiaires, archives, etc.). Les parois de ce noyau assurent la transmission d'une partie des charges verticales et, à elles seules, la résistance aux forces horizontales, notamment aux actions du vent. Les éléments verticaux de la structure, tout autour du noyau, n'ont en principe à supporter que des charges verticales [7]. La figure I.17 ci-après représente le noyau parois-haute rigidité et stabilité.

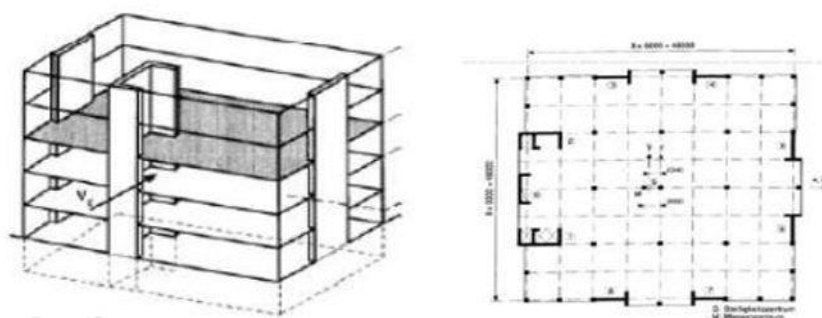


Figure I.17 : Noyaux, parois - haute rigidité et stabilité

E. Ossatures mixtes (voile porteur) :

On peut très bien avoir recours à des solutions mixtes, utilisant simultanément plusieurs des solutions mentionnées aux paragraphes précédents. La difficulté essentielle est alors de définir la répartition des forces horizontales entre les divers pans de contreventement, dont les déformabilités peuvent être très différentes en raison de leurs dimensions et de leur constitution. Enfin, le contreventement longitudinal d'un bâtiment de forme rectangulaire allongée peut très/bien être assuré différemment du contreventement transversal : par exemple, ce dernier par voiles en béton armé et le premier par portiques, si l'on peut disposer d'un nombre important de travées [5].

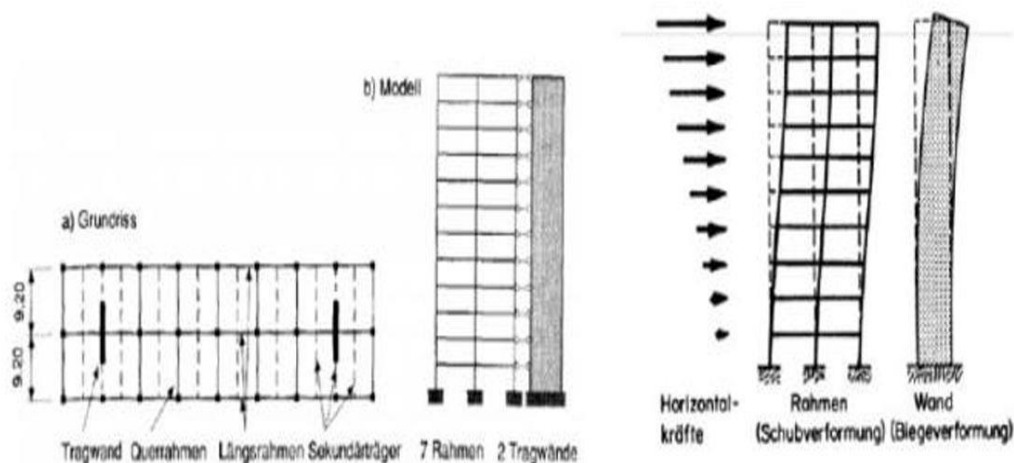


Figure I.18 : La solution mixte [12]

I.2.6 Emplacement et torsion des voiles dans les structures :

Afin de faciliter la séparation des différents problèmes qui se posent à la conception de murs de contreventement, il est commode d'établir une classification en termes de configurations géométriques [5].

I.2.6.1 Stratégies de l'emplacement des murs de contreventements :

Les murs individuels peuvent être soumis à des déplacements axiaux, de translation et de torsion. La mesure dans laquelle un mur contribuera à la résistance des moments de renversement, les forces de cisaillement, et la torsion dans chaque étage dépend de sa configuration en plan et l'orientation géométrique ainsi que l'emplacement dans le plan de l'édifice. Les positions des murs de contreventement dans un bâtiment sont généralement dictées par des impératifs fonctionnels. Les dispositions des voiles dans un bâtiment peuvent être facilement utilisées pour la résistance à une force latérale. La clé de la stratégie de disposition des murs de contreventement est le désir que les déformations inélastiques soient distribuées uniformément raisonnable sur tout le plan de la construction plutôt que d'être concentrer seulement sur quelques murs. Une disposition typique des murs est montrée dans la Figure I.19. Dans le sens nord-sud de la force latérale par mur sera faible en raison d'un grand nombre de murs. Le comportement dans le sens Est-Ouest de la structure de la Figure I.19 (a) sera plus critique, car la zone de paroi réduite et le grand nombre d'ouvertures doivent être fournis. Outre le grand nombre de murs, l'adéquation des systèmes dans la Figure I.19 (b) provient de la position des centres de masses et la rigidité étant confondus, d'où il en résulte un faible l'excentricité statique [12].

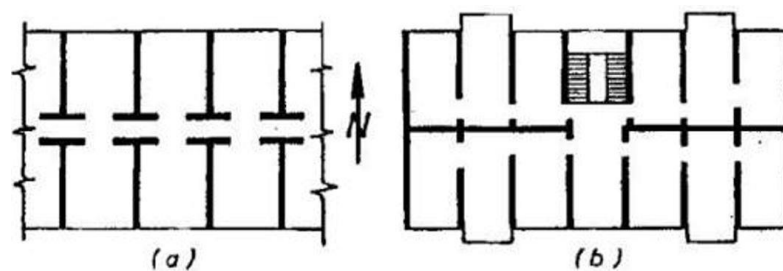


Figure I.19 : Arrangements du type de mur dans les hôtels et les immeubles d'habitation [5]

En évaluant la stabilité en torsion des systèmes de murs, la disposition des murs, ainsi que la rigidité en flexion et en torsion, doivent être considéré.

I.2.7 Effet de la torsion sur les systèmes des murs de contreventements :

La stabilité à la torsion de systèmes de murs peut être examinée à l'aide de la Figure I.20. Beaucoup de murs porteurs sont ouverts avec des parois de sections minces et de petites rigidités à la torsion. Ainsi, dans la conception parasismique, il est habituel de négliger la résistance à la torsion des murs individuels. Les sections tubulaires sont des exceptions. On constate que la résistance à la torsion des dispositions des murs de la Figure I.20 (a) (b) et (c) pourrait être atteints que si la résistance de force latérale de chaque mur par rapport à son faible axe est significative. Comme ce n'est pas le cas, ces exemples représentent des systèmes de torsion instable. Dans le cas de la disposition dans la Figure I.20 (a) et (c), les calculs peuvent ne présente aucun l'excentricité des forces d'inertie. Cependant, ces systèmes ne répondront pas à la torsion [12]. Les Figures I.20 (d) et (f) montrent des configurations stables en torsion. Même dans le cas de la disposition de la Figure I.20 (d), où l'excentricité significative présenté sous l'axe est ouest de la force latérale, la résistance à la torsion peut être efficacement fournie par les actions induites dans le plan des murs court. Cependant, les systèmes excentriques, tel que représenté par les Figure I.20 (d) et (f), sont des exemples particuliers qui ne doivent pas être favorisés dans les bâtiments ductiles résistant aux séismes sauf les systèmes de résistances additionnels de la force latérale, tels que les portiques ductiles, sont également présents [5].

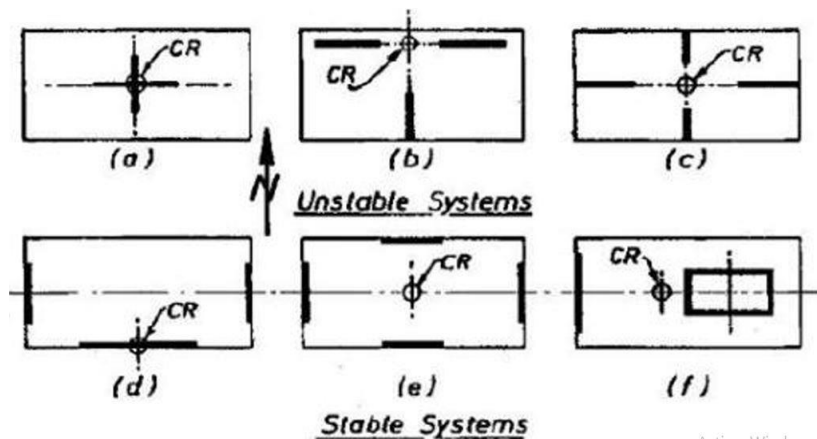


Figure I.20 : Exemples pour la stabilité de torsion des systèmes de mur [5]

Pour illustrer la stabilité en torsion de systèmes de murs inélastique, les dispositions indiquées dans la Figure I.21 ci-après peuvent être examinées. La force horizontale, H , dans le sens de la longueur peut être résistée efficacement dans les deux systèmes. Dans le cas de Figure

I.21 (a), l'excentricité sera faible, et les éléments dans la direction courte peuvent fournir la résistance à la torsion, même si le raidisseur de la section T peut ainsi être soumis à des déformations inélastiques dues aux forces sismique de cisaillement H [5].

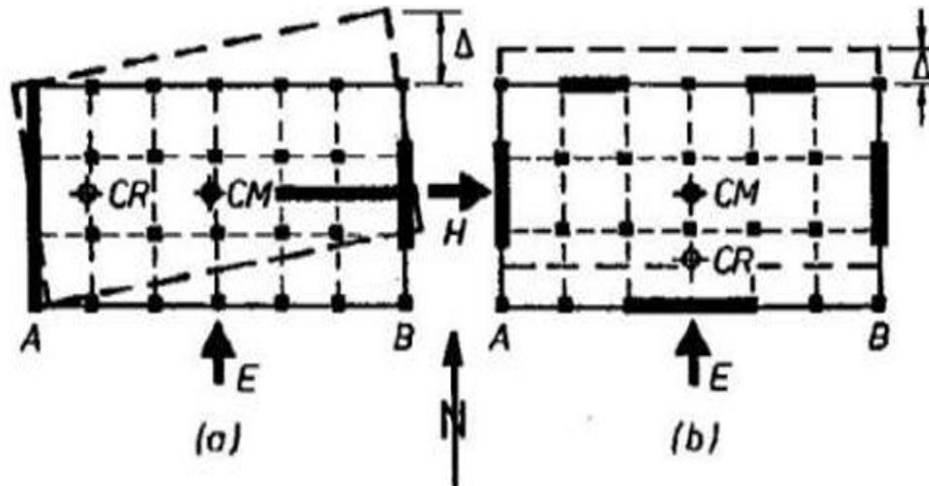


Figure I.21 : Stabilités en torsion de systèmes de murs inélastique [5]

Sous l'action sismique E dans la direction courte, la structure de la Figure I.21 (a) est apparemment stable, malgré l'excentricité importante entre le centre de masse (CM) et le centre de rigidité (CR). Cependant, peu importe comment déterminer la résistance des deux murs parallèles à E , il sera pratiquement impossible de s'assurer que les deux murs atteignent simultanément l'état maximal, en raison des incertitudes inévitables des distributions de masse et la rigidité. Si l'un des murs, soit B , le premier échec atteint d'abord, sa rigidité incrémentale permettra de réduire à zéro, ce qui provoque des rotations excessives d'étage comme indiqué. Il n'y a pas de murs dans le sens transversal à E (c'est à dire, la direction long) pour offrir la résistance contre cette rotation, et donc la structure est en torsion instable.

En revanche, si l'un des deux parallèles à E dans la figure I.21 (b), s'échec d'abord, comme c'est à nouveau probable, les murs dans la direction longue, ce qui reste élastique sous l'action E , va stabiliser la tendance de la rotation incontrôlée par le développement du cisaillement en plan, et la structure est donc en torsion stable. Les cages d'ascenseur et d'escalier se prêtent à la formation d'un noyau en béton armé. Traditionnellement, ceux-ci ont été utilisés pour fournir la composante majeure à la résistance de force latérale dans les immeubles de bureaux à plusieurs étages. La résistance additionnelle peut être dérivée, si nécessaire, à partir du périmètre des

portiques comme indiqué dans la Figure I.22 (a). La position Un tel noyau central peut aussi fournir suffisamment de résistance à la torsion [12].

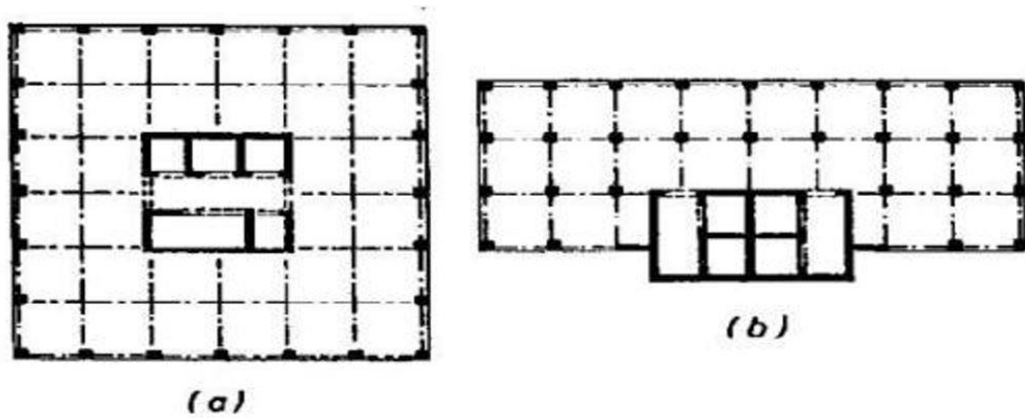


Figure I.22 : Force de résistance latérale par des noyaux en béton armé [5]

I.2.8 Stabilité locale d'un élément de contreventement [12] :

Pour le transfert judicieux (économique) des forces horizontales, la disposition des éléments de contreventement doit être telle qu'ils puissent mobiliser le maximum de charge verticale et engendrer un minimum de moment d'encastrement au niveau des fondations, Ainsi pour un meilleur rendement du point de vue de la résistance, il est préférable de disposer les éléments de contreventement le plus à l'extérieur du bâtiment et mobiliser aussi la totalité de la masse.

En effet, si l'on compare la déformation des deux structures avec des consoles de différentes raideurs :

- Pour la console d'une largeur réduite (noyau par exemple), on constate un besoin d'ancrage important nécessitant des fondations sur pieux ou barrettes (fig.I.22), à cause de la faible dimension du bras de levier ;
- A l'opposé, si le contreventement (console) concerne toute la largeur du bâtiment, on mobilise une charge verticale plus importante et parallèlement le moment d'encastrement est réduit (bras de levier plus important) dans des proportions qui permettent d'envisager une fondation sur radier.

La figure I.23 ci-après représente le fonctionnement en console et réactions à l'encastrement.

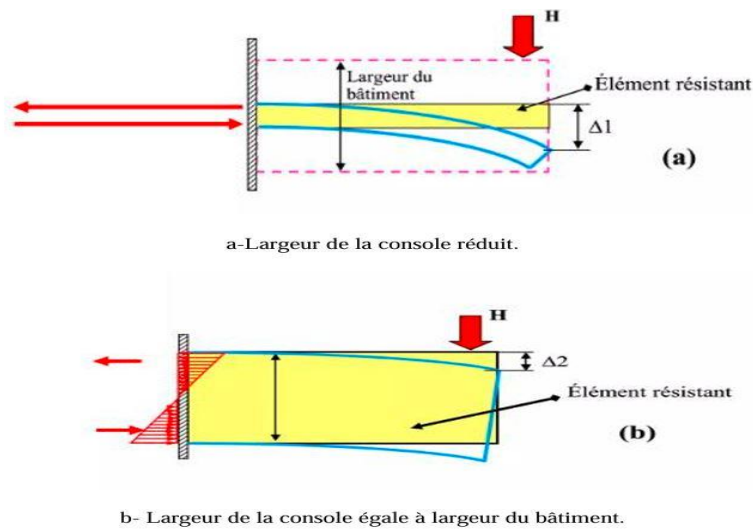


Figure I.23 : Fonctionnement en console et réactions à l'encastrement [12]

I.3 GENERALITE SUR MATERIAUX UTILISES [8]

I.3.1 Le Béton armé

Plus de quatre milliards de mètres cubes de béton sont coulés chaque année dans le monde, permettant de construire des ouvrages de toute nature notamment les bâtiments et immeubles d'habitation, ponts, routes, tunnels, barrages, centrales thermiques et nucléaires ainsi que des plates-formes d'exploitation pétrolière offshore. Le béton est un matériau d'une résistance exceptionnelle, offrant une multitude d'avantages qui permettent de réaliser des prouesses architecturales et techniques.

Il présente également une résistance mécanique supérieure à celle de nombreuses roches naturelles, surpassant leurs performances de manière significative. Le béton est un matériau résistant par excellence qui, parmi ses avantages, autorise les plus grandes audaces architecturales et techniques et présente une bonne résistance mécanique qui dépasse de loin celle de certaines roches naturelles.

I.3.1.1 Composantes du béton

Les éléments qui interviennent dans la réalisation d'un béton sont :

- **Le ciment** : C'est un liant qui se présente sous la forme de poudre de couleur grise ou blanche obtenu par cuisson (à 1450°C) d'un mélange homogène de calcaire et d'argile.
- **Les granulats** : Les granulats rocheux sont constitués par les sables, les gravillons et les cailloux. Ils forment le squelette du béton. Ils sont d'origine détritique, sédimentaire, métamorphique ou éruptive. Par convention, les sables sont des grains de dimensions comprises entre 0,08 mm et 5 mm, les gravillons sont ceux dont les dimensions sont comprises entre 5 et 25 mm et les cailloux dont les dimensions sont supérieures à 25 mm. Pour les ouvrages courants, les granulats n'incluent que des sables et des gravillons. Il existe des granulats naturels mais aussi des granulats artificiels et spéciaux tels que les granulats de laitier (provenant des produits des hauts fourneaux) et granulats légers (argiles expansés, laves volcaniques etc.).
- **L'eau** : c'est un élément essentiel dans la composition du béton car elle permet de lier les différents constituants (ciment, sable, gravier) et de former une pâte homogène. Lorsque le ciment est mélangé avec de l'eau, une réaction chimique appelée hydratation se produit, qui forme des cristaux de silicate de calcium hydraté (C-S-H) qui lient les particules de sable et de gravier ensemble. L'eau est également importante pour la maniabilité du béton, car elle permet de le rendre plus facile à travailler et à couler dans les formes souhaitées. Cependant, il est important de ne pas ajouter trop d'eau au mélange, car cela peut affaiblir la résistance du béton et le rendre plus sujet aux fissures et aux dommages.

I.3.1.2 Résistance de la composition acier – béton

Le béton présente une résistance courante élevée à la compression soit de 20 MPa à 40 MPa mais une très faible à la traction soit de 2 à 4 MPa. Par contre, l'acier présente une résistance élevée à la traction de 200 à 500 MPa. Un tel mélange sera appelé « béton armé » et ce matériau participe à la résistance de l'ensemble face aux efforts de compression ou de traction.

I.3.1.3 Avantages et inconvénients du béton

❖ Avantages

- ✓ Intérêt économique ;
- ✓ Souplesse d'utilisation ;
- ✓ Économie d'entretien ;

- ✓ Résistance au feu ;
- ✓ Résistance aux efforts accidentelles ;
- ✓ Durabilité.

❖ **Inconvénients**

- ✓ Le poids ;
- ✓ Brutalité des accidents ;
- ✓ Difficultés de réalisation des modifications d'un ouvrage déjà exécuté.

I.3.2 Aciers d'armatures

L'acier est un matériau constitué de fer et de carbone intervenant dans la composition pour une très faible proportion (soit de 0,02 à 2,1%). Utilisé à l'unisson avec le béton, l'acier a le rôle de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Il affiche une excellente résistance à la traction tout en maintenant des niveaux de compression satisfaisants, même dans des situations où les élancements S'une précaution n'est prise, il peut subir des effets de corrosion.

Les différents types d'aciers utilisés en béton armé sont :

- Les aciers ronds lisses ;
- Les aciers haute adhérence ;
- Les treillis soudés.

I.4 CONCLUSION PARTIELLE

En somme, ce chapitre a présenté les notions essentielles sur le contreventement et le séisme. Il a montré que le contreventement assure la stabilité et la rigidité des structures face aux actions horizontales, tandis que la compréhension du phénomène sismique permet d'évaluer les efforts auxquels les constructions sont soumises. L'analyse du contexte sismique de la région des Grands Lacs, notamment de la ville de Goma, met en évidence la nécessité d'une conception parasismique adaptée. Ces généralités constituent la base théorique sur laquelle repose la méthodologie présentée dans le chapitre suivant.

Chapitre II : METHODOLOGIE

II.1 INTRODUCTION

Ce chapitre présente les différentes méthodes utilisées pour analyser les structures dans ce travail, en particulier les analyses statique et dynamique. Il introduit également le logiciel Robot Structural Analysis (RSA), qui a servi d'outil principal pour effectuer les calculs nécessaires.

II.2 PRESENTATION DU MILIEU D'ETUDE

II.2.1 Introduction

Pour qu'une étude en génie civil soit menée de manière rigoureuse, il est nécessaire de procéder à une reconnaissance approfondie du terrain destinée à accueillir la future structure. Cette étape permet de mieux comprendre les caractéristiques du site et d'adapter le projet aux conditions réelles du milieu.

II.2.2 Collecte des données

II.2.2.1 Donnée géographique

Goma est une ville située à l'est de la République Démocratique du Congo, à la frontière avec le Rwanda [14]. Le site se trouve dans le système risque Rift Est-Afrique. La ville de Goma étant dans cette région de l'Est d'Afrique, sa structure du sol est rocheuse suite aux éruptions des volcans se trouvant au nord de la ville. Ces volcans sont toujours en activité dont le Nyiragongo et le Nyamulagira, qui offre à la ville une couche de lave (roche altérée). Dans le cadre de ce travail, je me limiterai sur l'étude statique et dynamique ainsi que voir le type de contreventement qui influence la performance des bâtiments dans la ville de Goma. Les études géotechniques n'intéressent pas le développement dans les calculs mais par contre tous les facteurs de la zone qui peuvent déstabiliser la structure seront pris en compte [5].

II.2.2.2 Données du site [5]

Le tableau II.1 ci-après nous a permis de faire le choix de la contrainte admissible du sol suite à la nature du sol de notre site.

- Contrainte admissible du sol = 1.5MPa

- L'ancrage minimal des fondations : $D = 0,4\text{m}$

Tableau II-1 contrainte admissible selon le type de sol [5]

Nature du sol	Contrainte admissible (MPa)
Roches peu fissurées saines non désagrégées et de stratification favorable	0,75 à 4,5
Terrains non cohérents à bonne compacité	0,35 à 0,75
Terrains non cohérents à compacité moyenne	0,2 à 0,4
Argile	0,1 à 0,3

II.3 ACTIONS ET SOLLICITATIONS

II.3.1 Types d'actions

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, etc.) ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, etc.) [15].

Les trois types d'actions appliquées à une structure sont : les actions permanentes, les actions variables et les actions accidentelles [8].

- **Les actions permanentes**, notées G , représentent des actions dont l'intensité est constante ou très peu variables dans le temps. Elles comprennent notamment :
 - Le poids propre de la structure ;
 - Le poids propre des éléments fixes ;
 - Les effets dus à des terres ou des liquides dont les niveaux varient un peu.
- **Les actions variables**, notées Q , représentent des actions dont l'intensité varie fréquemment et de façon très importante dans le temps.
- **Les actions accidentelles** proviennent des phénomènes rares et ne sont à considérer que si les documents d'ordre public ou le marché les prévoient. Elles comprennent notamment [5] :
 - Les chocs de véhicules ou de bateaux sur les appuis de ponts ;
 - Les séismes ;
 - Les explosions, les chutes de rochers.

Dans le cadre de notre étude, nous avons pris en compte le séisme pour l'analyse de notre bâtiment.

La normalisation considère les actions comme des charges accidentelles. Ainsi, elles sont considérées avec des valeurs nominales dans les calculs de coefficient. Cependant la prise en compte des actions sismique dans la construction d'un ouvrage attend que celui-ci ne puisse présenter des probabilités considérables d'effondrement ou de désordres structuraux majeurs. Les forces sismiques globales agissant sur l'ensemble du bâtiment sont calculées sur base d'une analyse modale spectrale de ce dernier a l'aide du logiciel RSAP et en utilise comme action sismique le spectre de réponse de calcul défini dans les RPA99 modifies 2003. Il est indiqué dans le tableau II.2 les différentes valeurs du coefficient de comportement fonction de la destination du bâtiment.

Tableau II-2 Valeurs du coefficient d'importance en fonction de la catégorie des bâtiments [8]

Catégorie d'importance	Catégorie du bâtiment	γ^I
I.	Bâtiment d'importance mineur pour la sécurité des personnes. Ex : les bâtiments agricoles	0,8
II.	Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres catégories	1
III.	Bâtiments dont la résistance aux séismes est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement. Ex : les écoles, les salles de réunions, les institutions culturelles, etc...	1,2
IV.	Bâtiments dont l'intégralité en cas de séisme est d'une importance vitale pour la protection civile. Ex : les hôpitaux, les casernes de pompiers, les centrales électriques, etc...	1,4

II.3.2 Calcul des sollicitations

Les sollicitations sont des efforts (effort normal et effort tranchant) et les moments (moments fléchissant et moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées [8]

A. Hypothèses et principes de calcul des sollicitations [8]

Une construction peut être soumise à un grand nombre de combinaison dont on retiendra les plus défavorables.

Il faut donc procéder en deux étapes :

- Établir les différentes combinaisons d'actions
- Rechercher la combinaison d'actions la plus défavorable vis-à-vis de l'état limite étudié

B. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites [5]

Les sollicitations des calculs sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivant les formules des II.1 et II.2

- État limite ultime : $1,35G + 1,5Q$. (II.1)

- État limite service : $G + Q$ (II.2)

Pour notre cas où il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles RPA ont prévu des combinaisons d'actions II.3 et II.4. Pour les poteaux dans les ossatures auto stables la combinaison II.3 et remplacer par la combinaison II.5.

$$\begin{cases} G + Q \pm E & (1) \\ 0.8G \pm E & (2) \\ G + Q \pm 1.2E & (3) \end{cases} \quad \begin{matrix} (II.3) \\ (II.4) \\ (II.5) \end{matrix}$$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

II.3.2.1 Règlements et normes utilisés

L'étude de cette structure est effectuée conformément aux règlements ci-après :

A. Le règlement [BAEL91/R99] (Béton Armé aux États Limite) [5]: Basé sur la théorie des états limites.

a. États limites ultimes (ELU) :

Ils correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Équilibre statique (renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de forme (non flambement des poteaux et des voiles).

La combinaison d'action à l'état limite ultime est :

$$q = 1,35G + 1,5Q. \quad (II.6)$$

Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation restent droites et planes après déformation (Hypothèse de Bernoulli-Navier).
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier (adhérence parfaite).
- Le béton tendu est négligé dans les calculs de résistance (seul l'acier reprend la traction).

b. États limites de service (ELS) [12]:

Ils constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures (limité la contrainte de traction des aciers pour limiter l'ouverture des fissures) ;
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite) ;
- Résistance à la compression du béton.

La combinaison d'action à l'état limite de service est :

$$q = G + Q \quad (II.7)$$

Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton

$$(E_s = 15E_b; n = 15). \quad (II.8)$$

B. Le règlement (RPA99 /version2003) (Règles Parasismiques Algériennes) [12]:

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière. Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit :

- Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations ;
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.

Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux

II.4 PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS DE LA STRUCTURE EN B.A

Pour assurer une meilleure stabilité, durabilité et résistance de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (poutre, poteaux) soient pré-dimensionnés de façon à reprendre toutes les sollicitations suivantes :

- ❖ Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges
- ❖ Sollicitations horizontales engendrées par le séisme Le pré dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règle BAEL.91 et RPA 99 V2003. [16] :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se faite d'après les exigences du RPA et de règle de BAEL en vigueur c'est-à-dire la condition de résistance de flèche [17] .

II.4.1 Paramètres mécaniques des matériaux

La structure de notre bâtiment sera construite en béton armé. Par conséquent nous avons besoin de déterminer les caractéristiques des deux matériaux composant le béton armé à savoir [17] :

- Béton ;
- Acier.

II.4.1.1 Paramètres mécaniques du béton

Le béton est un matériau obtenu par un mélange adéquat de granulats (sable, gravier), le liant hydraulique (ciment) et de l'eau. Il présente de bonne résistance en compression, de l'ordre de 20 à 40MPa pour le béton ordinaire. Par contre, son comportement est fragile sous une sollicitation en traction [5].

❖ Résistance caractéristique du béton a la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur [17]. Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression a l'âge de 28 jours exprimé en MPA, pour ce projet on adopte [5] :

- La résistance du béton a la compression a 28 jours : $f_{c28} = 25\text{MPa}$;
- La résistance du béton a la traction a 28 jours :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 * f_{c28} = 2,1\text{MPa} \quad (\text{II.9})$$

❖ Module d'élasticité

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative, il est définissable que dans la phase élastique ou il y a proportionnalité des contraintes et déformations.

- Le module de déformation longitudinale :
 - Le module d'élasticité instantané pour le béton a 28 jours est donné par la relation II.10 :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{j28}} \quad (\text{II.10})$$

- Le module de déformation différé du béton repris par la relation II.11 est :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{j28}} \quad (\text{II.11})$$

- Le module de déformation transversale : la valeur du module d'élasticité transversale est donnée par la formule II.12 :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{II.12})$$

Avec :

G : Module d'élasticité transversale ;

E : Module de Young ;

ν : Coefficient de poisson.

❖ Coefficient de poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté " ν ". Conformément au règlement [BAEL 91] (Article : A.2.1, 3) [17] :

$\gamma = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'État Limite Ultime (ELU).

$\gamma = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'État Limite Service (ELS).

II.4.1.2 Paramètres mécaniques des aciers

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion [15].

C. État limite ultime [5] :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto plastique parfait, tel que repris par la relation II.13 :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (II.13)$$

ou $\gamma_s = 1.15$ pour le cas courant

= 1 pour le cas accidentel

D. Etat limite de service [5]:

Comme le béton à l'ELS, on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique, les relations II.11, II.12 et II.13 reprennent les différents cas.

$$\diamond \text{ Fissuration peu préjudiciable : } \sigma_{st} = f_e \quad (II.14)$$

$$\diamond \text{ Fissuration préjudiciable : } \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \quad (II.15)$$

$$\diamond \text{ Fissuration très préjudiciable : } \sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \quad (II.16)$$

Avec η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences

II.4.2 Pré dimensionnement des Poutres

Les sections des poutres sont données par la condition de la flèche selon le règlement B.A.E.L 91 modifié 99 et vérifiées par le RPA99 version 2003 [18].

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (II.17)$$

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad (\text{II.18})$$

Avec h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

$L_{\max}$: Longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis.

Vérification selon RPA99 version 2003/Art 7.5.1 version 2003 [18],

$$(\text{Zone sismique II}) \begin{cases} h_t \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h_t}{b} \leq 4cm \\ b_{\max} \leq 1.5h + b \end{cases} \quad (\text{II.19})$$

II.4.3 Pré dimensionnement des poteaux en Béton armé [19]

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivants :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99 (version2003).

Les exigences de RPA en zone IIb : (RPA99 Article 7.4.1)

$$\begin{cases} \min(b ; h) \geq 25 \\ \min(b ; h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad (\text{II.20})$$

Avec h_e : Hauteur libre d'étage.

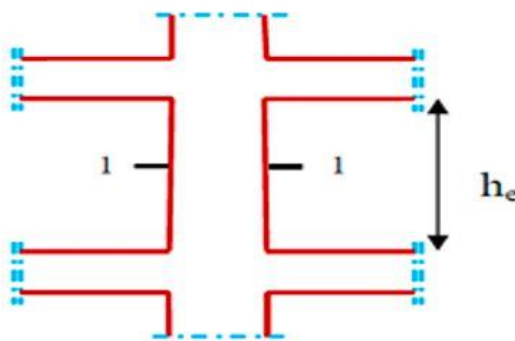


Figure II.1: Hauteur libre d'étage

L'effort ultime D'un poteau doit être au plus égal à la formule II.21 [5] :

$$N_u = \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad (II.21)$$

Avec :

α ; coefficient de correction

$$\left\{ \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50 \right. \quad (II.22)$$

$$\left\{ 0,6 \cdot \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \right. \quad (II.23)$$

B_r : section réduite du poteau (cm²), obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérique et donnée par la formule II.24 :

$$B_r = (b - 2)(h - 2) \quad (II.24)$$

A : section d'armature à mettre en place et s'exprime en cm²

f_{c28} : contrainte caractéristique à la compression s'exprimant en MPa

f_e : limite d'élasticité

γ_b : coefficient partiel de sécurité du béton et est égal à : $\gamma_b = 1,5$ (Cas général)

= 1,15 (Cas accidentel)

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier qui est égal à : $\gamma_s = 1,15$ (Cas général)

= 1 (Cas accidentel)

N_u : sommation des charges verticales agissant sur le poteau le plus sollicité et s'expriment en KN

✓ Condition de Non Flambement [17] :

Considérons une section rectangulaire de dimensions $b \times h$ avec : $b \leq h$.

$$L'élancement \lambda = \frac{L_f}{i} \quad (II.25)$$

$$\text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad (II.26)$$

Dans notre cas :

$$L_f = 0,7L_0 \quad (II.27)$$

$$I = \frac{hb^3}{12} \quad (II.28)$$

D'où la relation II.25 devient : $\lambda = \frac{L_f}{b} \sqrt{12}$

Nous avons :

I : moment d'inertie ; B : section du béton ; i : Rayon de giration

Tableau II-3 : Valeurs du moment quadratique, de la section et du rayon de giration [5]

Section	$I_{\min}(m^4)$	B(m ²)	I(m)
Carre a*a	$\frac{a^4}{12}$	a ²	$\frac{a}{\sqrt{12}}$
Rectangulaire a*b	$\frac{a^4 * b}{12}$	a*b	$\frac{a}{\sqrt{12}}$
Circulaire D	$\frac{\pi D^4}{64}$	$\frac{\pi D^2}{3}$	$\frac{D}{4}$

En résumé, pour la suite de mon travail, les sections retenues pour les portiques sont de (30 *45) cm² pour les poteaux et les poutres.

II.4.3.1 Descente de charges [11]

La descente de charges est le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif est de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure. Elle est aussi définie selon chaque norme et considère trois grandes catégories des charges ou actions étant classées d'après leur variation dans le temps. Elle nous permettra en suite de passer au dimensionnement proprement dit.

- **Les actions permanentes sur la structure** notées G : il s'agit du poids propre des éléments de la structure. Parmi ces charges permanentes on inclue aussi le poids propre des équipements.
- **Les actions variables** notées Q : ce sont les charges d'exploitation, comprenant les charges liées aux usagers, meubles et autres, ainsi que les charges climatiques de type neige ou vent.
- **Les actions accidentelles** : explosions, chocs, incendies, ainsi que les actions sismiques.

La transmission des efforts s'effectue du niveau le plus haut (Toiture) vers les niveaux le plus bas. Car toute structure étant soumise à des charges gravitationnelles.

Du point de vue de l'analyse statique, dans le dimensionnement seules les charges permanentes et les charges d'exploitation seront prises en compte. Les valeurs des charges permanentes, ou précisément le poids propre des éléments de la structure, dépendent directement du poids volumique des matériaux de construction. Les valeurs des charges d'exploitation sont fonction de l'usage du bâtiment.

❖ Charges d'exploitation pour les bâtiments

Tableau II 4 Charges d'exploitation sur les planchers, balcons et escaliers dans les bâtiments [7]

Nature des locaux		Catégorie de la surface chargée	q_k en KN/m	Q_k en KN/m
Habitation	A	Planchers	1,5	2
		Escaliers (1)	2,5	2
		Balcons	3,5	2
Bureaux	B		2,5	4
Lieux de réunion	C1	Espace avec tables (écoles, cafés...)	2,5	3
	C2	Espace avec sièges fixe	4	4
	C3	Espaces sans obstacles à la circulation des personnes	4	4
	C4	Espace avec activités physiques	5	7
	C5	Espaces avec foules importantes	5	4,5
Commerces	D1	Commerces de détail	5	5
	D2	Grands magasins	5	7

II.4.4 Pré dimensionnement dalles pleines [7].

La dalle est une structure plane horizontale dont l'épaisseur (la hauteur h) est très petite comparativement à la largeur (l_x) et la longueur (l_y). Pour le pré dimensionnement d'une dalle en béton armé, on détermine sa hauteur h partant de sa largeur l_x selon que la dalle est unidirectionnelle ou bidirectionnelle.

✓ Dalle unidirectionnelle :

Elle est dite unidirectionnelle si le rapport de dimensions α est tel que

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \quad (II.29)$$

Par conséquent, elle porte suivant un seul sens. La hauteur est ainsi pré dimensionnée de cette manière ci :

$$h \geq \begin{cases} \frac{l_x}{20} & \text{Panneau isolé} \\ \frac{l_y}{25} & \text{Dalle continue} \end{cases} \geq h_{min} = 10cm \quad (II.30)$$

✓ **Dalle bidirectionnelle :**

Elle est dite bidirectionnelle si le rapport de dimensions α est tel que :

$$0,4 \leq \alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \quad (II.31)$$

Par conséquent, elle porte suivant deux sens. La hauteur est ainsi pré dimensionnée de cette

$$\text{manière ci : } h \geq \begin{cases} \frac{l_x}{30} & \text{Panneau isolé} \\ \frac{l_y}{40} & \text{Dalle continue} \end{cases} \geq h_{min} = 10 \text{ cm} \quad (II.32)$$

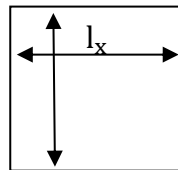


Figure II.2 Panneau de dalle

➤ **Pré dimensionnement de la fondation [20]**

Les fondations sont des ouvrages de transition destinés à transmettre au sol, dans des bonnes conditions les charges permanentes et les charges variables d'une construction. Le choix de type de fondation dépend du type d'ouvrage à construire, la nature et l'homogénéité du sol, la capacité portante du terrain de fondation, la charge totale transmise au sol, la raison économique et la facilité de réalisation. Pour notre travail, vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, on choisit comme fondation, les semelles isolées. Le tassement est négligé puisque nous sommes dans le milieu où le sol est rocheux.

La figure II.3 ci-après représente la perspective d'une semelle isolée.

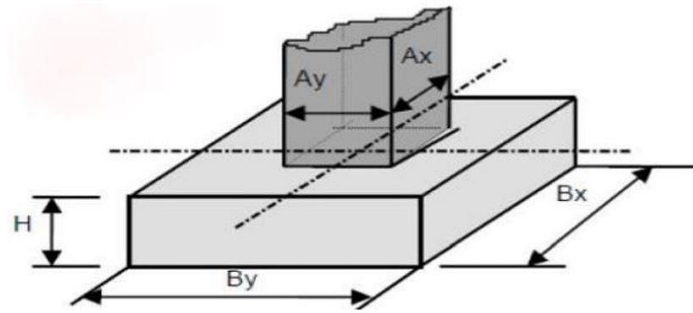


Figure II.3 Perspective d'une semelle isolée

Avec N_u est l'effort ultime que reprend la fondation, il est obtenu à partir de la descente des charges. Le pré dimensionnement de semelles isolées se fait en respectant les conditions du tableau

Tableau II-4 Pré dimensionnement des semelles

1. Condition d'homothétie	$\frac{A_x}{A_y} = \frac{B_x}{B_y}$	(II.33)
2. Condition aux contraintes	$\sigma_{sol} \geq \frac{N_u}{S} \Rightarrow S \geq -\frac{N_u}{\sigma_{sol}}$	(II.34)
3. Condition de la semelle rigide	$H \geq \frac{B_x - A_x}{4} + 5Cm$	(II.35)

II.5 PRÉ DIMENSIONNEMENT DE CONTREVENTEMENT.

II.5.1 Pré dimensionnement de mur de contreventement en Béton armé [19]

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de RPA99 version 2003. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux. D'après le (RPA99 version 2003 A.7.7.1) :

- Voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition $l \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Avec :
 - L : longueur de voile.
 - a : épaisseur du voile.
- L'épaisseur minimale est de $e_{min} = 15$ cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $e \geq \max (15 \text{ cm}; \frac{h_e}{25})$; (II.36)

- Pour les voiles avec un seul about sur poteau : $e \geq \max (15 \text{ cm}; \frac{h_e}{22})$; (II.37)

- Pour les voiles à about libre $e \geq \max (15 \text{ cm}; \frac{h_e}{20})$. (II.38)

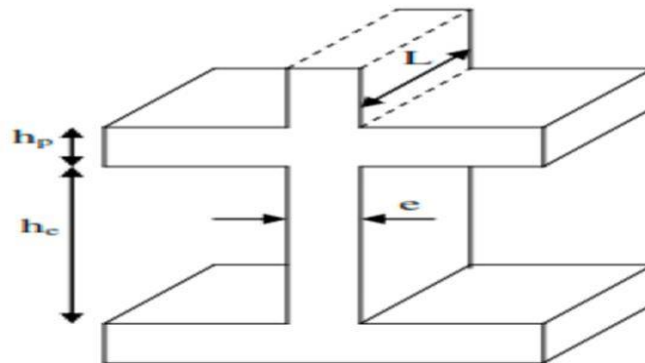


Figure II.4 : Coupe de voile en élévation

En résumé, pour la suite de mon travail, l'épaisseur retenue pour la voile est de 15 cm.

Tableau II-5 Synthèse des dimensions de la structure portante

Éléments	Poteaux	Poutres	Voiles
Section/épaisseur	(30 *45) cm ²	(30 *45) cm ²	15 cm

II.6 ANALYSE STATIQUE ET MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS

II.6.1 Analyse statique

L'analyse statique étudie les efforts et les déformations d'une structure sous l'effet de charges constantes, sans considérer les phénomènes vibratoires ou oscillatoires. Elle permet principalement de vérifier la résistance de l'ouvrage face à son poids propre ou au vent, tout en optimisant le choix des matériaux et la forme de la structure.

Cette étude est réalisée par des méthodes numériques, notamment la méthode des éléments finis, pour garantir une précision rigoureuse dans la modélisation des sollicitations [8].

II.6.2 Méthode des éléments finis

La Méthode des Eléments Finis consiste à découper la structure en éléments de forme simple et à choisir une approximation du déplacement sur chaque subdivision. C'est une méthode de Ritz par morceaux qui s'adapte aux géométries les plus complexes.

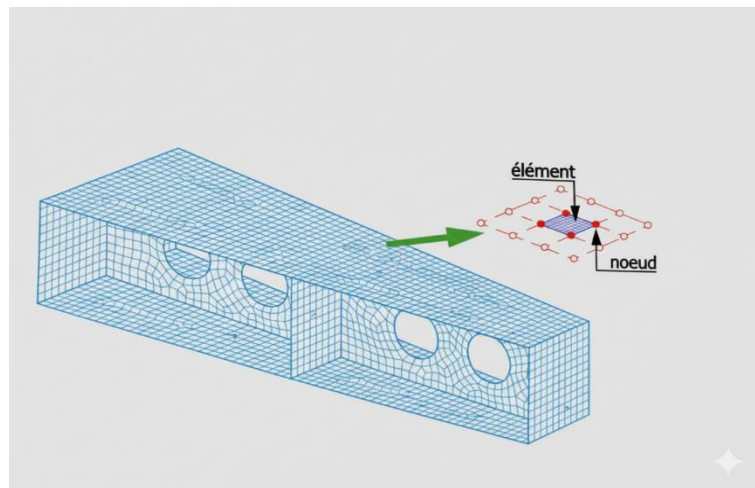


Figure II.5 Exemple d'une géométrie découpée [8]

Les subdivisions sont les éléments et les connexions entre éléments sont les nœuds. Il est utile que les inconnues soient des paramètres physiques. C'est pourquoi on choisit les composantes de déplacements des nœuds (déplacements nodaux). Par exemple : pour le nœud i .

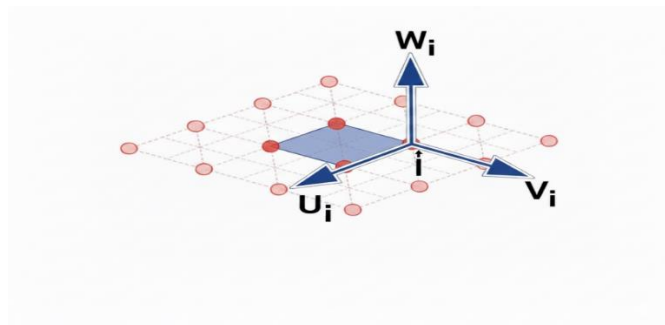


Figure II.6 Élément découpé [8]

Les N déplacements nodaux sont rangés dans un vecteur tel que présenté dans l'expression II.39 [8] :

$$\{q\} = \begin{pmatrix} \mathbf{u}_1 \\ \vdots \\ \mathbf{w}_i \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{q}_1 \\ \vdots \\ \mathbf{Q}_N \end{pmatrix} \quad (\text{II.39})$$

L'énergie potentielle totale ($\mathbf{w} - \boldsymbol{\tau}$) est ensuite calculée en fonction des déplacements nodaux.

Il existe 3 grandes familles d'éléments. Les éléments unidimensionnels, bidimensionnels, tridimensionnels. L'énergie élastique $\mathbf{W}$ est calculée en fonction des déplacements nodaux [8].

En Une dimension, grâce aux relations de la théorie des poutres. Un modèle unidimensionnel s'appuie donc sur les hypothèses restrictives de la Résistance des matériaux.

En deux dimensions, en utilisant, selon les cas, les théories des membranes, des plaques et des coques. Un modèle bidimensionnel s'appuie sur les hypothèses restrictives de ces différentes théories.

En trois dimensions, en exploitant les relations de l'élasticité sans aucune hypothèse restrictive.

Le travail des efforts extérieurs $\boldsymbol{\tau}$ s'exprime simplement en fonction des déplacements des nœuds auxquels sont appliqués ces efforts.

La solution recherchée correspond à un minimum de l'énergie potentielle totale. Elle est obtenue par les conditions :

$$\frac{\delta(\text{EPT})}{\delta \mathbf{q}_1} = \mathbf{0} \quad (\text{II.40})$$

$$\mathbf{i} = 1 \dots N$$

Si le comportement est linéaire, on obtient le système de l'équation II.31 :

$$\{K\} \cdot \{q\} = \{F\}$$

Avec $\mathbf{K}$: la matrice de rigidité

$\mathbf{q}$: Déplacements nodaux

$\mathbf{F}$: Efforts appliquées

II.6.2.1 Résultantes des forces sismiques de calcul

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 v 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base $\mathbf{Vdy}$ obtenue

par combinaison des valeurs modales ne doivent pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V_{st} . Si $V_{dy} < 0.8 V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport [12] :

$$r = \frac{0.8V_{st}}{V_{dy}} \quad (II.41)$$

II.6.2.2 Calcul sismique par la méthode statique équivalente

Pour cette méthode nous allons procéder aux étapes et formule des règles selon que nous propose RPA [12].

a. Calcul de la force sismique V [19]

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule II.42 [12] :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (II.42)$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

Le coefficient d'accélération de zone dépend de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau II-6 Coefficient d'accélération de zone A

Groupe	I	IIa	III
1A	0.15	0.25	0.40
1B	0.12	0.20	0.30
2	0.10	0.15	0.25
3	0.07	0.10	0.18

Dans notre cas on a :

✦ Groupe d'usage 2

✦ Zone sismique : IIb

Donc : **A=0.15**

Donc : A=0.15

❖ D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) [19].

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{(II.43)} \\ \text{(II.44)} \\ \text{(II.45)} \end{matrix}$$

Avec :

- **T₁, T₂** : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7** du **RPA** [19].

Tableau II-7 Valeurs des périodes caractéristiques T₁, T₂ [21]

Site	S1	S2	S3	S4
T₁ Sec	0.15	0.15	0.15	0.15
T₂ Sec	0.10	0.30	0.50	0.70

- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule II.46 [22] :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \quad \text{(II.46)}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. ξ est donné dans le tableau (II-8) présenté ci-après [22].

Tableau II-8 Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel [7]

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

D'après le Tableau $\xi = 6,4 \%$

Donc : $\xi = 6,4 \% \rightarrow \eta = 0,912 > 0,7$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure** [23] :

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du **RPA99** version 2003.

$$T = C_t(h_N)^{\frac{3}{4}} \quad (\text{Formule 4.6 RPA}) \quad (\text{II.47})$$

$$T = 0.09h_N/\sqrt{D} \quad (\text{Formule 4.7 RPA}) \quad (\text{II.48})$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau (N).

h_N = 15m

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA.

Tableau II-9 Coefficient fonction du système de contreventement

Cas	Système de contreventement	C _t
1	Portique auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portique auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portique auto stables en béton armé ou en acier sans remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

Dans ce cas : **C_t = 0.075**

➤ **Calcul de période fondamentale de la structure T :**

$$T = C_t(h_N)^{\frac{3}{4}} \quad (\text{II.49})$$

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

❖ **Direction X :**

D_x = 12 m

$$T = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} T = C_t(h_N)^{\frac{3}{4}} \\ T = 0.09h_N/\sqrt{D} \end{array} \right. = 0.30s$$

❖ **Direction de Y**

Dy=20m

$$T = \text{Min} \begin{cases} T = C_t(h_N)^{\frac{3}{4}} \\ T = 0.09h_N/\sqrt{D} \end{cases} = 0.26s$$

➤ Calcul du facteur d'amplification dynamique :

$$0 \leq T \leq T_2 \rightarrow 2.5\eta$$

Avec : $T_2 (S3) = 0,30\text{sec}$

$$D_x = 2.5 \eta = 2.5 \times 0.912 = 2,28$$

$$D_y = 2.5 \eta = 2.5 \times 0.912 = 2,28$$

Donc :

$$D_x = D_y = 2,28$$

R : Coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le **tableau 4.3 du RPA**/version 2003 en fonction du système de contreventement [21].

Donc : **R = 3,5**

Tableau II-10 Description du système de contreventement [21]

Cas	Description du système de contreventement	Valeur R
A	<u>Béton armé :</u>	
1a	Portique auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portique auto stables en béton armé ou en acier sans remplissage en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/ voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

❖ Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule [19]:

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99V2003 (Formule 4-4)} \quad (\text{II.50})$$

Pq : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée dans le **tableau 4.4** du (RPA99V2003).

Tableau II-11 Valeur de facteur de qualité Pq[21]

	P_q	
Critère "q"	Observé	N/observé
Conditions minimales sur le contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0.05
Régularité en élévation	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

- Sens X → $Q=1+0.20=1.20$
- Sens Y → $Q=1+0.20=1.20$

Donc on a majoré le facteur de qualité et on adopte : $Qx = Qy = 1.20$

❖ W : Poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i).

$$W_T = \sum W_i \quad \text{n i=1} \quad (\text{II.51})$$

$$W_i = W_G + \beta \cdot W_Q \quad (\text{II.52})$$

Avec :

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le tableau (II.13).

Tableau II-12 Valeurs du coefficient de pondération β [21]

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Dans notre cas : $\beta = 0,20$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Tableau II-13 Valeurs des poids W_{Gi} et poids W_{Qi}

Niveaux	W_{Gi}	W_{Qi}	$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$
RDC	10268,29	1380,94	10544,478
1er étage	7157,43	1030,82	7363,594
2ème étage	5142,68	812,11	5305,102
3ème étage	3127,35	268,41	3181,032
4ème étage	1114,6	136,37	1141,874

Le Poids totale de la structure :

$$\mathbf{W_T=10544,478KN}$$

La force sismique totale

V Appliquée à la base dans les deux sens :

On a:

$$\mathbf{V= \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.20 \times 2.25 \times 1.2}{5} \times 10544,478 = 1138.79 \text{ KN}}$$

II.7 DIMENSIONNEMENT ET PRINCIPE DE JUSTIFICATION

II.7.1 Dimensionnement [20]

Le dimensionnement proprement dit se fera alors en tenant compte des charges appliquées sur la structure. Cela se fera en trois étapes :

- Détermination des contraintes (σ) et efforts intérieurs (effort normaux, cisaillement, torsion, etc.) par différentes méthodes de calculs de structures et de résistance de matériaux.
- Détermination de la contrainte admissible σ_{admin} , en fonction des caractéristiques +PLK physique du matériau (bois, béton, etc.)
- Comparaison entre la contrainte admissible et la contrainte imposée à la structure :
Si $\sigma_{admin} \geq \sigma$, on garde les valeurs prises lors du pré-dimensionnement, sinon on augmente les valeurs des dimensions prises précédemment de manière à vérifier cette relation ci-haut après une ou plusieurs itérations.

Pour notre travail, nous allons considérer, après évaluation des charges, les poteaux, les poutres, la dalle, l'escalier et la semelle de fondation ²²²pour le dimensionnement. Pour chaque catégorie nous prendrons en compte l'élément le plus chargé pour le dimensionner et par la suite étendre ses résultats aux autres éléments moins chargés.

II.7.2 Principe de justification [8]

Les normes et réglementations existent pour chaque matériau, et dans le cas du béton armé, les règles du BAEL 91 modifiées en 99 sont utilisées pour les calculs justificatifs basés sur la théorie des états limites. Les états limites ultimes (E.L.U.) et les états limites de service (E.L.S.)

sont distingués, définissant des conditions requises pour la construction qui doivent être strictement satisfaites pour garantir la sécurité et la durabilité de la structure.

Les états limites ultimes correspondent à la limite :

Soit de l'équilibre statique ;

Soit de la résistance de l'un des matériaux acier ou béton (E.L.U.R) ;

- Soit de la stabilité de forme (E.L.U.S.F)
- Les états limites de service sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité.

On distingue :

- Les états limites de service vis-à-vis de la durabilité de la structure : état limite de compression du béton et l'état limite d'ouverture des fissures.
- Les états limite de service vis-à-vis des déformations.

La méthode de calcul aux états limites est une méthode de calcul semi-probabiliste avec des coefficients de sécurité partiels. On applique des coefficients de sécurité aux valeurs caractéristiques de résistance des matériaux ainsi qu'aux actions qui s'exercent sur la structure.

II.8 ÉTUDE DYNAMIQUE

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique [19].

II.8.1 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse [19].

II.8.1.1 Étape de l'analyse dynamique

Les principales étapes d'un calcul dynamique sont :

- La définition des charges ;
- La modélisation de la structure :
 - La définition des DDL important ;
 - La définition des propriétés de la structure de la (masse, rigidité, amortissement, limite élastique) ;
 - La définition de propriétés du sol ;
- Calcul dynamise ;
- Conception et vérification de la structure

II.8.1.2 Différentes méthodes de calcul

Selon l'Article 4.1 de RPA 99/2003, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes) [2].

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

a. La méthode statique équivalente.

a. Principe (article 4.2.1 du RPA99/2003) [12]

- Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.
- Les forces statiques sont appliquées successivement suivant deux directions principales du plan horizontal de la structure.

b. Condition d'application (article 4.1.2 du RPA99/2003) [22].

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires.

Zone I : Tous les groupes.

Zone II :

- Groupe d'usage 3.
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

- Groupes d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

b. La méthode d'analyse modale spectrale

a) Principe (article 4. 3.1 du RPA99/2003) [23]:

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.

b) Condition d'application [12]:

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de Vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

c) Modélisation

La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

L'étude de cette structure est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions l'aide du logiciel Auto desk robot structural analysais 2019. Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitation avec une minoration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul [19]:

$$\frac{s}{g} = \begin{cases} 1.25\eta \left(1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5\eta \cdot \frac{Q}{R} - 1\right)\right), & \text{Pour } 0 \leq T \leq T_1 \end{cases} \quad (\text{II.54})$$

$$\frac{s}{g} = \begin{cases} 2.5\eta(1.25\eta A) \cdot \left(\frac{Q}{R}\right) & \text{Pour } T_1 \leq T \leq T_2 \end{cases} \quad (\text{II.53})$$

$$\frac{s}{g} = \begin{cases} 2.5\eta(1.25\eta A) \left[\frac{Q}{R}\right] \cdot \left[\frac{T_2}{T}\right]^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \end{cases} \quad (\text{II.56})$$

$$\frac{s}{g} = \begin{cases} 2.5\eta(1.25\eta A) \left[\frac{T_2}{3}\right]^{2/3} \cdot \left[\frac{3}{T}\right]^{5/3} \cdot \left[\frac{Q}{R}\right] & T > 0.3 \end{cases} \quad (\text{II.55})$$

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

$$A = 0.15 \quad \xi = 6,4\% \quad \eta = 0,912 \quad R = 3,5 \quad Q = 1.2$$

Site rocheux **S1** : $T_1 = 0,15$ sec ; $T_2 = 0,30$ sec

II.8.2 Évaluation des caractéristiques dynamiques de la structure en déterminant

1. Les périodes propres de la structure ;
2. Les masses modales de la structure dans les deux sens ;
3. Les masses modales cumulées.

II.9 PRÉSENTATION DU LOGICIEL ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS [8].

Le document décrit comment le logiciel **Robot Structural Analysis** est un outil essentiel pour les ingénieurs. Il est utilisé pour simplifier et résoudre des problèmes complexes liés à la construction de bâtiments.

En résumé, ce logiciel permet de :

- ❖ **Modéliser et analyser des structures** : Il crée des modèles numériques des bâtiments pour étudier leur comportement sous différentes charges (vent, séismes, poids) ;
- ❖ **Calculer les efforts et les déplacements** : Il détermine avec précision les forces internes (moments, forces tranchantes, etc.) et les déplacements des étages, ce qui est crucial pour la sécurité et la stabilité de la construction ;

- ❖ **Assister la conception** : Il aide à choisir les dimensions des éléments structurels, à dimensionner les armatures pour le béton et à assembler les charpentes en respectant les normes de construction internationales ;
- ❖ **Automatiser la documentation** : Il génère automatiquement les plans et les notes de calcul nécessaires pour la phase de construction.

En conclusion, le logiciel Robot Structural Analysis est un **outil d'analyse, de conception et de documentation complet**. Il simplifie le travail des professionnels du génie civil en leur permettant d'analyser le comportement des structures de manière efficace et précise, tout en garantissant la conformité aux normes du secteur

II.10 CONCLUSION PARTIELLE

Ce chapitre a présenté la démarche adoptée pour étudier l'influence du type de contreventement sur les structures de Goma. Il a exposé les données du site, les hypothèses de calcul, les méthodes d'analyse statique et modale, ainsi que l'usage du logiciel Robot Structural Analysis. Ces éléments constituent la base technique pour l'analyse et la comparaison des résultats du chapitre suivant.

Chapitre III : PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS

Le but de ce chapitre est de comparer deux types de contreventement en X et en V, qui sont respectivement le contreventement en croix de Saint-André et le contreventement en chevron, afin de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003. Le système en X offre une meilleur rigidité et limite les déplacements sismiques, tandis que le système en V est plus souple et permet l'aménagement d'ouvertures.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel ROBOT qui est un logiciel de calcul des structures.

III.1 PRESENTATION DE LA STRUCURE

Le projet consiste à concevoir et dimensionner un bâtiment R + 4 avec un rez-de-chaussée à usage public tout comme le total de ces (4) autres étages. Il est localisé à L'Est de la République Démocratique du Congo dans la ville de GOMA et sa conception présente une cohérence tant en plan qu'en élévation. Selon le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003, la structure est classée dans le « groupe d'usage 2 », ville située en zone IIb.

Le tableau III-1 présente les caractéristiques géométriques du bâtiment.

Tableau III-1. Caractéristiques géométriques

Désignation	Valeur
Longueur totale du bâtiment	20m
Largeur totale du bâtiment	12m
Hauteur totale du bâtiment	15m
Hauteur d'étage (RDC et étages courants)	3m

Les figures III-1 et III-2 ci-après montrent les modélisations de la structure sous les deux systèmes de contreventement avec RPA.

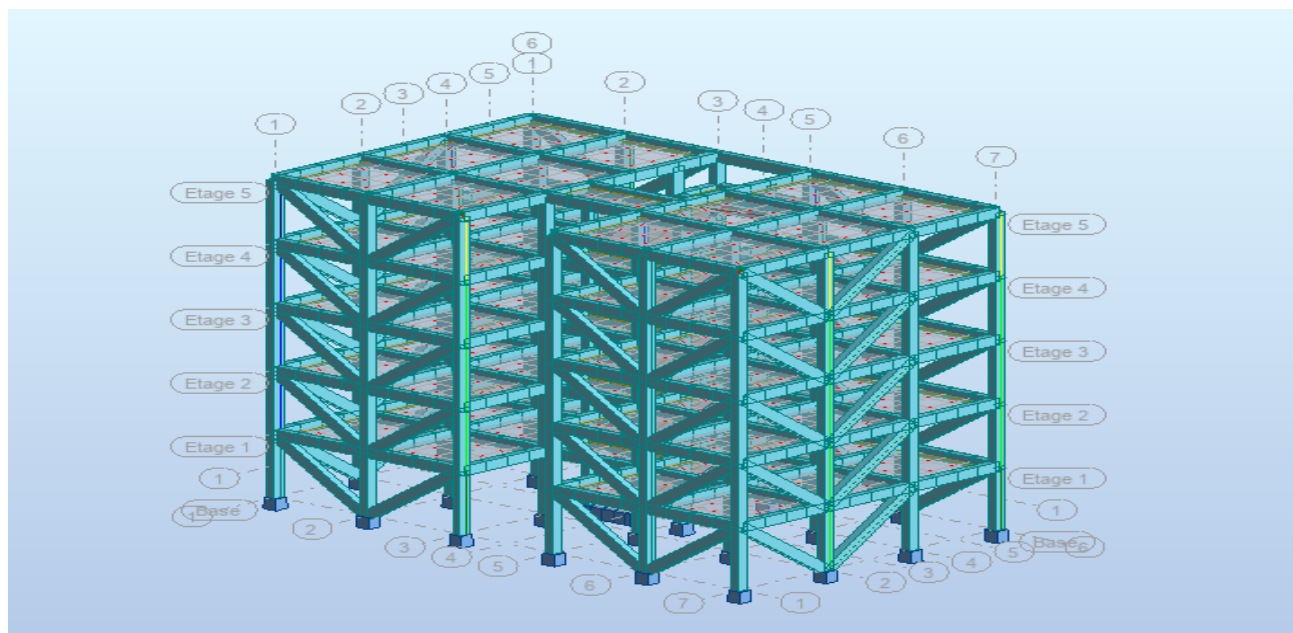


Figure III.1 : Modélisation de la structure avec contreventement en V

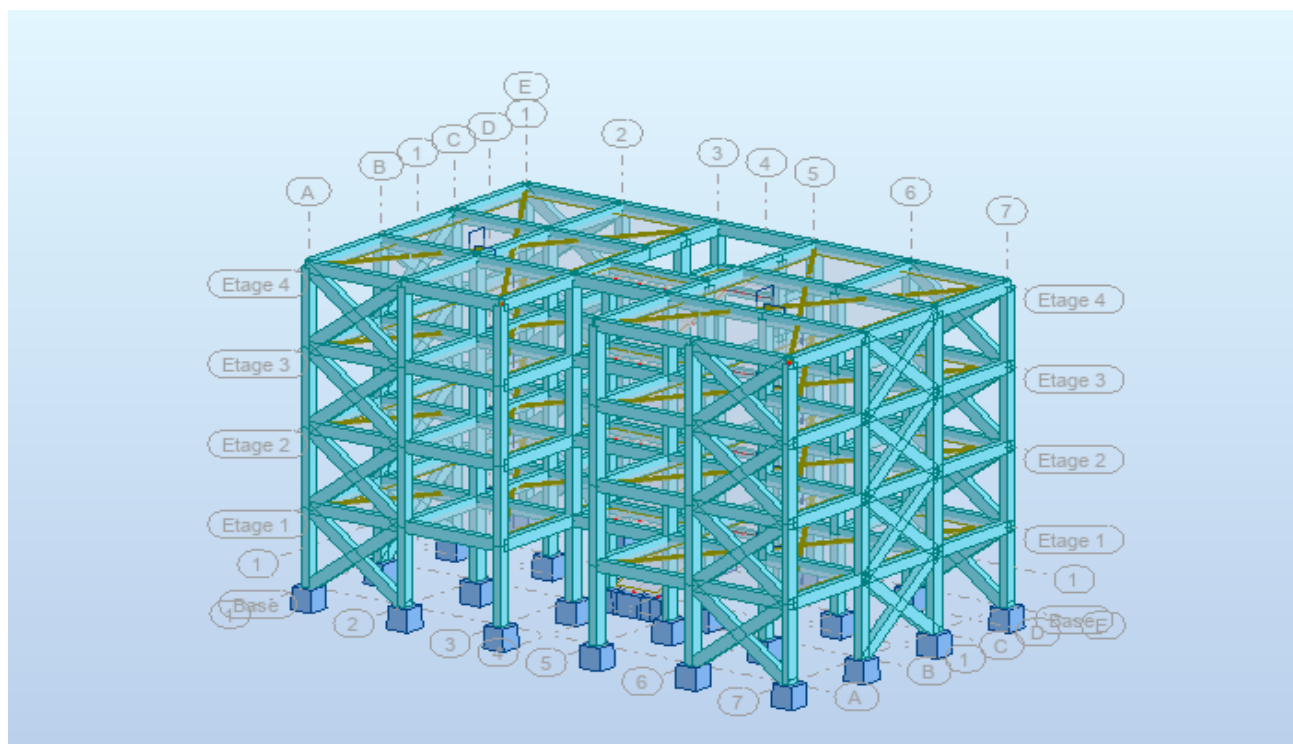


Figure III.2 : Modélisation de la structure avec contreventement en X

III.1.1 Propriétés des matériaux de la structure étudiée

Le tableau ci-dessous reprend les propriétés des matériaux de construction utilisés en termes de module d'élasticité, de poids unitaire et de coefficient de poisson pour le béton et les profilés en acier.

Tableau III-2 : les propriétés des matériaux utilisés [24]

	Module d'élasticité (MPa)	Poids unitaire (KN/m ³)	Coefficient de poisson	Limite d'élasticité (MPa)
Béton	16000 et 32000	25 et 77	0.3	
Maçonnerie	3550	15	0.15	
Acier				400

III.2 RESULTAT DU PRE DIMENSIONNEMENT

L'objectif du pré dimensionnement étant de déterminer une épaisseur économique afin d'éviter le gaspillage ou surplus de métal et de béton afin d'améliorer la stabilité de l'ouvrage, tous les éléments structuraux (poteaux, poutres) ont été pré-dimensionnés de façon à pouvoir répondre à l'ensemble des sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales liées aux charges permanentes et surcharges.
- Sollicitations horizontales liées au séisme.

Les éléments de structure sont redimensionnés selon les règles BAEL 91 et RPA 99 version 2003.

➤ Pré dimensionnement poutres

D'après les règles de BAEL 91 modifié 99 on a :

En ce qui concerne notre structure, la portée entre deux poteaux la plus grande $L = 4\text{m}$

Alors : $\frac{4}{15} \leq h \leq \frac{4}{10}$, ce qui donne $0,26 \leq h_t \leq 0,4$. Pour répondre aux exigences de rigidité et aux spécifications sismiques, nous adoptons $h = 0,45\text{ m}$, soit 45 cm .

$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 0,18 \leq b \leq 0,315$. Nous adoptons $b = 0,30\text{m}$, soit 30 cm

D'après la RPA 99 version 2003, les poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ (Condition vérifiée)
- $h_t \geq 30\text{cm} \rightarrow 45\text{cm} \geq 20\text{cm}$ (Condition vérifiée)
- $\frac{h_t}{b} \leq 4\text{cm} \rightarrow 1,5 \leq 4$ (Condition vérifiée)
- $b_{max} \leq 1.5h + b \rightarrow 30\text{cm} \leq 97,5\text{cm}$ (Condition vérifiée)

Eu égard à ce qui précède, la poutre étudiée sera de portée $L = 4\text{m}$ avec une section droite de $30\text{cm} \times 45\text{cm}$.

➤ Pré dimensionnement du plancher Dalle pleine

Pour cette structure, les planchers sont à corps plein.

Le rapport de dimension se calcule par la relation II.29 :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}; \text{ Avec } l_x = 4\text{m et } l_y = 4\text{m, alors on a } \alpha = \frac{4}{4} = 1$$

$$\Rightarrow 0,4 \leq \alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 1, \text{ ainsi donc les planchers portent dans un seul sens.}$$

L'épaisseur de la dalle est trouvée par la relation II.31:

$$h = \frac{l_x}{40} = \frac{4}{40} = 0,1\text{m, ainsi nous optons pour une épaisseur } h = 15\text{ cm}$$

• Evaluation des charges permanente dalle

$$G_{dalle} = e_d * \gamma_{BA} = 0,15\text{m} * 25 \text{ KN/m}^3 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{chappe} = e_c * \gamma_{BA} = 0,03 * 20 \text{ KN/m}^3 = 0,6 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{revêtement} = e_r * \gamma_{BA} = 0,04 * 22 \text{ KN/m}^3 = 0,88 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{dalle+chappe+revêtement} = 5,23 \text{ KN}$$

avec $Q_1 = 5 \text{ KN/m}^2$ (Pour le cas du bâtiment à usage commercial)

➤ Pré dimensionnement poteau

▪ Evaluation des charges

$$G = (G_{dalle+chappe+revêtement} * S_{inf}) + G_{Poutre}$$

$$G_{dalle+chappe+revêtement} * S_{inf} = 5,23 * 16 = 83,68 \approx 84 \text{ KN}$$

$$G_{Poutre} = \gamma_{BA} * S_p * L_p = 25 * (0,30 * 0,45) + (4 + 4) = 27 \text{ KN}$$

D'où $G = 111 \text{ KN}$

Or $Q = Q_1 * S_{inf} = 5 * 16 = 80 \text{ KN}$

- $N_u = 1,35G * 1,5Q = (1,35 * 111) + (1,5 * 80)$
- $N_u = 269,85 \text{ KN} \approx 270 \text{ KN}$

Le Pré dimensionnement poteau s'est fait en fonction de la condition que préconise la RPA et ainsi nous avons pris un poteau ayant une section rectangulaire de $(30*45) \text{ cm}^2$ et vérifié cette section suivant la formule II.20. De ce travail.

- $\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots$ (Condition vérifiée)
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow 45\text{cm} \geq 15\text{cm} \dots \dots \dots$ (Condition vérifiée)
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h_e}{20} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} \leq 1,5 < 4 \dots \dots \dots$ (Condition vérifiée)

❖ **Vérification du poteau au flambement :**

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{30}{\sqrt{12}} = 8,66 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7L_0 = 0,7 * 3,15 = 2,205\text{m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i} = 25,462 < 50, \text{ condition au flambement est satisfaite.}$$

➤ **Pré dimensionnement fondation**

Partant de l'équation II.33 basée sur la condition homothétie entre poteaux et semelles on doit avoir :

$$\frac{A_x}{A_y} = \frac{B_x}{B_y} \rightarrow \frac{40 \text{ cm}}{40 \text{ cm}} = \frac{80 \text{ cm}}{80 \text{ cm}} ; \text{ Nous remarquons que, par la condition homothétie notre semelles aura comme sections } \mathbf{A = B = 80cm.}$$

➤ **Pré dimensionnement du mur de contreventement (voile)**

Le pré dimensionnement de la voile est déterminé suite à la formule de l'équation (II.38) tel que :

$$\begin{cases} e \geq 15\text{cm} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \\ L > 4 * e \end{cases}$$

Pour notre structure, la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages, nous avons :

$$h_e = 2,85\text{m} \text{ et } L = 4\text{m}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{2,85}{20} = 0,143\text{m} ; \text{ or } e \geq 14,3\text{cm}$$

On prend alors $e \geq 15m$

Le tableau III-3 reprend les caractéristiques géométriques des éléments ci-haut.

Tableau III-3 : Géométrie des éléments structuraux

Plancher	Poutre		Poteau		Fondation		Voile
H (cm)	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	Epaisseur (cm)
15	30	45	30	45	80	80	15

III.3 RESULTATS DU DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Ce point présente le résultat de dimensionnement des éléments de la structure.

La combinaison la plus défavorable a été considérée pour le calcul du ferrailage. À l'aide du logiciel informatique dont nous disposons, nous avons déterminé les différents efforts internes de chaque section des éléments pour diverses combinaisons grâce au logiciel Robot Structural Analysis Professional 2019, puis importer les résultats retenus dans le Robot Expert 2010 pour calculer le ferrailage des poutres (flexion simple) et les poteaux (flexion déviée composée ou flexion composée). Les résultats de ferrailage sont présentés au point 1 de l'annexe.

III.4 RESULTAT DE CALCUL

III.4.1 Présentation du résultat de l'analyse modale

Comme dit dans le chapitre précédent, l'analyse modale nous permettra de déterminer les caractéristiques dynamiques de notre structure, notamment les périodes et les modes de vibration.

III.4.1.1 Portiques contreventés par des palées triangulées X et V en béton armé

Notre portique est renforcé, par l'utilisation d'un contreventement en béton armé, soit des palées triangulées en X (voir la figure III.2) ou soit en V (voire la figure III.1), en vue de reprendre les forces horizontales produit par le séisme.

A. Mode, fréquences, périodes et masses cumulées

Nous avons sélectionné 10 modes comme illustré, comme illustré ci-après dans la figure III.3, afin d'observer davantage de vibrations dans la structure, tout en appliquant un amortissement de 5%

(l'amortissement englobe les phénomènes qui réduisent l'amplitude des oscillations pendant le mouvement).

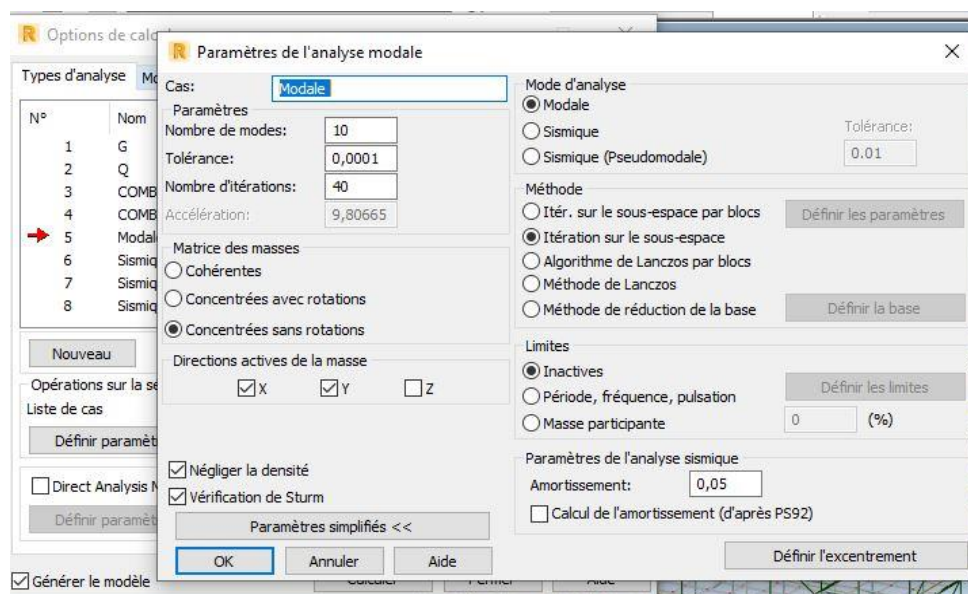


Figure III.3 Paramètre d'analyse modale pour le système portiques-palées X et V

Ensuite, nous avons fait les combinaisons des masses ; à savoir que le principe de masses en dynamique est que l'ajout de masse à une structure peut réduire les oscillations et les vibrations en augmentant la force d'inertie de la structure.

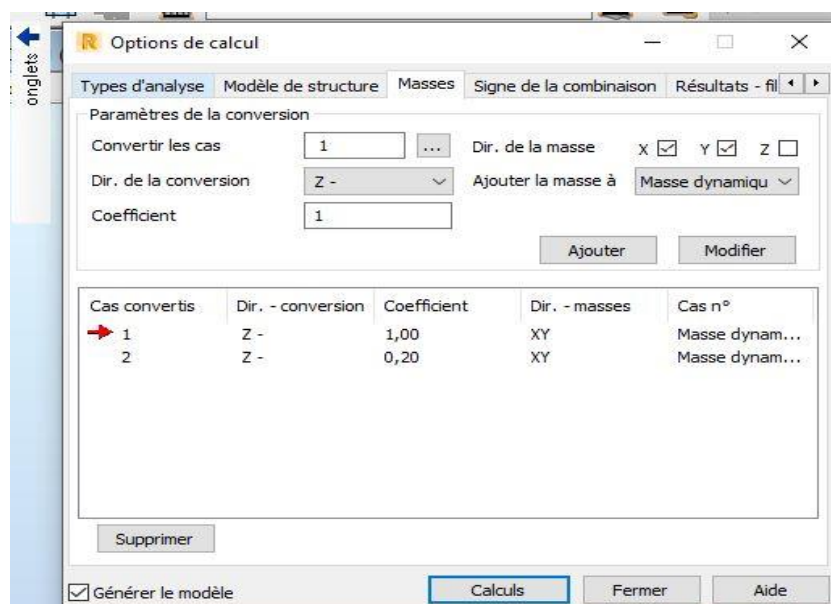


Figure III.4 Paramètre des masses et leurs combinaisons pour le système portiques-palées X et V

Les résultats recueillis de l'analyse modale spectrale en termes de fréquence, périodes et masses cumulées pour le système portiques-palées X et en V en béton armé sont illustrés dans le tableau III.4 et III.5:

Tableau III-4 : Valeurs des modes propres pour le système portiques-palées X

Cas / Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses cumulées UZ (%)	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4 / 1	2,91	0,34	0,00	76,55	0,00	1157266,95	1157266,95
4 / 2	3,27	0,31	73,57	76,55	0,00	1157266,95	1157266,95
4 / 3	4,46	0,22	73,57	76,55	0,00	1157266,95	1157266,95
4 / 4	10,08	0,10	73,57	93,32	0,00	1157266,95	1157266,95
4 / 5	12,48	0,08	93,24	93,32	0,03	1157266,95	1157266,95
4 / 6	16,28	0,06	93,24	93,32	0,03	1157266,95	1157266,95
4 / 7	18,02	0,06	93,24	97,73	0,03	1157266,95	1157266,95
4 / 8	22,79	0,04	97,95	97,73	0,03	1157266,95	1157266,95
4 / 9	23,80	0,04	97,95	99,16	0,03	1157266,95	1157266,95
4 / 10	27,54	0,04	97,95	99,52	0,03	1157266,95	1157266,95

Nous remarquons que le mode 1 et le mode 2 sont des translations pures suivant les directions principales de la structure avec une période de 0,34 sec suivant le mode 1 et 0,31 sec suivant le mode 2.

Tableau III-5 : Valeurs des modes propres pour le système portiques-palées V

Cas / Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses cumulées UZ (%)	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4 / 1	3,36	0,3	0	81,1	0	1176674,88	1176674,88
4 / 2	4,15	0,24	77,75	81,1	0	1176674,88	1176674,88
4 / 3	6,08	0,16	80,58	81,1	0	1176674,88	1176674,88
4 / 4	10,67	0,09	80,58	94,73	0	1176674,88	1176674,88
4 / 5	14,01	0,07	95,14	94,73	0,03	1176674,88	1176674,88
4 / 6	17,71	0,06	95,14	98,13	0,03	1176674,88	1176674,88
4 / 7	18,96	0,05	95,2	98,13	0,03	1176674,88	1176674,88
4 / 8	22,79	0,04	95,2	99,43	0,03	1176674,88	1176674,88
4 / 9	24,02	0,04	98,5	99,43	0,03	1176674,88	1176674,88
4 / 10	26,17	0,04	98,5	99,76	0,03	1176674,88	1176674,88

Nous remarquons que le mode 1 correspond à une translation pure suivant la direction principale de la structure (axe Y), avec une période de 0,3 seconde, car il mobilise une grande partie de la masse (81,1%).

La figure III.5 nous montre les différentes déformations suivant l'axe des X et suivant l'axe des Y de toute la structure (cas du système portiques-palées X) ; ainsi que la figure III.6 nous montre les différentes déformations suivant l'axe des X (cas du système portiques-palées V).

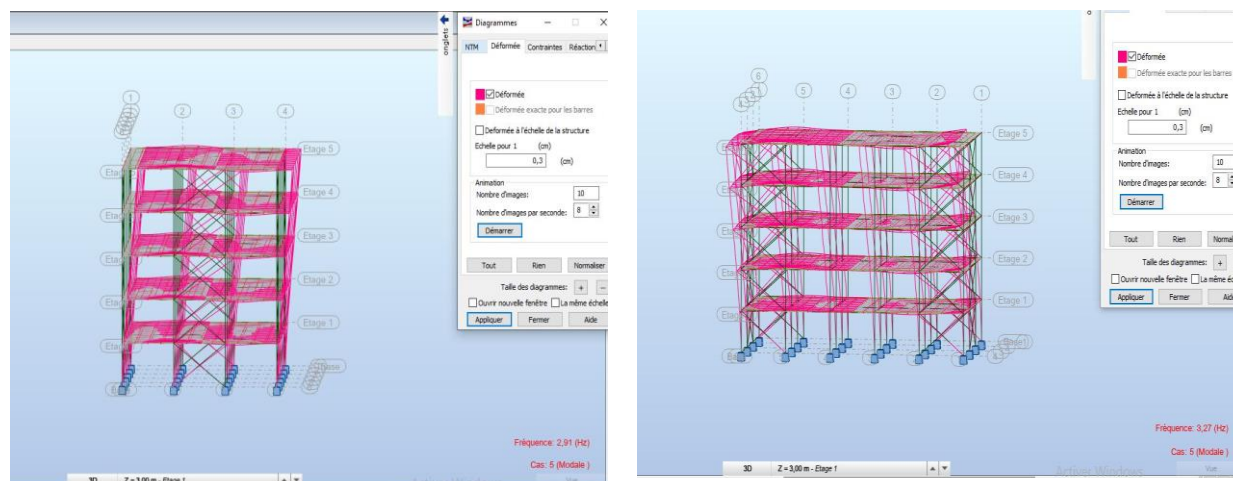


Figure III.5 déformations suivant l'axe des X et suivant l'axe des Y de toute la structure

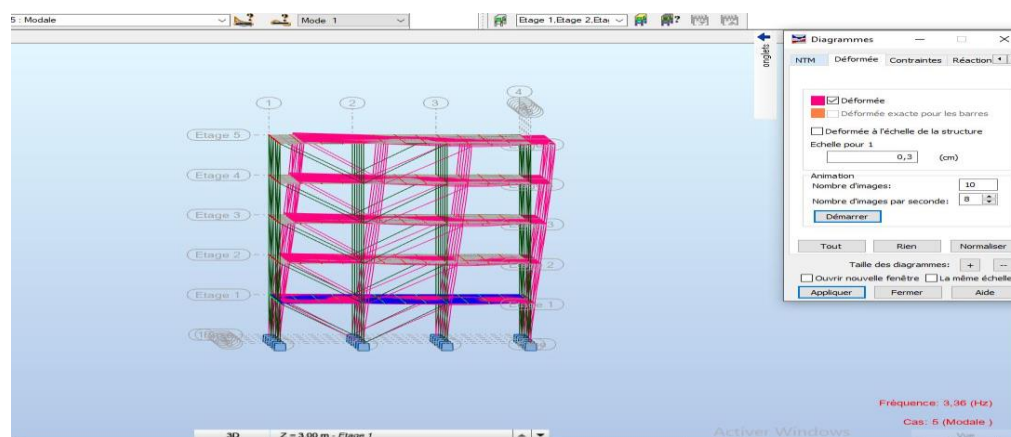


Figure III.6 déformations suivant l'axe des X de toute la structure du système portiques-palées V

III.4.2 Présentation des résultats de l'analyse sismique

Pour obtenir les résultats dans les calculs sismiques, nous avons utilisé les paramètres suivants :

- Le règlement à utiliser, nous avons choisi la RPA99 version 2003 ;

- Le site, la ville de Goma est située dans la zone à sismicité modérée, qui correspond à la zone IIb. Le sol de Goma étant un sol rocheux comme vue dans les chapitres précédents, il est impérieux de placer celle-ci dans le site S1 ;
- Le coefficient de comportement R est de 3,5 ;
- Le facteur de qualité Q est de 1,2.

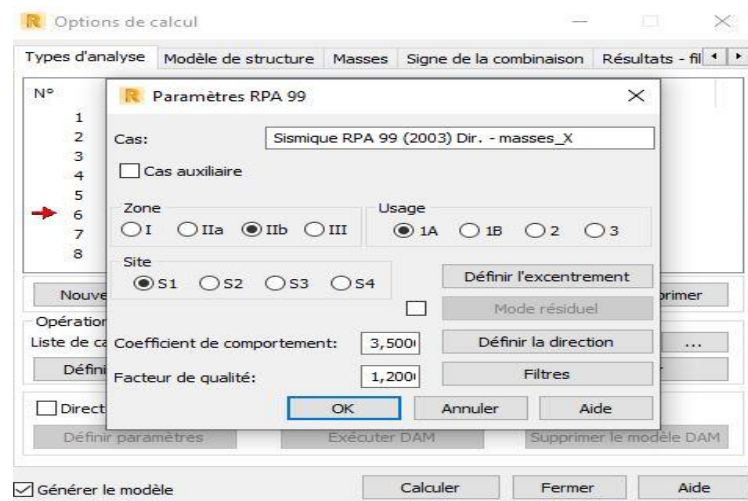


Figure III.7 Paramétrage sismique selon RPA

III.4.2.1 Efforts tranchants à la base de la structure

Les résultats recueillis de l'analyse sismique en termes d'efforts tranchants à la base ont été évalués à l'ELU, correspondant à la combinaison la plus défavorable selon les exigences du RPA. Les tableaux III-6 et III-7 présentent respectivement les efforts tranchants obtenus pour les systèmes portiques-palées X et V en béton armé.

Tableau III-6: Valeurs des efforts tranchants pour le cas de système portiques-palées X

FX (kN)	FY (kN)
1441,86	1429,41

Tableau III-7 : Valeurs des efforts tranchants pour le cas de système portiques-palées V

FX (kN)	FY (kN)
1587,09	1587,36

Ces résultats montrent que le système à contreventement en V génère des efforts tranchants à la base beaucoup plus élevé que le système en X. Cela signifie que le système en V est plus rigide

et capte plus de forces sismique. Ainsi, il est le plus défavorable en terme d'efforts à la base , mais il assure une meilleure stabilité latérale.

III.4.2.2 Déplacements relatif des étages pour la combinaison défavorable

Après calcul effectué avec le logiciel, nous sommes parvenus à trouver les différents résultats des déplacements dans deux sens mais aussi relatifs inter-étages de la structure pour le cas du système portiques-palées X et le système portiques-palées V en béton armé. Ces différents résultats sont illustrés dans le tableau III-8 et III-9 :

Tableau III-8: Valeurs des déplacements pour le cas de système portiques-palées X

Cas / Etage	dr UX (cm)	dr UY (cm)
Etage 1	0,1	0,1
Etage 2	0,2	0,3
Etage 3	0,3	0,4
Etage 4	0,5	0,6
Etage 5	0,6	0,8

Tableau III-9 : Valeurs des déplacements pour le cas de système portiques-palées V

Cas / Etage	dr UX (cm)	dr UY (cm)
Etage 1	0,1	0
Etage 2	0,2	0,1
Etage 3	0,3	0,2
Etage 4	0,4	0,4
Etage 5	0,5	0,6

L'analyse montre que le système portique-palées V est plus efficace que le système portique-palées X pour le contrôle des déformations latérales sous l'action sismique. Toutefois,

les déplacements observés restent progressifs et cohérents avec le comportement dynamique attendu d'un bâtiment multi-étage.

III.4.2.3 Moment de torsion relatif des étages pour la combinaison défavorable

Les résultats recueillis de l'analyse modale spectrale en termes de moment de torsion relatif des étages pour le système portiques-palées X et pour le système portiques-palées V en béton armé sont illustrés dans le tableau III-10 et III-11 ci-après :

Tableau III-10 : Valeurs des moments de torsion relatif des étages pour la combinaison défavorable

Niveau	Dans la direction des X	Dans la direction des Y
Etage 5	755,39 KNm	797,16 KNm
Etage 4	2766,59 KNm	2889,43 KNm
Etage 3	5615,53 KNm	5802,92 KNm
Etage 2	9383,32 KNm	9611,66 KNm
Etage 1	13399,02 KNm	13649,45 KNm

Tableau III-11 : Valeurs des moments de torsion relatif des étages pour la combinaison défavorable

Niveau	Dans la direction des X	Dans la direction des Y
Etage 5	141,89 KNm	144,41 KNm
Etage 4	1783,94 KNm	1813,71 KNm
Etage 3	4662,24 KNm	4717,97 KNm
Etage 2	8428,12 KNm	8493,73 KNm
Etage 1	12785,89 KNm	12846,93 KNm

III.5 COMPARAISON DES RESULTATS DE LA REPONSE DYNAMIQUE DU BATIMENT PORTIQUES CONTREVENTES PAR DES PALEES TRIANGULEES X ET V EN BETON ARME

III.5.1 Période

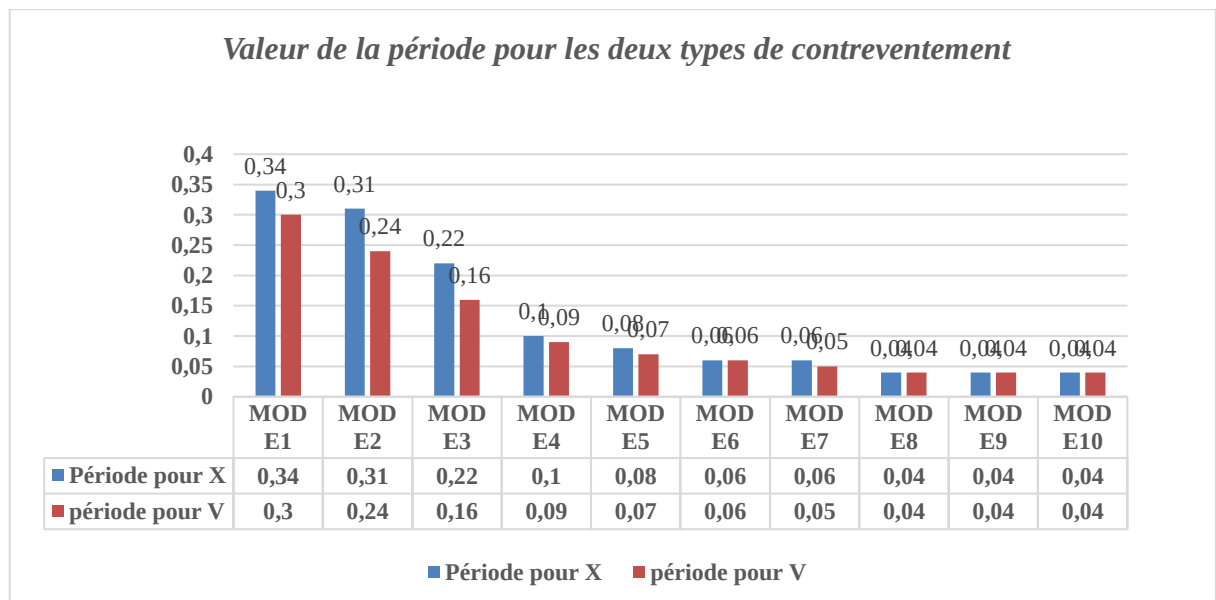
Etant donné que la période est le temps requis pour qu'un système vibre complètement, c'est-à-dire pour accomplir un cycle d'oscillation complet, cette période sera pour les structures plus rigides et plus longue pour les structures plus souple. Elle est obtenue à partir d'un modèle numérique, et elle doit être inférieure à la période empirique (T_{emp}).

Le tableau ci-dessous reprend les valeurs des périodes obtenues dans le calcul modal de la structure en V et en X. Le tableau III-12 présente les différentes valeurs de la période obtenue pour différents systèmes de contreventement.

Tableau III-12 : Valeurs de la période numérique

Période empirique	Période empirique majorée de 30%	Période numérique Pour la structure en X	Période numérique Pour la structure en V
0,26 sec	0,33 sec	0,34 sec	0,30 sec

Le graphique III.1 illustre la répartition de la période pour les types de contreventement



Graphique III-1. Courbe Hauteur-Capacité

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure détermine la stabilité du bâtiment, plus la période numérique de la structure est petite, plus le bâtiment est stable et sûr. Ces valeurs dans le tableau nous montrent la stabilité d'un bâtiment portique contreventés par les palées triangulées V face au système triangulée en X.

III.5.2 Analyse comparative des déplacements entre étages

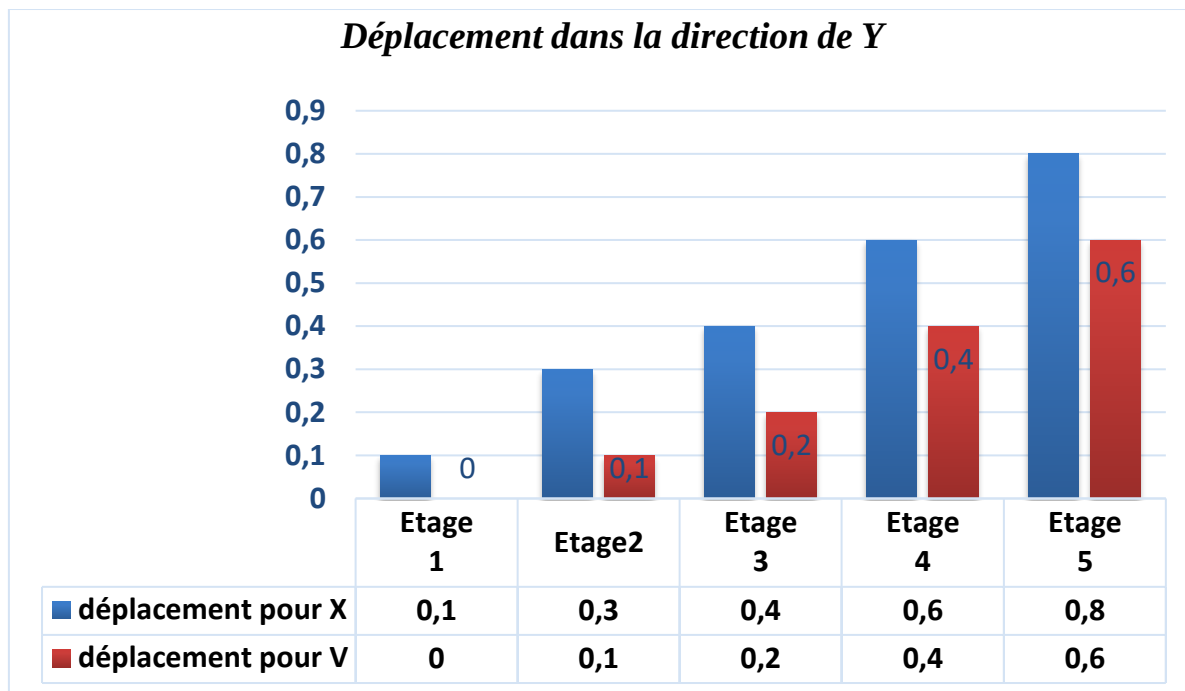
L'analyse des résultats du tableau III-13 met en évidence une variation notable de la rigidité selon le type de dispositif adopté.

Tableau III-13 : Analyse comparative des déplacements entre étages

Cas / Etage	Contreventement en X	Contreventement en V
Etage 1	0,1 cm	0,1 cm
Etage 2	0,3 cm	0,2 cm
Etage 3	0,4 cm	0,3 cm
Etage 4	0,6 cm	0,4 cm
Etage 5	0,8 cm	0,6 cm

On constate que les déplacements horizontaux augmentent proportionnellement avec la hauteur du bâtiment pour les deux variantes. Cependant, le contreventement en X présente les valeurs les plus élevées et atteignant un maximum de 0,8 au sommet. Le passage à un contreventement en V permet de réduire le déplacement au sommet de 25% (soit une diminution de 0,2cm). Cette réduction systématique à chaque étage démontre que la configuration en V offre une meilleure inertie latérale pour cette structure.

Le système de contreventement en V s'avère plus performant pour limiter la déformée globale du bâtiment, garantissant ainsi une meilleure stabilité vis-à-vis des sollicitations horizontales les plus significatives.



Graphique III-2. Déplacement relatif pour la structure pour le cas de contreventement en X et en V

Partant du graphique III-2 on voit clairement que la valeur du déplacement maximal en X est de 0,8m et celle du déplacement maximal en V est de 0,6m.

Tout en rappelant que plus le déplacement maximal du bâtiment est petit, augmente en l'occurrence la rigidité et la stabilité du bâtiment. Par conséquent, sur la base des résultats obtenues, nous pouvons conclure que les palées triangulées V en béton armé stabilisent mieux la structure et assurent une stabilité structurelle signifiante par rapport au cas des palées triangulées X en béton armé.

III.5.3 Effort tranchant (selon contreventement en V et en X)

Dans le cadre de notre étude, nous avons calculé les forces tranchantes de la structure en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis. Nous avons accordé une attention particulière aux valeur de ces forces ressentis à la base de la structure.

Les Valeurs des efforts tranchants sont présentées sur chaque cas des figures III.8 et III.9 ci-après :

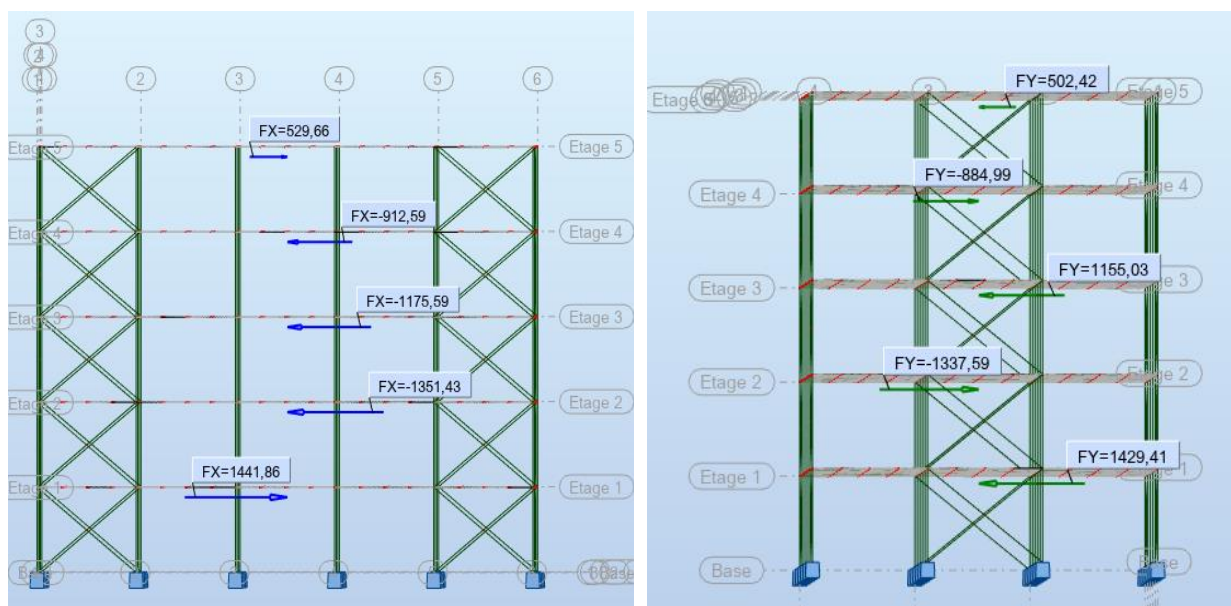


Figure III.8 Efforts tranchants pour le cas du système de contreventement en X

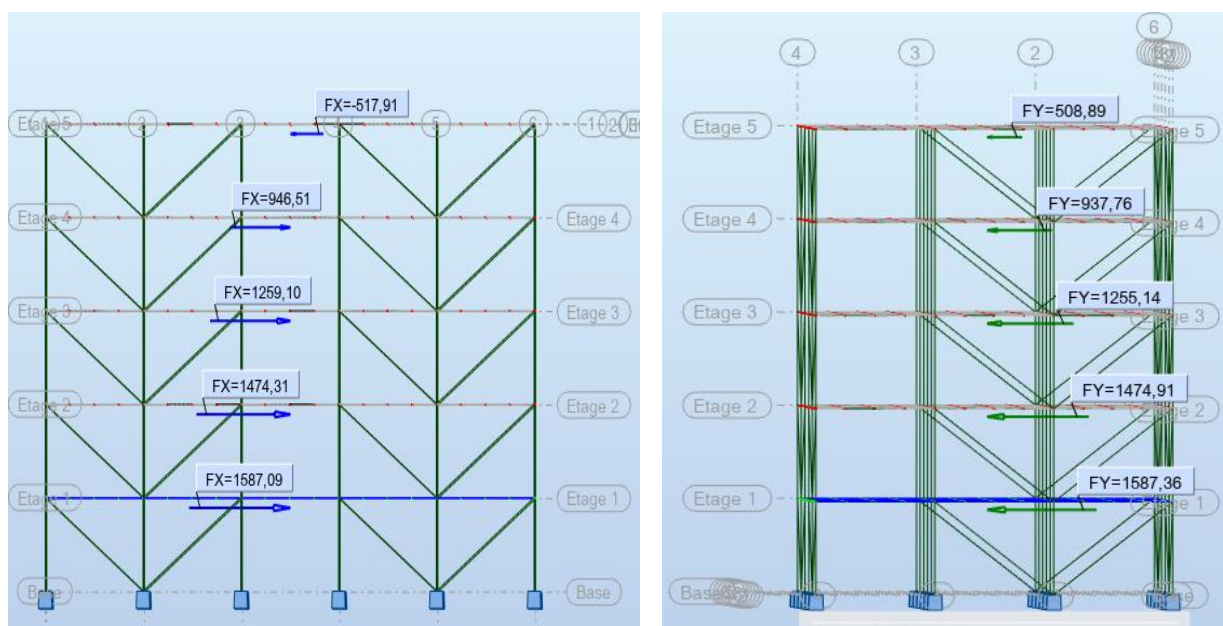


Figure III.9 Efforts tranchants pour le cas du système de contreventement en V

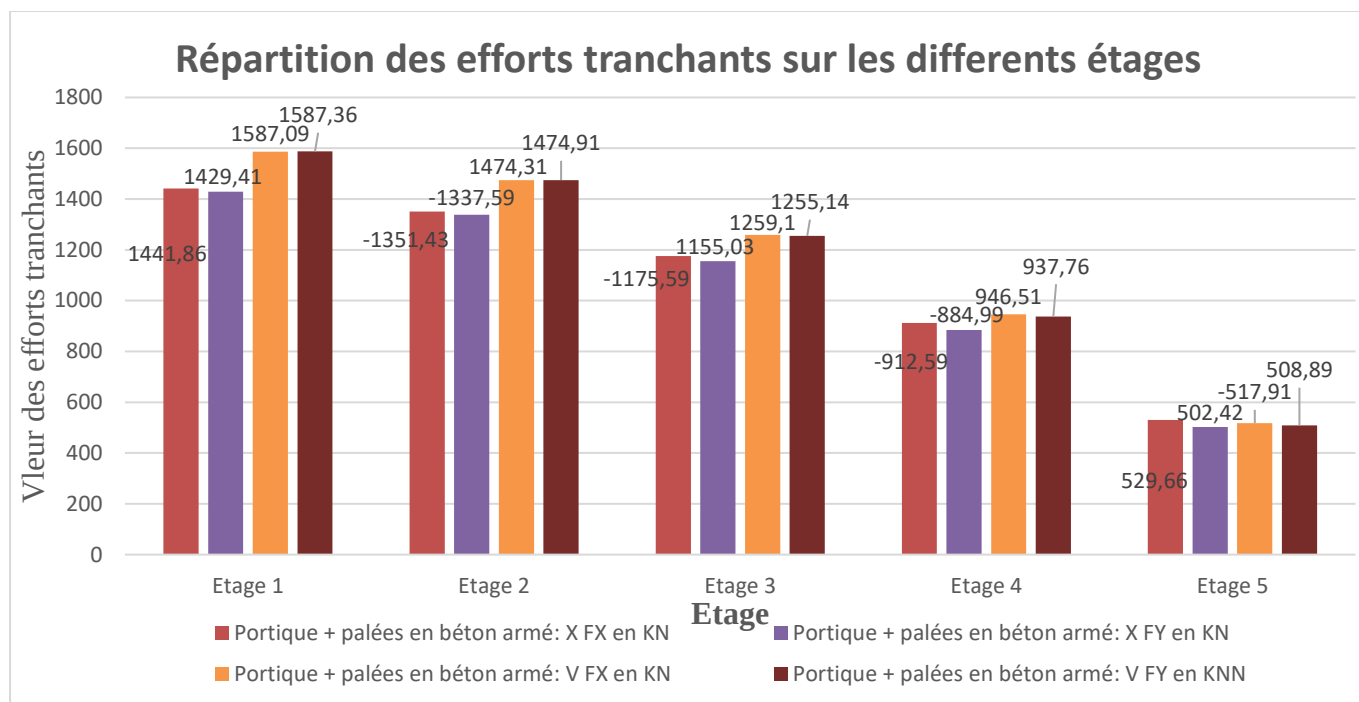
Le tableau III-14 ci-après reprend les valeurs retenues de l'analyse modale spectrale en termes d'effort tranchant :

Tableau III-14 : les valeurs retenues de l'analyse modale spectrale en termes d'effort tranchant

Cas / Etage	Portique + palées en béton armé: X		Portique + palées en béton armé: V	
	FX en KN	FY en KN	FX en KN	FY en KNN
Etage 1	1441,86	1429,41	1587,09	1587,36
Etage 2	-1351,43	-1337,59	1474,31	1474,91
Etage 3	-1175,59	1155,03	1259,1	1255,14
Etage 4	-912,59	-884,99	946,51	937,76
Etage 5	529,66	502,42	-517,91	508,89

L'analyse comparative des efforts tranchants par étage montre que, pour l'ensemble des niveaux, le système portique + palées en béton armé en V génère des efforts tranchants plus élevés que le système en X. Le cas le plus défavorable est observé au niveau de l'étage 1, où l'effort maximal atteint environ 1587,36 KN pour la configuration en V. Cette augmentation des efforts s'explique par la rigidité accrue du système en V, qui attire davantage les forces sismiques. Les signes positifs et négatifs traduisent simplement le changement de sens des sollicitations et n'affectent pas l'évaluation du cas défavorable, réalisée sur la base des valeurs absolues.

Le graphique III.3 ci-après illustre la répartition des efforts tranchants sur chaque étage pour les deux systèmes de contreventement.



Graphique III-3 Répartition des efforts tranchants sur les différents étages pour les deux systèmes de contreventement

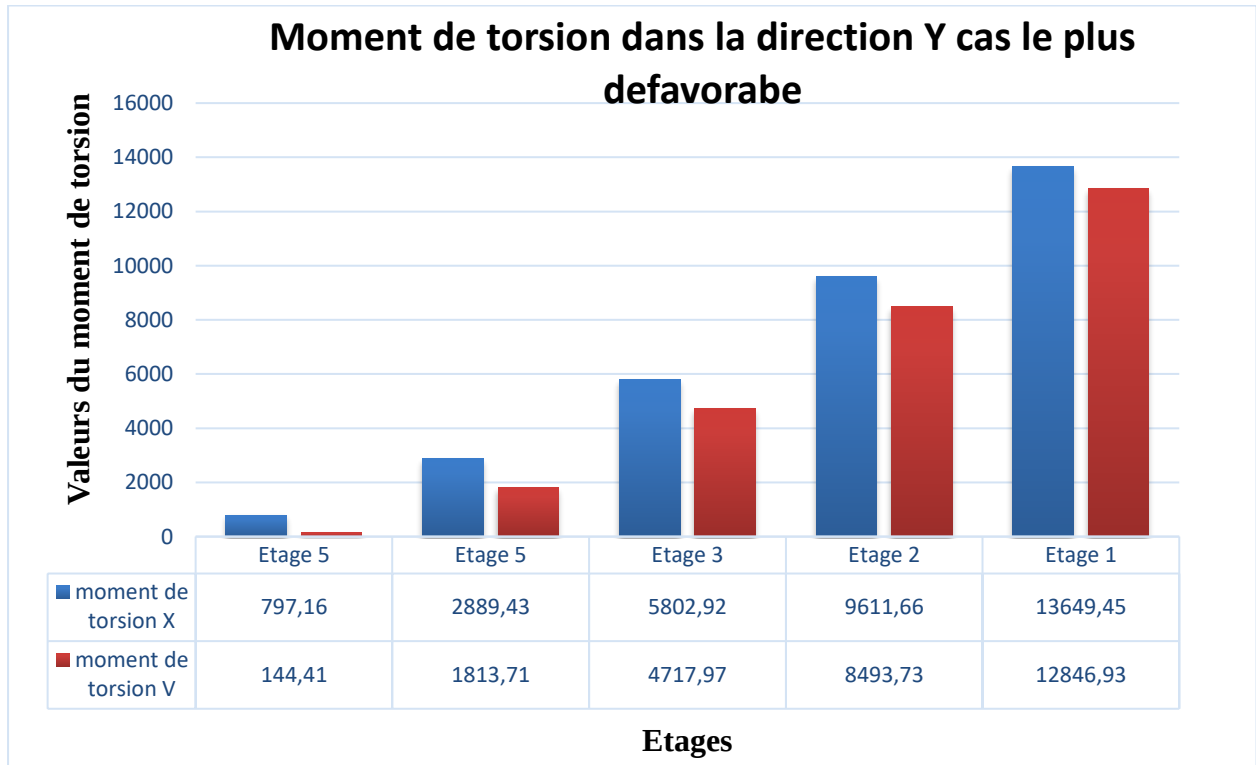
III.5.4 Moment de torsion

Le tableau III-15 ci-dessous reprend les résultats des moments de torsion de la structure suivant le cas le plus défavorable.

Tableau III-15 : Valeurs des moments de torsion obtenus pour différents systèmes de contreventement suivant le cas la plus défavorable

Cas / Etage	Portique + palées en béton armé: X	Portique + palées en béton armé: V
Etage 5	797,16 KNm	144,41 KNm
Etage 4	2889,43 KNm	1813,71 KNm
Etage 3	5802,92 KNm	4717,97 KNm
Etage 2	9611,66 KNm	8493,73 KNm
Etage 1	13649,45 KNm	12846,93 KNm

Nous constatons que les moments de torsion sont globalement plus élevés pour le système avec palées en X, atteignant 13649,45KNm contre 12846,93KNm pour le système en V. Cela veut dire que le contreventement en V offre un meilleur comportement en torsion et améliore encore plus la sécurité globale de la structure ainsi que la défaillance dans les zones de torsion. Le graphique III-4 nous montre les moments de torsion dans la distance de y cas le plus défavorable.



Graphique III-4 Moments de torsion dans la distance de Y cas le plus défavorable

Nous constatons que les moments de torsions sont plus importants pour le système avec palées en X à tous les étages. Cela traduit une grande sensibilité à la torsion de ce système par rapport au système en V, confirmant que le contreventement en V offre une meilleure résistance à la torsion.

III.6 CONCLUSION PARTIELLE

Ce chapitre a mis en évidence les résultats de l'analyse des structures sous l'influence sismique, en comparant les performances des systèmes de contreventement en X et en V.

L'utilisation du logiciel Robot Structural Analysis a permis d'étudier plusieurs paramètres cruciaux, tels que les périodes de vibration, les efforts tranchants et les déplacements relatifs entre les étages.

Les résultats montrent que le système de contreventement en V présente une meilleure inertie latérale, entraînant des déplacements réduits au sommet de la structure par rapport au système en X. Les déplacements observés pour le système en V sont systématiquement plus faibles, illustrant son efficacité à garantir la stabilité structurelle.

Les efforts tranchants à la base indiquent également que le système en V est plus performant face aux sollicitations sismiques, absorbant les forces générées par les tremblements de terre de manière plus efficace. De plus, les moments de torsion relatifs sont significativement inférieurs pour le système en V, ce qui suggère une meilleure résistance à ce type de sollicitation.

Ces résultats soulignent l'importance du choix du type de contreventement dans la conception de structures sismiquement résilientes, surtout dans des zones à risque telles que Goma, et renforcent la nécessité d'intégrer ces considérations dans les pratiques de construction locales pour améliorer la sécurité et la durabilité des bâtiments face aux risques sismiques.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail de fin de cycle avait pour objectif principal de comprendre l'influence du choix des systèmes de contreventement sur la performance parasismique des structures en béton armé. Face à la vulnérabilité croissante de la ville de Goma, située dans une zone à forte activité tectonique et volcanique, nous avons cherché à identifier la solution constructive la plus efficace pour garantir la stabilité latérale des bâtiments.

L'analyse comparative, réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis, entre le contreventement en « X » et le contreventement en « V » a permis d'aboutir aux conclusions suivantes :

- Performance globale : Bien que le système en X offre une rigidité intrinsèque, le contreventement en V s'est révélé supérieur pour le contexte étudié ;
- Période de vibration : Le système en V affiche une période fondamentale plus courte (0,30 s) contre 0,34 s pour le système en X, indiquant une meilleure réponse dynamique ;
- Maîtrise des déplacements : Les déplacements latéraux au sommet ont été réduits de 25 % (soit une diminution de 0,2 cm) avec la configuration en V, assurant une meilleure stabilité globale ;
- Résistance à la torsion : Le système en V a montré une meilleure stabilité face aux moments de torsion, avec des valeurs réduites à 12 846,93 kNm contre 13 649,45 kNm pour le système en X.

La fiabilité de ces résultats repose sur une méthodologie rigoureuse s'appuyant sur des règlements de calcul reconnus internationalement, notamment le RPA 2003 pour l'analyse parasismique et le BAEL 99 pour le dimensionnement du béton armé. La modélisation par la méthode des éléments finis via un logiciel professionnel garantit la précision des efforts internes et des comportements dynamiques observés.

En somme, l'étude démontre que l'intégration systématique de dispositifs de contreventement, particulièrement la configuration en V, constitue une réponse technique viable et performante pour limiter les risques d'effondrement à Goma. Ce travail valide l'hypothèse selon laquelle un choix judicieux de contreventement améliore significativement la dissipation d'énergie sismique et la résilience des infrastructures urbaines.

Bien que cette recherche apporte des réponses concrètes, elle ouvre de nouvelles pistes de réflexion :

- Extension de l'étude : Analyser l'influence de ces systèmes sur d'autres types de structures, comme les charpentes métalliques ou les structures mixtes ;
- Prise en compte du sol : Approfondir l'évaluation en intégrant les variations spécifiques de la nature du sol de Goma ;
- Technologies avancées : Explorer l'apport des isolateurs sismiques ou des amortisseurs pour des bâtiments de grande hauteur.

Enfin, nous recommandons aux autorités locales et aux ingénieurs de rendre obligatoire l'usage de ces calculs parasismiques pour tout projet de construction dépassant deux niveaux afin de préserver les vies humaines dans cette région instable.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] B. Hirsch, Le Rift est-africain : une singularité plurielle, Paris : IRD Editions, 2009.
- [2] G. Ganza, Analyse sismotectonique de quelques failles potentiellement actives du côté occidental du rift du Kivu, Bukavu: Univ. Officielle de Bukavu, 2017.
- [3] USGS (2021). Earthquake Hazards Program. United States Geological Survey. Disponible sur : <https://earthquake.usgs.gov>..
- [4] EMSC (2021). Seismic Alerts and Earthquake Catalog. European-Mediterranean Seismological Centre. Disponible sur : <https://www.emsc-csem.org>..
- [5] . Mpore Mugwiza, P. (2020-2021). Étude sur l'influence du contreventement en voile en béton armé sur une structure R+4 en zone sismique : Application à un supermarché à Goma. Mémoire de licence, Université Libre des Pays des Grands Lacs (ULPGL), Goma..
- [6] Zergua, A., Himeur, M., Abderrezak, F., & Bounemour, N. (2014). Influence du type de contreventement sur la réponse sismique d'une structure en béton armé. Sciences & Technologie. B, Sciences de l'ingénieur, (9), 9–17.
- [7] A. M. RAPHAEL, Etude de l'influence des actions dynamiques du séisme sur les fondations en fonction de leurs hauteurs : Cas de la ville de Bukavu, GOMA: ULPGL, 2020-2021.
- [8] K. S. EMMANUEL, Impact de la disposition des voiles sur les performances sismiques des structures : cas d'un bâtiment R+6 dans la ville de Goma, Goma: ULPGL, 2022-2023.
- [9] O. KAVUGHO, Etude comparative des planchers à dalle pleine et à corps creux en béton armé face aux effets sismiques : cas de la ville de Goma, Goma: ULPGL, 2020-2021.
- [10] G. T. K. B. ., F. K. e. D. d. SILVANOS BONDOFIAMA, Atténuation sismique des ondes coda dans la région volcanique de Virunga, branche occidentale du système de rift est-africain , Resultat préliminaire, Geo-Eco-top, 2017.

- [11] M. Justin, Etude comparative des CONTREVENTEMENTS pour les constructions en béton armé préfabriquées et béton armé coulé sur place: cas d'un immeuble r+4 servant de marche à Bukavu, ULPGL, 2020-2021.
- [12] A. N. NAOUAR HAWA, Influence du type de contreventement sur le comportement d'une structure en B.A : Etude et Modelisation, ALGERIE, 2022-2023.
- [13] P. N. B. I. B. e. J. Y. W. NAPOLEON AMANI KAGADJU, Impact des charges incontrôlées sur les qualités péri-urbains de la ville de Goma(Est R.D.C) : Cas du quartier mugunga, 2023.
- [14] M. V. A. M. C. S. A. B. E. K. N. M. M. S. J. K. M.M KASEREKA, Les risques liés aux mazuku dans la region de Gaoma, R.D.C Rift Est Africain, 2017-2018.
- [15] M. Ali et D. Ismail, Etude d'un Bâtiment (R+5) En Zone Sismique IIa (W.Mila) a usage d'habitation «Portique Contreventé par Des Voiles», Université Kasdi Merbah Ouargla, 2020 / 2021.
- [16] F. CHAHINEZ et B. SIHAME, CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT PARASISMIQUE BASEE SUR LA METHODE DE DEPLACEMENT, Université d'Ain-Temouchent- Belhadj Bouchaib, 2023.
- [17] B. IMANE et B. LATIFA, Dimensionnement et étude sismique d'un bâtiment (R+5) en Béton armé, Centre Universitaire AbdelhafidBoussouf -Mila, 2019-2020.
- [18] T. THILELI, Etude comparative de la performance sismique entre plusieurs systeme de contreventement d'une structure en B.A, 2019.
- [19] A. A. BENAMEUR NASSIM, Etude d' un batiment (R+7) à usage d'habitation situé en zone sismique contreventé par un systeme mixte (voiles-portiques), 2021-2022.
- [20] K. M. Elie, CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE OSSATURE EN BÉTON ARMÉ : CAS DU MARCHÉ DE SAKE, ULPGL, 2022-2023.
- [21] RPA99V2003, Reglement Parasismique Algerienne 99 Version 2003.
- [22] A. O. HAMZA BELMEDI, Etude d'un batiment à usage d'habitataion(R+5) contreventement mixte (voile-portiques en zone sismique moyenne (IIa), 2021-2022.
- [23] B. S. BENDAHRMANE IMANE, Evaluation de la performance sismique des systemes structurels d'un tour en forme complexe, 2019.

- [24] Union Européenne. (2005). NF EN 1990 : Eurocodes - Bases de calcul des structures. AFNOR..
- [25] JUnit.org. [En ligne]. Available: <http://www.junit.org>. [Accès le 2 Janvier 2019].
- [26] K. AMAR, Evaluation de la performance sismique des structures en B.A en tenant compte de la novicité du signal sismique.
- [27]

ANNEXE

1. Ferrailage des éléments structuraux

1.1 Le ferrailage de la dalle

La dalle d'épaisseur de 15 cm, a été armée d'un quadrillage des barres les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau ci-dessous sachant qu'au préalable, nous avons vérifiés que les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :

Tableau 0-1 : Valeurs des paramètres de calcul de section des armatures à l'ELU

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Ferrailage réelle (cm ² /m	5,03	5,03	5,03	5,03
Ferrailage théorique modifié (cm ² /m):	4,52	4,52	4,52	4,52
Ferrailage théorique primaire (cm ² /m):	4,52	4,52	4,52	4,52
M _{xx} (kN*m/m)	-5,73	-4,02	-4,02	-4,02
M _{yy} (kN*m/m)	-4,91	-3,74	-3,74	-3,74
M _{xy} (kN*m/m)	0,29	1,54	1,54	1,54
N _{xx} (kN/m)	-42,46	-23,8	-23,8	-23,8
N _{yy} (kN/m)	15,02	13,74	13,74	13,74
N _{xy} (kN/m)	20,98	22,42	22,42	22,42

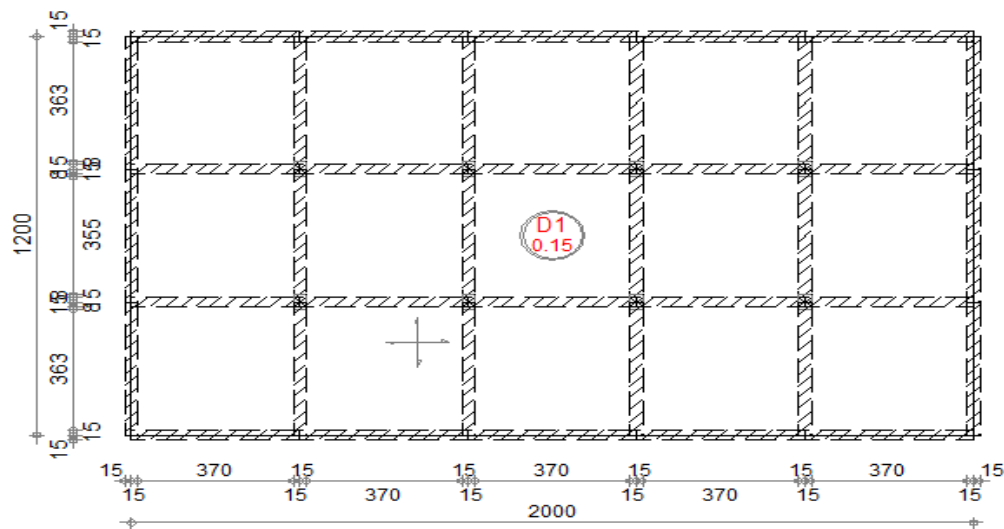


Figure 0.1 : Plan de coffrage de la dalle

a. Ferrailages du poteau

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ROBOT qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 0-2 : Valeurs de calcul de section des armatures dans le poteau à l'ELU

Cas	γ_f	N(kN)	section minimale (cm ²)	inertie	DESIGNATION			
ELU	1	1344,43	16,08	3,74	barres principales	armature transversale		
ELS	1	958,49			8HA16	Cadre	Epingle	
						14HA8	28HA8	

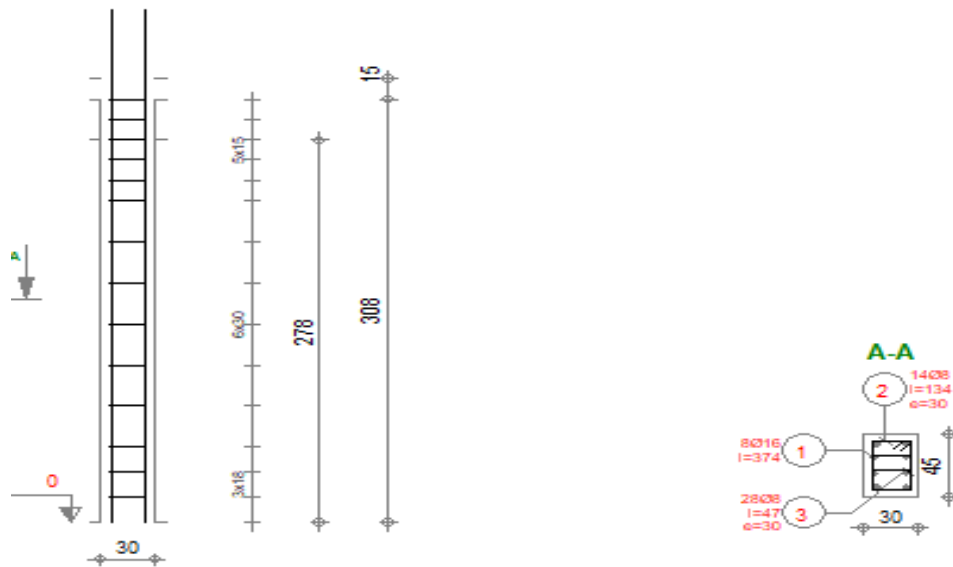


Figure 0.2 : plan de ferrailage du poteau

b . Ferrailage de la poutre principale

Les résultats obtenus dans le calcul de la poutre sont extraites du logiciel ROBOT qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent le tableau ci-dessous reprend le résumé :

Tableau 0-3 : Valeurs de calcul de section des armatures dans la poutre à l'ELU

Mt max.	Diamètre moyen (mm)	Densité (kG/m3)	inertie	DESIGNATION		
(kN*m)	9,5	61,60	3,48	Aciers inférieurs	Aciers de montage	Chapeaux
13,41				3HA14	2HA8	3HA14

