

Table des Matières

Dédicaces	ii
Dédicaces	iii
Remerciements	iv
Table des Matières	v
ملخص	x
Résumé	x
Abstract	x
Liste des Tableaux	xi
Liste des Figures	xiv
Introduction générale.....	1
Chapitre 1 : Notions générales sur la conception parasismique.....	4
1.1 Introduction :.....	4
1.2 Présentation des codes parasismique :.....	4
1.2.1 Règles parasismique algérien :.....	4
1.2.2 Eurocode 8 :.....	4
1.3 Conceptions parasismique :.....	5
1.3.1 La simplicité de la structure :.....	5
1.3.1.1 Simplicité du plan:.....	5
1.3.1.2 Simplicité des formes en élévation :.....	7
1.3.2 Contreventement :.....	8
1.3.2.1 Contreventement verticale :.....	8
1.3.2.2 Diaphragme :.....	9
1.4 Conclusion :.....	10
Chapitre 2 : Présentation De L'ouvrage.....	12
2.1 Introduction.....	12
2.2 Présentation générale de l'ouvrage	12
2.3 Caractéristiques géométriques de la structure.....	12
2.4 Ossature et système constructif adopté	13

2.4.1	Ossature	13
2.4.2	Planchers	13
2.4.3	Maçonnerie	13
2.4.4	Revêtement	13
2.4.5	Isolation	13
2.4.6	Escalier.....	14
2.4.7	Acrotère.....	14
2.5	Caractéristiques géotechniques du sol	14
2.6	Caractéristique des matériaux	14
2.6.1	Le béton.....	14
2.6.1.1	Résistance caractéristique à la compression	14
2.6.1.2	Résistance caractéristique à la traction	14
2.6.1.3	Contraintes	15
2.6.1.4	Déformations longitudinales du béton	16
2.6.1.5	Module de déformation transversale du béton.....	16
2.6.2	Les Aciers	16
2.6.2.1	Module d'élasticité longitudinale de l'acier :	17
2.6.2.2	Contraintes limites :	17
2.7	Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisés	18
2.8	Evaluation des charges et surcharges	19
2.8.1	Mur extérieur.	20
2.8.2	Mur intérieur de 10 cm	20
2.9	Pré dimensionnement des éléments non structuraux.....	21
2.9.1	PLANCHER.....	21
2.9.2	Les poutrelles	22
2.9.3	L'acrotère.....	22
2.10	Pré dimensionnements des éléments structuraux	23
2.10.1	Les poutres	23
2.10.1.1	Poutres Principales.....	23
2.10.1.2	Poutres secondaires (Chainages)	24
2.10.2	Les poteaux.....	24
2.10.3	Les voiles.....	27
2.11	Etude des éléments secondaires.....	28
2.11.1	Etude des planchers	28
2.11.1.1	Les poutrelles	28

2.11.2	Etude d'escaliers.....	32
2.11.2.1	Pré dimensionnement des escaliers	33
2.11.2.2	Charges et surcharges supportées par l'escalier.....	34
2.12	Conclusion	34
Chapitre 3 : Comparaison des spectres de réponse établis par RPA et Eurocode 8		36
.....		36
3.1	Introduction.....	36
3.2	Classifications des sites	36
3.3	Coefficient d'accélération de zone.....	38
3.3.1	Classification des ouvrages selon leur importance	38
3.3.2	Classification des zones sismiques	40
3.3.3	Coefficient d'accélération	41
3.3.3.1	Selon le RPA.....	41
3.3.3.2	Selon l'EC8.....	41
3.4	Classification des ouvrages selon leur configuration	42
3.4.1	Les critères de Régularité selon le RPA	43
3.4.2	Les critères de Régularité selon l'EC 8.....	43
3.4.3	Comparaison des critères.....	45
3.5	La ductilité	45
3.6	Coefficient de comportement de la structure.....	46
3.6.1	Coefficient de comportement selon le RPA	47
3.6.2	Coefficient de comportement selon l'EC8.....	47
3.6.3	Comparaison entre les coefficients de comportement des deux règlements	49
3.7	Spectre de réponse.....	49
3.7.1	Spectre de réponse selon le RPA2003.....	49
3.7.2	Le spectre de réponse selon l'Eurocode8.....	51
3.7.2.1	Spectre de réponse élastique horizontal	51
3.7.2.2	Spectre de réponse élastique vertical	53
3.7.2.3	Spectre de calcul pour l'analyse élastique	54
3.8	Comparaison des spectres de réponse du RPA et l'EC8 pour le cas étudié	55
3.8.1	Classification des sites	55
3.8.2	Coefficient d'accélération de zone	55
3.8.3	Classification des ouvrages selon leur configuration	55
3.8.3.1	Vérification des critères de régularité selon le RPA	57
3.8.3.2	Vérification des critères de régularité selon l'EC8	58

3.8.4	Détermination de la ductilité selon l'EC8	60
3.8.5	Détermination du coefficient de comportement.....	60
3.8.6	Détermination du coefficient d'amortissement :.....	60
3.8.7	Paramètres du site	61
3.8.8	Le type de spectre pour l'EC8.....	61
3.8.9	Composante verticale pour l'EC8	61
3.8.10	Comparaison des spectres correspondants au cas du bâtiment étudié	61
3.9	Conclusion	65
Chapitre 4 : Etude dynamique comparative.....		68
4.1	Introduction.....	68
4.2	Comparaison des règles sismiques.....	68
4.2.1	Les combinaisons sismiques.....	68
4.2.1.1	Combinaisons selon le RPA	68
4.2.1.2	Combinaisons selon l'Eurocode 8.....	68
4.2.2	La combinaison des masses sismiques.....	69
4.2.2.1	La masse sismique selon le RPA	69
4.2.2.2	La masse sismique selon l'Eurocode 8	70
4.2.3	Analyse modale de la structure.....	71
4.2.3.1	Estimation empirique de la période fondamentale	71
4.2.3.2	Comparaison des périodes.....	72
4.2.4	Vérification de l'analyse modale	73
4.2.5	Méthodes de calcul sismique	74
4.2.5.1	Méthodes dynamiques selon le RPA.....	74
a.	Conditions d'application de la méthode statique équivalente :	74
b.	Condition d'application des Méthodes dynamiques :.....	74
4.2.5.2	Méthodes dynamique selon l'EC8 :.....	75
4.2.5.3	Comparaison les actions sismique :	75
4.2.6	Justification de la sécurité :.....	76
4.2.7	Vérification spécifiques	78
4.3	Analyse dynamique du bâtiment par le RPA et l'Eurocode 8.....	79
4.3.1	Les combinaisons sismiques.....	79
4.3.2	La combinaison des masses sismiques.....	79
4.3.3	Analyse modale du bâtiment	80
4.3.3.1	Estimation empirique de la période fondamentale	81
4.3.3.2	Vérification d'analyse modale.....	82

➤ Comparaison d'analyse modale	84
4.4 Méthodes de calcul sismique	84
4.4.1 La force sismique selon le RPA	84
4.4.1.1 Choix de la méthode de calcul	84
Calcul de <i>Vstatique</i> :	84
Calcul de <i>Vdynamique</i>	87
4.4.2 La force sismique selon l'EC8	91
4.4.2.1 Choix des méthodes de calcul en fonction des régularités.....	91
4.4.2.2 Calcule de la force sismique	91
4.4.3 Comparaison des forces sismiques	93
4.4.4 Justification de la sécurité :	93
4.4.4.1 Vérification selon RPA :	93
4.4.4.2 Vérification selon EC8 :	96
4.5 Ferrailages des poteaux :	98
4.5.1 Ferrailages des poteaux selon RPA :	98
4.5.2 Ferrailages des poteaux selon EC8 :	99
4.6 Conclusion :	102
<i>Conclusion générale</i>	103
Bibliographie	105
Annexes	106

ملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة ديناميكية مقارنة لمنشأة من الخرسانة المسلحة بين المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل الجزائري والمعيار الأوروبي أورو كود 8 على حسب المعلمات الزلزالية، الدراسات الديناميكية ، طيف الاستجابة ، التحليل الزلزالي وتأكيد الأمن . هذه المدكرة تسمح بإجراء مقارنة لمختلف التوجهات للمستندين بصفة عامة وكذلك على الاستجابات الديناميكية للبنية من خلال هذه الدراسة يمكن استنتاج أن أهداف المستندين متشابهة بشكل عام ولكن هناك اختلافات ومتلاقيات بين المستندين في تعليمات حسابية مختلفة.

الكلمات المفتاحية : الدراسات الديناميكية - طيف الاستجابة - مقارنة - نظام مقاومة الزلازل 2003 - معيار الأوروبي أورو كود 8

Résumé

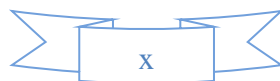
Ce projet concerne une étude dynamique comparative d'un bâtiment en béton armé entre les règles parasismiques algériennes (RPA99/v2003) et la norme européenne l'Eurocode8 (EC8) selon les paramètres sismiques, spectre de réponse, l'étude dynamique, l'analyse sismique et la justification de la sécurité. Ce mémoire a permis d'établir une comparaison sur les différentes directives des deux codes d'une manière générale ainsi que sur les réponses dynamiques du cas de bâtiment traité. A travers cette étude on peut conclure que les objectifs des deux codes sont similaires en général mais ils existent des divergences et des convergences entre les deux codes dans différentes instructions de calcul.

Mots clés: Etude dynamique - Spectre de réponse - Comparaison - RPA99/version 2003 - Eurocode 8.

Abstract

This project concerns a comparative dynamic study of a reinforced concrete building between the Algerian seismic rules (RPA99 / v2003) and the European standard Eurocode8 (EC8) according to the seismic parameters, response spectrum, dynamic study, the seismic analysis and justification of safety. This brief allowed for a comparison of the different directives of the two codes in general and the dynamic responses of the treated building case. Through this study it can be concluded that the objectives of the two codes are similar in general, but there are divergences and convergences between the two codes in different calculation instructions

Key words: Dynamic study - Spectrum of response - Comparaison - RPA99 / version 2003 - Eurocode 8.



Liste des Tableaux

Tableau 2-1: Les Dimensions en élévation.	12
Tableau 2-2 : caractéristique de béton.....	18
Tableau 2-3: caractéristique de l'acier.....	18
Tableau 2-4: Charges et surcharges de la terrasse accessible	19
Tableau 2-5: Charges et surcharges de la terrasse inaccessible.	19
Tableau 2-6: Charges et surchargé' étage courant.	20
Tableau 2-7 : la descente des charges du mur extérieur.....	20
Tableau 2-8 : la descente des charges de mur intérieur.....	21
Tableau 2-9: Vérifications au flambement des poteaux.....	26
Tableau 2-10: Récapitulation du pré dimensionnement des poteaux et poutres.	27
Tableau 2-11: Scéma statique de types des poutrelles pour RDC ,1ere, 2eme, 3eme étage... ..	29
Tableau 2-12: Scéma statique de types des poutrelles pour 4eme étage.....	30
Tableau 2-13: Scéma statique de Types des poutrelles pour terrasse accessible.	30
Tableau 2-14: Scéma statique de types des poutrelles pour terrasse inaccessible.	31
Tableau 2-15: Charges et surcharge des poutrelles.....	31
Tableau 2-16: Dimensionnement des deux types d'escaliers.....	33
Tableau 2-17: Charges et surcharge de palier.	34
Tableau 2-18: Charges et surcharge de la paillasse.....	34
Tableau 3-1: Classification des sites selon RPA et EC8.....	37
Tableau 3-2: Classification des ouvrages selon le RPA.....	39
Tableau 3-3: Classification des ouvrages selon l'EC8.....	39
Tableau 3-4: Comparaison la classification des zones sismiques entre RPA et EC8.	40
Tableau 3-5: Coefficient d'accélération de zone A selon le RPA.....	41
Tableau 3-6: Le coefficient d'importance γ_I	41
Tableau 3-7: coefficient d'accélération au niveau de rocher agr (cas de France).....	41
Tableau 3-8: Coefficient d'accélération de zone ag selon EC8 (cas de France).	42
Tableau 3-9: Critères de régularité selon RPA.....	43
Tableau 3-10: Critères de régularité selon Eurocode8.	44
Tableau 3-11: Comparaison des critères du RPA et de l'EC8.	45
Tableau 3-12: La classification de ductilité selon EC8.....	46
Tableau 3-13: Valeurs du coefficient de comportement R.	47
Tableau 3-14: Valeurs de base du coefficient de comportement q0	47

Tableau 3-15 : Valeurs de rapporte $\alpha\alpha_1$	48
Tableau 3-16: Valeurs de rapporte $\alpha\alpha_1$	48
Tableau 3-17: Valeurs de ξ (%).....	50
Tableau 3-18: Valeurs de T1 et T2	50
Tableau 3-19: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique selon EC8.	52
Tableau 3-20: Valeurs recommandées des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical.	53
Tableau 3-21: Vérification de l'excentricité RPA.....	57
Tableau 3-22: Vérification de l'excentricité EC8.	59
Tableau 3-23: Vérification de rayon de torsion EC8.	59
Tableau 3-24: Les paramètres de spectre selon RPA.....	61
Tableau 3-25: les paramètres de spectre selon EC8.....	62
Tableau 3-26: Pourcentages d'accélération entre les spectres linéaires.	63
Tableau 3-27: Pourcentages d'accélération entre les spectres linéaires.	64
Tableau 4-1: Comparaison des combinaisons sismiques.	69
Tableau 4-2: Valeurs du coefficient de pondération β	70
Tableau 4-3: Les valeurs des coefficients ψ_2 et φ	70
Tableau 4-4: Valeurs du coefficient CT	71
Tableau 4-5: Comparaison des périodes.	73
Tableau 4-6: Comparaison des conditions d'analyse modale.	73
Tableau 4-7: Comparaison les actions sismiques.....	75
Tableau 4-8 : Définitions des symboles des actions sismiques.....	76
Tableau 4-9: Justification de la sécurité.....	77
Tableau 4-10: Vérification de l'effort normal réduit.	78
Tableau 4-11: Pourcentage des armatures du poteau.	78
Tableau 4-12: Pourcentage des armatures de la poutre.....	78
Tableau 4-13: Combinaison sismique de bâtiment.	79
Tableau 4-14: Les masses sismique selon RPA et EC8.	80
Tableau 4-15: Participation massique modale selon le RPA.	82
Tableau 4-16: Participation massique modale selon EC8.....	83
Tableau 4-17: Choix de période.	85
Tableau 4-18: Les valeurs des pénalités.....	87
Tableau 4-19: Les paramètres sismique de RPA.	87
Tableau 4-20: Effort tranchant à la base par la méthode spectrale avec R=5.	88

Tableau 4-21 : Effort tranchant à la base par la méthode spectrale avec $R=4$.	89
Tableau 4-22: La distribution de l'effort tranchant –RPA.	90
Tableau 4-23: Les paramètres sismique de RPA.	90
Tableau 4-24: Effort tranchant à la base par les méthodes spectrale et statique.	90
Tableau 4-25: Choix des méthodes de calcul de l'EC8.	91
Tableau 4-26: Les paramètres sismique d'EC8.	91
Tableau 4-27: Effort tranchant à la base selon EC8.	92
Tableau 4-28: La distribution de l'effort tranchant –EC8.	92
Tableau 4-29: Comparaison l'effort tranchant à la base.	93
Tableau 4-30: Vérification de la déformation selon le RPA.	94
Tableau 4-31 : Vérification de l'effet P-Delta selon le RPA suivant x.	94
Tableau 4-32 : Vérification de l'effet P-Delta suivant y.	95
Tableau 4-33: Vérifications de l'effort normal réduit selon le RPA.	95
Tableau 4-34: Vérification de la déformation selon L'EC8.	96
Tableau 4-35: Vérification de l'effet P-Delta selon L'EC8suivant x.	96
Tableau 4-36: Vérification de l'effet P-Delta selon L'EC8suivant y.	97
Tableau 4-37: Vérifications de l'effort normal réduit selon l'EC8.	97
Tableau 4-38: Efforts normal et moment fléchissant selon le RPA.	98
Tableau 4-39: Armatures adoptés sous la sollicitation N ,M.selon le RPA.	99
Tableau 4-40 : Armatures adoptés pour les poteaux selon le RPA.	99
Tableau 4-41: Efforts normal et moment fléchissant selon L'EC8.	99
Tableau 4-42 : Armatures adoptés sous la sollicitation N ,M.selon L'EC8.	100
Tableau 4-43: Armatures adoptés pour les poteaux selon l'EC8.	100
Tableau 4-44: Disosition des armature des poteaux selon L'EC8 et le RPA.	101

Liste des Figures

Figure 1-1: Oscillations différentielles dommages dans les angles rentrants.	6
Figure 1-2 : Formes favorable en plan.	6
Figure 1-3: Fractionner les bâtiments par de joint sismique.	6
Figure 1-4: Oscillations différentielles dommages dans les angles rentrants dans le plan vertical.....	7
Figure 1-5: Fractionnement des bâtiments avec retraits.....	7
Figure 1-6: Solutions favorables sur L'inconvénient des retraits.	7
Figure 1-7: A gauche : régularité en élévation. A droite : niveau rez de chaussée flexible ou mou.	8
Figure 1-8: Stabilisation d'une file de poteaux.....	8
Figure 1-9: Exemple de disposition de contreventement pour limiter effet de la torsion.....	9
Figure 1-10: Transmission des charges sismiques horizontales par les diaphragmes sur les voiles.	9
Figure 1-11: Effet raidisseur des diaphragmes.....	10
Figure 2-1: Les Dimensions en plan.	12
Figure 2-2: Diagramme contraintes- déformations du béton à ELU.....	15
Figure 2-3: Diagramme contraintes-déformations du béton à ELS.	16
Figure 2-4: Diagramme contraintes-déformations de l'acier.....	18
Figure 2-5: coupe verticale du mur extérieur.	20
Figure 2-6: coupe verticale du mur intérieur.....	21
Figure 2-7: Plancher à corps creux.....	21
Figure 2-8: coupe transversal des poutrelles.	22
Figure 2-9: Dimensions d'une poutrelle.....	22
Figure 2-10: Dimension de l'acrotère.	23
Figure 2-11: Dimensionnements Des Poutres.....	24
Figure 2-12: Section supporté par le poteau le plus sollicité.	25
Figure 2-13: Coupe du voile.....	27
Figure 2-14: Types des poutrelles pour RDC ,1 ^{ere} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage.	28
Figure 2-15: Types des poutrelles pour 4 ^{eme} étage.....	29
Figure 2-16 : Types des poutrelles pour 5eme étage.....	30
Figure 2-17: Types des poutrelles pour terrasse inaccessible.	31
Figure 2-18: schéma d'un escalier.	32
Figure 3-1: Les différents effets de site.....	36

Figure 3-2: Effet de site dans la vallée de Tagliamento (Italie) : l'amplitude et la durée. des sismogrammes sont plus élevés dans les sédiments que sur le rocher.....	37
Figure 3-3: Les cartes des zones sismique de l'Algérie et de la France	40
Figure 3-4: capacité d'un matériau à se déformer plastique.....	45
Figure 3-5: Spectres de réponse élastique pour les sols des classes S_1 à S_4 selon RPA	51
Figure 3-6: Forme du spectre de réponse élastique EC8.....	52
Figure 3-7: Spectres de réponse élastique pour les classes de sols.	53
Figure 3-8: Régularité en plan.....	56
Figure 3-9: Régularité en élévation.....	56
Figure 3-10: Spectre générale RPA (R=1) avec le spectre de calcule RPA (R=4).....	62
Figure 3-11: Spectre de réponse élastique EC8 avec le spectre de calcule EC8 (q=2,64).....	62
Figure 3-12 : Spectre général RPA (R=1) avec le spectre élastique EC8.....	63
Figure 3-13: Spectre général RPA (R=1 ; Q=1) avec le spectre élastique EC8.....	64
Figure 3-14: Spectre de calcule RPA (R=4) avec le spectre de calcule EC8 (q=2,64).....	65
Figure 4-1 :Modèle en 3D de la structure.	80
Figure 4-2: Disposition des voiles.....	82
Figure 4-3: Spectre de calcule de RPA avec R=5.	87
Figure 4-4: Spectres de calcule de RPA (R=5 et R=4).	89
Figure 4-5: Spectre de calcule EC8.....	92
Figure 4-6: Comparaison des accélérations des deux premiers modes.....	93

Introduction générale

Le génie parasismique est à la jonction d'un grand nombre de sciences: sismologie, géodynamique, dynamique des structures, comportement dynamique non linéaire des matériaux, simulations numériques, simulations expérimentales, analyse de risques, etc. On peut aisément se laisser entraîner dans chacune de ces disciplines et en apprécier les phénomènes complexes.

La réglementation présentée concerne les bâtiments à risque normal, pour lesquels les conséquences d'un séisme sont limitées à la structure même du bâtiment et à ses occupants.

L'objectif principal de la réglementation parasismique est la sauvegarde d'un maximum de vies humaines pour une secousse dont le niveau d'agression est fixé pour chaque zone de sismicité. La construction peut alors subir des dommages irréparables, mais elle ne doit pas s'effondrer sur ses occupants. En cas de secousse plus modérée, l'application des dispositions définies dans les règles parasismiques doit aussi permettre de limiter les destructions et, ainsi, les pertes économiques.

L'objectif de ce mémoire c'est l'étude comparative de la conception et du dimensionnement parasismique d'un bâtiment R+6 selon le règlement algérien RPA2003 et l'Eurocode 8 Partie 1 (Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments).

Ce mémoire tentera de mettre en évidence les paramètres sismiques et les spectres de réponse de chaque code ainsi que les divergences et convergences rencontrées dans l'étude.

Nous avons pris un bâtiment précédemment étudié, Ce bâtiment est dimensionné selon le code de calcul de béton armé aux états limites (BAEL 91).

Ce mémoire est structuré comme suit :

-Introduction générale.

-Le chapitre I : est consacré à l'étude bibliographique sur les principes de conception parasismique des bâtiments en termes de la forme de structure et le système de contreventement.

Chapitre 1 : Notions générales sur la conception parasismique.

-Le chapitre II: contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux plus nous avons fait un pré dimensionnement et descente de charge des éléments structuraux.

-Le chapitre III : nous avons fait une comparaison des paramètres sismique et les spectres de réponse établis par RPA et Eurocode 8.

-Le chapitre IV : nous avons fait une comparaison d'étude dynamique selon les deux codes.

-Nous terminons notre travail par une conclusion générale qui regroupe l'ensemble des remarques et des résultats

*Les logiciels utilisés dans ce mémoire sont :

Rapport-gratuit.com 
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

MATLAB : Nous avons créé trois programmes des spectres de réponses (Spectre de calcul RPA, Spectre de réponse élastique horizontal et le spectre de calcul pour l'analyse élastique selon l'Eurocode 8).

SAP2000v14 : L'étude dynamique du bâtiment est faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D.

SOCOTEC : Calcul ferrailages des poteaux en flexion composé selon le code BAEL.



Chapitre 1



*Notions générales sur la
conception parasismique*

Chapitre 1: Notions générales sur la conception parasismique

1.1 Introduction :

Les règlements parasismiques définissent la méthode de l'évaluation de l'action sismique sur les bâtiments, à prendre en compte dans le calcul des structures et décrivent les critères de conception et les dispositions techniques à adopter pour permettre à ces bâtiments de résister aux secousses sismiques.

Pour la conception parasismique de bâtiments, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet. Pour obtenir les meilleurs résultats, résistance à la construction lors du séisme et à un coût économique.

1.2 Présentation des codes parasismique :

1.2.1 Règles parasismique algérien :

La réglementation parasismique est le document technique "DTR BC 2-48" (1) dit : "REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA99». La première application de loi nationale Algérienne sur la conception de la résistance des bâtiments aux tremblements de terre date de 1983, et ce à la suite du tremblement de terre d'El Asnam 1980 qui avait une magnitude de 7,3 sur l'échelle de Richter. Avant cette date, en Algérie le code du bâtiment français a été appliqué, et il ne prévoyait pas une conception parasismique des bâtiments face aux tremblements de terre. En 1980, une loi a été adoptée, et qui a, par la suite été révisé en 1988, 1999 et 2003 suite au tremblement de terre dévastateur de Boumerdes.

1.2.2 Eurocode 8 :

Les Eurocodes constituent un ensemble intégré de normes européennes pour la conception et le dimensionnement des bâtiments et des structures de génie civil, y compris leurs fondations et leur résistance aux séismes. Le but du programme des Eurocodes est d'établir un ensemble de règles techniques communes pour la conception de bâtiments et d'ouvrages de génie civil, qui sont destinés à remplacer les règles actuellement en vigueur dans les différents états membres de l'Union Européenne.

L'Eurocode 8 (2) s'insère dans l'ensemble du projet des Eurocodes structuraux lancé par la Commission européenne pour permettre l'harmonisation des règles techniques de construction au sein de l'Union européenne. La norme française la plus récente concernant les bâtiments en zone sismique est connue sous le nom de PS 92. Dans le cadre européen, la norme relative à la construction en zone sismique est l'Eurocode 8. Elle comprend six parties. Les parties 1 et 5 sont nécessaires pour la conception des bâtiments ; elles couvrent le même champ que les PS 92. Et sont décomposés comme suit :

EN 1998 1 Règles générales Actions sismiques Règles pour les bâtiments.

EN 1998 2 Ponts.

EN 1998 3 Renforcement et réparation des bâtiments.

EN 1998 4 Silos, réservoirs, tuyauterie.

EN 1998 5 Fondations, géotechnique.

EN 1998 6 Tours, mats, cheminées.

1.3 Conceptions parasismique :

Les dispositions parasismiques réglementaires sont appliquées sur un projet dont l'architecture a déjà été déterminée. La forme du bâtiment et des éléments constructifs, le système porteur et le type de contreventement, dont le comportement joue un rôle déterminant dans la résistance aux séismes du bâtiment.

Ainsi, des projets peu judicieux quant à la résistance aux tremblements de terre sont considérés comme parasismiques après l'application des règles. Afin de pallier cette situation, il est donc souhaitable qu'une stratégie de conception parasismique raisonnée soit adoptée dès le début du projet.

Le règlement parasismique algérienne et Eurocode 8 adopte les mêmes principes de conception des bâtiments dans les zones sismiques. Ces principes sont les suivants :

1.3.1 La simplicité de la structure :

Le comportement d'une structure simple est plus facile. À comprendre et à calculer; le risque d'omettre un phénomène particulier, comme une interaction entre parties de raideur différentes ou un cumul d'effets différents entre ces parties est faible.

La simplicité d'ensemble concourt à la simplicité des détails.

1.3.1.1 Simplicité du plan:

Chapitre 2 : Notions générales sur la conception parasismique.

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel. La structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments structuraux doivent des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques.

Le problème rencontre dans l'irrégularité en plan c'est le phénomène de la torsion : les éléments reprenant la torsion doivent être distribués assez symétriquement. Le non-respect de ce principe peut conduire à une déformation permanente gauchie de la structure (Figure 1-1).

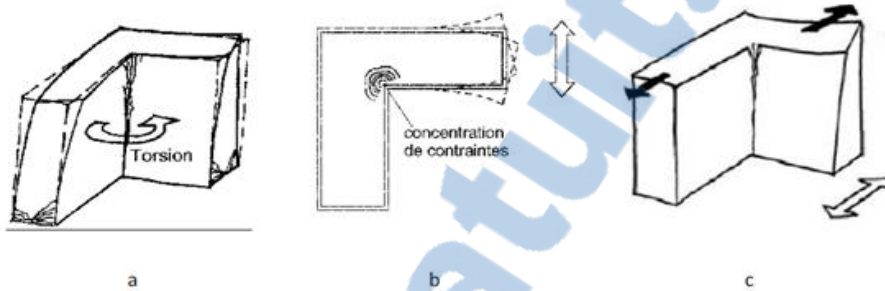


Figure 1-1: Oscillations différentielles dommages dans les angles rentrants.

➤ La torsion d'axe vertical peut être réduite par trois démarche sont possible :

- Rigidifier les zones flexibles par des voiles en béton armé.
- Simplifier la forme en plan (voir Figure 1-2).
- Fractionner le bâtiment en volumes simples par des joints parasismiques (Figure 1-3). Et ce dernier c'est un espace vide de tout matériau présent sur toute la hauteur de la superstructure des bâtiments, pour éviter tout entrechoquement entre les corps de bâtiment qu'il sépare.

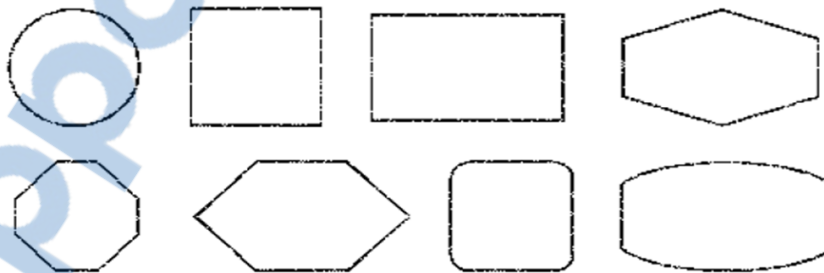


Figure 1-2 : Formes favorable en plan.

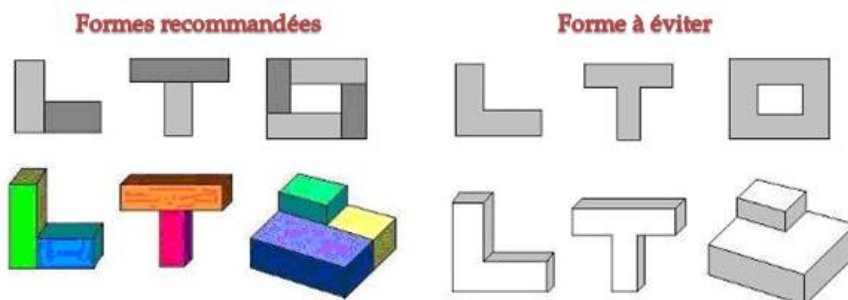


Figure 1-3: Fractionner les bâtiments par de joint sismique.

1.3.1.2 **Simplicité des formes en élévation :**

Dans la vue en élévation, les principes de simplicité et de continuité se traduisent par un aspect régulier de la structure primaire, sans variation brutale de raideur. De telles variations entraînent des sollicitations locales élevées.

Les problèmes rencontrés dans les irrégularités en élévations sont les distributions de la masse, la rigidité et la résistance ainsi que les oscillations différentielles (Figure 1-4, Figure 1-5). La structure devrait avoir une distribution uniforme et continue de la masse, de rigidité, de la résistance et de ductilité.

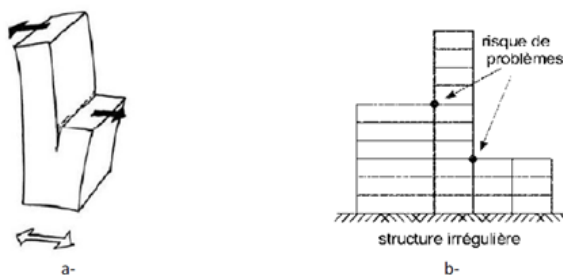


Figure 1-4: Oscillations différentielles dans les angles rentrants dans le plan vertical.

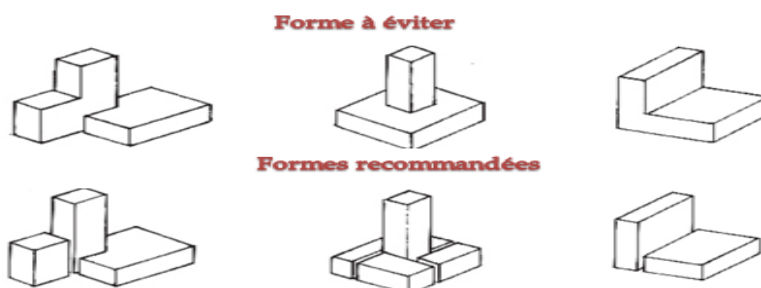


Figure 1-5: Fractionnement des bâtiments avec retraits.

L'inconvénient des retraits peut être réduit en optant pour une variation progressive des dimensions (Figure 1-6(a)) ou par des joints parasismiques lorsqu'ils sont envisageables (Figure 1-6 (b)).

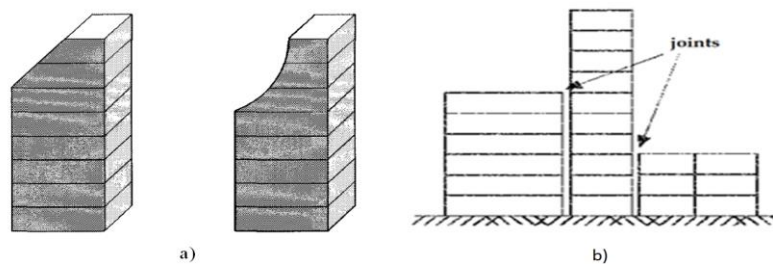


Figure 1-6: Solutions favorables sur l'inconvénient des retraits.

Le principe de distribution continue et uniforme des éléments résistants de la structure primaire demande d'assurer une continuité des poteaux et des murs structuraux, sous peine de créer la situation d'«étage mou» schématisée à la Figure 1-7.

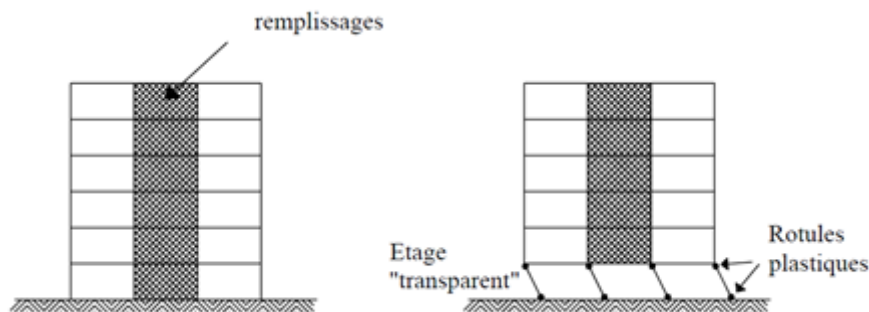


Figure 1-7: A gauche : régularité en élévation. A droite : niveau rez de chaussée flexible ou mou.

1.3.2 Contreventement :

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

Contreventement vertical (exemple-voiles).

Contreventement horizontal (diaphragme).

1.3.2.1 Contreventement verticale :

Certaines structures, comme les ossatures en poteaux et poutres, n'ont fréquemment pas la rigidité nécessaire pour résister aux charges horizontales. L'adjonction d'éléments résistant à ces charges permet alors d'assurer leur stabilité (Figure 1-8). En cas de séisme, l'absence de tels éléments peut conduire à l'effondrement de la structure.

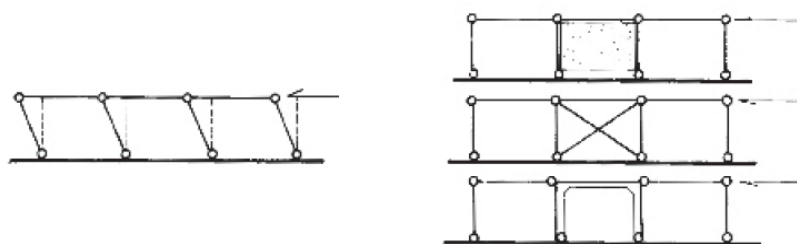


Figure 1-8: Stabilisation d'une file de poteaux.

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures devient de plus en plus fréquente. La raison est que les voiles, outre leur rôle porteur vis à vis des charges verticales aux quels y sont appliquées, sont pratiquement efficaces pour assurer la résistance aux charges horizontales. En général, les voiles dans les constructions conditionnent le comportement structural et jouent un rôle primordial pour la sécurité de la construction.

➤ **La disposition des voiles doit satisfaire plusieurs conditions qui se trouvent ci-dessous :**

- Les exigences d’architectures.
- Disposer les éléments de contreventement (voiles) d’une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d’ensemble (Figure 1-9).
- Au moins deux murs, bordés de chaînages sur les quatre côtés, doivent être placés dans chaque direction principale.
- Voiles en béton armé constituant les cages (noyaux) d’escaliers et d’ascenseur.
- Il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches.

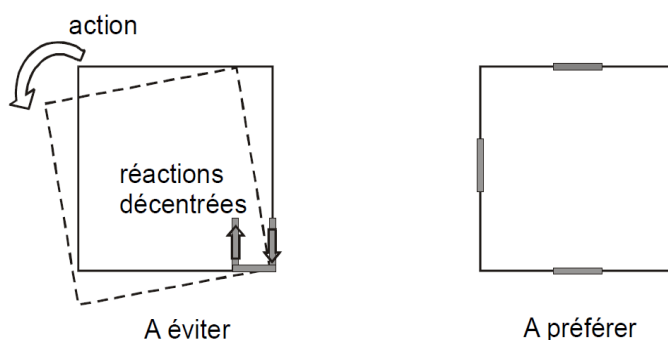


Figure 1-9: Exemple de disposition de contreventement pour limiter effet de la torsion.

1.3.2.2 Diaphragme :

L’effet diaphragme des éléments de plancher et de toit joue un rôle important dans la stabilité des constructions. Il assure trois fonctions principales :

- Transmettre les charges sismiques horizontales sur les éléments de contreventement vertical (Figure 1-10).

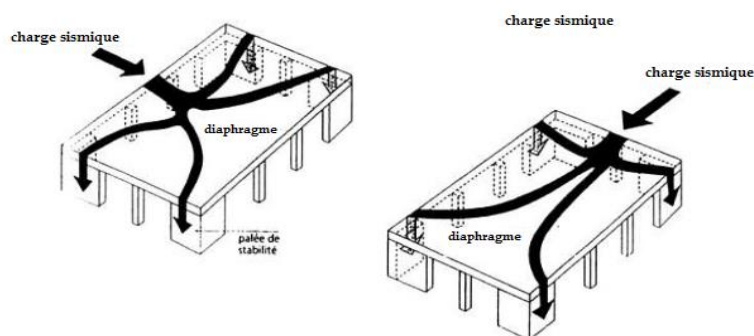


Figure 1-10: Transmission des charges sismiques horizontales par les diaphragmes sur les voiles.

- Raidir les bâtiments à la manière d’un couvercle de boîte (Figure 1-11). Le raidissage vise à prévenir le déversement des éléments porteurs verticaux.

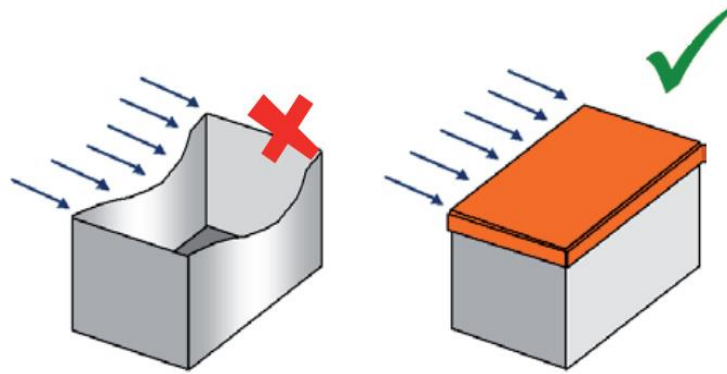


Figure 1-11: Effet raidisseur des diaphragmes.

- Coupler les éléments verticaux. Tous les éléments solidaires du diaphragme "travaillent" en phase et participent à la résistance en proportion de leur rigidité (si le diaphragme est plus rigide que le contreventement vertical).

1.4 Conclusion :

Lorsque l'on étudie le comportement des bâtiments soumis à des tremblements sismiques, et pour offrir une meilleure résistance aux séismes, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part des formes simples, on peut constater que ceux de formes géométriques simples sont les plus résistants.

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses. Le rôle du contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux. Et pour assurer le contreventement horizontal, les planchers et toitures faisant office de diaphragme rigide ne devraient pas être affaiblis par des percements trop grands ou mal placés pouvant nuire à leur résistance et leur rigidité.



Chapitre 2



*Présentation de
l'ouvrage*

Chapitre 2 : Présentation De L'ouvrage

2.1 Introduction

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité. Dans ce chapitre on présente le cas du bâtiment choisi dans ce mémoire pour une analyse comparative entre le règlement RPA99 (version 2003) et L'EC8. On note que l'étude de ce bâtiment contreventé par des voiles a été déjà faite dans un projet de fin d'étude soutenu en 2018 (3).

2.2 Présentation générale de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un rez de chaussée plus six étage (R+6), situé à ORAN, qui est classé comme une zone de sismicité moyenne (zone IIa), d'après le règlement parasismique Algérien (RPA99 V 2003) (1). Le bâtiment est implanté dans un site rocheux.

2.3 Caractéristiques géométriques de la structure

Le projet étudié a une forme rectangulaire avec des décrochements, le bâtiment présente les dimensions en plan et en élévation données par la Figure 2-1 et le Tableau 2-1 .

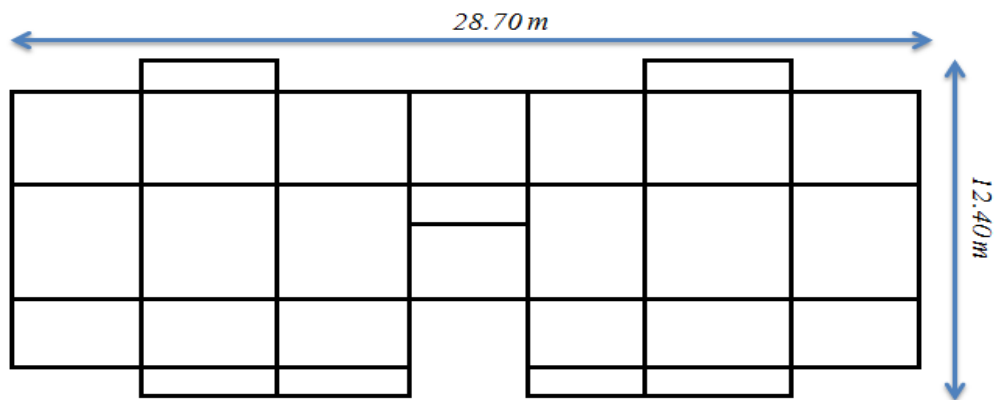


Figure 2-1: Les Dimensions en plan.

Tableau 2-1: Les Dimensions en élévation.

Hauteur totale du bâtiment	22.00 m
Hauteur du RDC	4.00 m
Hauteur des étages courants	3.00 m

2.4 Ossature et système constructif adopté

2.4.1 Ossature

La hauteur du bâtiment dépasse 17m, donc d'après le RPA99/version 2003 le système de contreventement est mixte portiques-voiles.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

2.4.2 Planchers

Nous avons utilisé un seul type de plancher pour tous les niveaux : corps creux avec dalle de compression noté (16+5) cm. Le plancher terrasse a une pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

2.4.3 Maçonnerie

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois par des briques creuses de (15× 10) cm séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur. Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison de 10 cm d'épaisseur.

2.4.4 Revêtement

Les revêtements utilisés dans ce bâtiment sont les suivants :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales plus du papier kraft pour la terrasse inaccessible.

2.4.5 Isolation

On distingue dans notre projet deux types d'isolations, isolation acoustique assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs et isolation thermique assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

2.4.6 Escalier

On a deux types d'escalier : Escalier avec un palier intermédiaire utilisé pour les étages et escalier avec deux paliers intermédiaires utilisé pour le RDC.

2.4.7 Acrotère

La terrasse inaccessible est entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et de 10 cm d'épaisseur.

2.5 Caractéristiques géotechniques du sol

D'après le rapport du laboratoire de mécanique des sols la contrainte admissible du sol σ est de 2,00 bars. Selon le RPA 99 version 2003, le site est considéré comme rocheux (S1).

2.6 Caractéristique des matériaux

2.6.1 Le béton

Le béton est un mélange de plusieurs matériaux : ciment, granulats, (sable, gravillons) eau de gâchage et plus souvent d'adjuvant. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction. Dans le chantier on fabrique le béton par une simple bétonnière ou par l'installation d'une centrale à béton.

2.6.1.1 Résistance caractéristique à la compression

On détermine la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à 28 jours d'âge à partir d'essais de compression axiale sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Lorsque $j < 28$ jours D'après le C.B.A 93 on a les résistances suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \Rightarrow f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \Rightarrow f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \Rightarrow j \geq 60 \text{ jours}$$

2.6.1.2 Résistance caractéristique à la traction

D'après le C.B.A 93 la résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, est notée f_{tj} , elle est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{cj} \text{ Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

2.6.1.3 Contraintes

➤ Etat limite ultime

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit le diagramme "PARABOLE-RECTANGLE" (Figure 2-2).

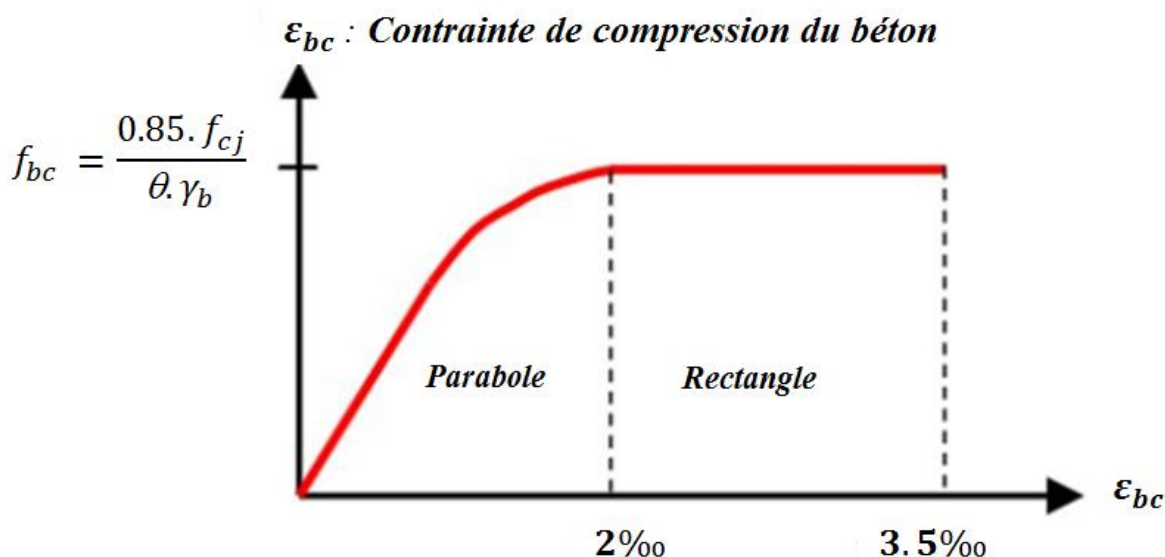


Figure 2-2: Diagramme contraintes- déformations du béton à ELU.

Avec:

f_{bc} : contrainte ultime du béton en compression $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5‰$

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité. ($\gamma_b = 1.5$ cas général; $\gamma_b = 1.15$ cas accidentel).

$\theta = 1$ (la durée probable d'application de la combinaison d'actions, elle est > 24 h).

$\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.

$\theta = 0.85$ lorsque cette durée est inférieure à 1 h.

➤ Etat limite de service

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28}$$

La variation de la contrainte en fonction de la déformation est représentée par la Figure 2-3.

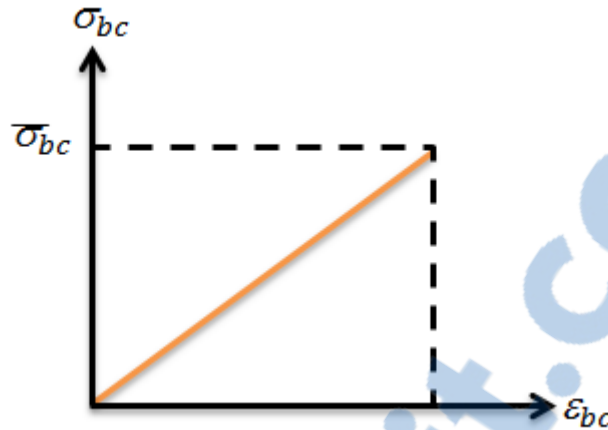


Figure 2-3: Diagramme contraintes-déformations du béton à ELS.

2.6.1.4 Déformations longitudinales du béton

➤ **Module de déformation instantanée (E_{ij}) : D'après BAEL91 (A.2.1, 21) (4)**

Pour une contrainte normale d'une durée d'application inférieure à 24h le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est : $E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{cj}}$

➤ **Module de déformation différée (E_{vj}) : D'après BAEL91 (A.2.1, 22)**

Pour une contrainte normale d'une longue durée d'application le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est : $E_{vj} = 3700 * \sqrt[3]{f_{cj}}$

2.6.1.5 Module de déformation transversale du béton

Le coefficient de poisson ν est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale, d'après le BAEL91 (Art.2.1, 3). Il est pris égale à :

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations (ELS).

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU).

2.6.2 Les Aciers

L'acier est un fer allié au carbone. Il possède de bonnes caractéristiques mécaniques, il résiste aux efforts de traction, de compression, de cisaillement et de torsion. Mais il est sensible à la corrosion par oxydation. Il ne réagit pas avec le béton, il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de trois types :

➤ **Les ronds lisses (RL)** pour les armatures transversales de nuance

(FeE215 ou FeE220 $\Rightarrow Fe = 215 MPa$) et (FeE235 ou FeE240 $\Rightarrow Fe = 235 MPa$).

➤ *Les barres hautes adhérence (HA)* pour les armatures longitudinales de nuance (FeE400 \Rightarrow Fe = 400 MPa) et (FeE500 \Rightarrow Fe = 500 MPa).

➤ *Les treillis soudés (TS)* d'un diamètre ($\Phi 6$) pour planchers à corps creux.

2.6.2.1 Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

D'après BAEL91 (A.2.2, 1), le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

2.6.2.2 Contraintes limites :

A l'état limite ultime (ELU) on a:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \text{Barre lisse : } \sigma_s = 186.96 \text{ [MPa].} \\ \text{Barre H. A : } \sigma_s = 347.83 \text{ [MPa].} \end{cases}$$

$\gamma_s = 1.15$: Combinaisons courantes.

$\gamma_s = 1$: Combinaisons accidentelles.

A l'état limite de service (ELS) on a les cas suivants

- Cas de fissuration peut préjudiciable $\sigma_{st} \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$
- Cas de fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta * f_{tj}}\right)$
- Cas de fissuration est considérée très préjudiciable : $\sigma_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta * f_{tj}}\right)$

$$\eta: \text{Coefficient de fissuration} \begin{cases} 1 \text{ pour les rounds lisses} \\ 1.6 \text{ pour les hautes adhérence} \end{cases}$$

La Figure 2-4 présente le diagramme contrainte déformation pour l'acier.

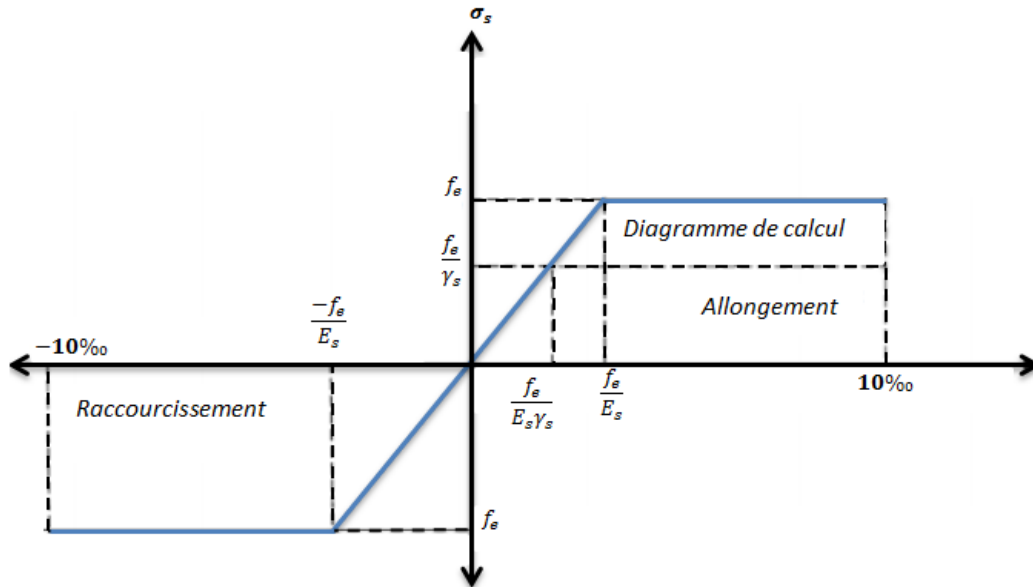


Figure 2-4: Diagramme contraintes-déformations de l'acier.

2.7 Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisés

Le Tableau 2-2 et Tableau 2-3 ci-dessous résument les caractéristiques des matériaux utilisés dans ce projet :

Tableau 2-2 : caractéristique de béton.

Caractéristiques mécaniques	Symbole	Valeur (MPa)
La résistance du béton à la compression à 28 jours	f_{c28}	25
La résistance du béton à la traction à 28 jours	f_{t28}	2.1
Le module d'élasticité différé	E_{vj}	10818.865
Le module d'élasticité instantané	E_{ij}	32164.195
Contrainte à ELU	f_{bc}	14.17
Contrainte à ELS	σ_{bc}	15

Tableau 2-3: caractéristique de l'acier.

Type d'acier		Symbole	Fe (MPa)
Transversales	Rond lisse	RL	235
Longitudinales	Haute adhérence	HA	400
Treillis soudé		TS	520



2.8 Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui revient à chaque plancher jusqu'à la fondation. Les différents charges et surcharges existantes sont les charges permanentes (G) et les surcharges d'exploitation (Q). (5)

Les Tableau 2-4 Tableau 2-5 Tableau 2-6 ci-dessous présentent la descente des charges des différents étages

Tableau 2-4: Charges et surcharges de la terrasse accessible

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m ³)	Charge (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux 16+5	/	/	3
Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Charges permanentes G		4.52 KN /m²	
Charges d'exploitation Q		1.5 KN /m²	

Tableau 2-5: Charges et surcharges de la terrasse inaccessible.

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m ³)	Charge (KN/m ²)
Protection en gravillon	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
Protection (Papier Kraft)	0.02	0.5	0.01
Forme de pente	0.1	22	2.2
Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
Plancher à Corps-creux	/	/	3
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charges permanentes G		6.54KN /m²	
Charges d'exploitation Q		1 KN /m²	

Tableau 2-6: Charges et surchargé'etage courant.

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m ³)	Charge (KN /m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux 16+5	/	/	3
Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
Cloison légère	0.1	10	1
Enduit intérieur/extérieur	0.04	10	0.4
Charges permanentes G		5.8 KN /m²	
Charges d'exploitation Q		1.5 KN /m²	

2.8.1 Mur extérieur.

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois par des briques creuses de 15cm et 10cm séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur (Figure 2-5). Le Tableau 2-7 présente la descente de charge des murs extérieurs.

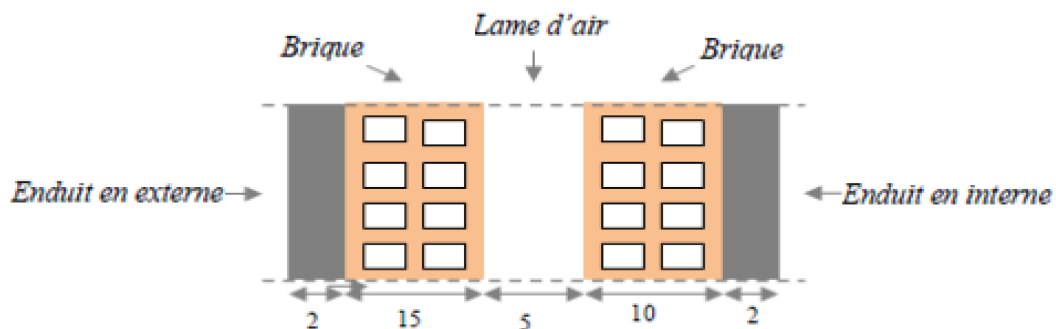


Figure 2-5: coupe verticale du mur extérieur.

Tableau 2-7 : la descente des charges du mur extérieur.

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m ³)	Charge (KN/m ²)
Enduit ciment	0.02*2	18	0.72
Brique creuse	0.10	9	0.9
Brique creuse	0.15	9	1.35
			G= 2.97

2.8.2 Mur intérieur de 10 cm

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison de 10 cm d'épaisseur (Figure 2-6). Le Tableau 2-8 présente la descente de charge des murs intérieurs.

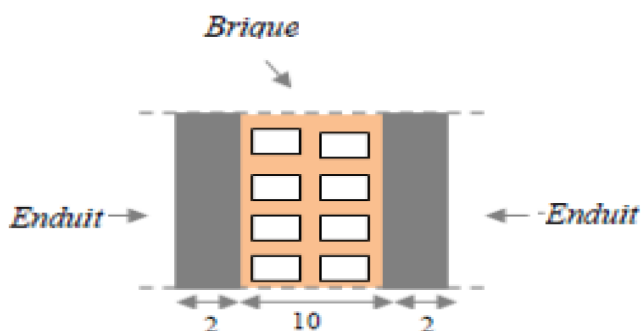


Figure 2-6: coupe verticale du mur intérieur.

Tableau 2-8 : la descente des charges de mur interieur.

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m ³)	Charge (KN/m ²)
Enduit ciment	0.02*2	18	0.72
Brique creuse	0.10	9	0.9
			G=1.68

2.9 Pré dimensionnement des éléments non structuraux.

2.9.1 PLANCHER

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur "e" faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs (*Figure 2-7*)

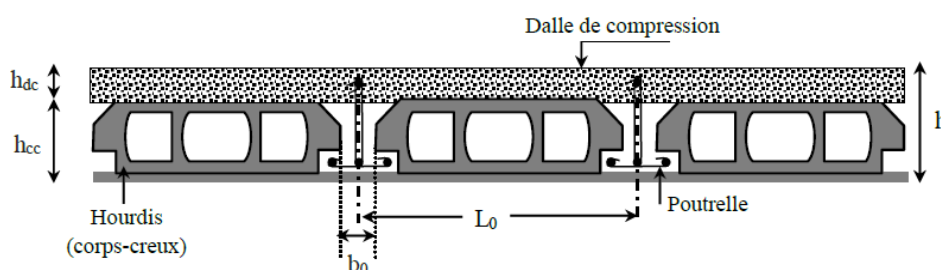


Figure 2-7: Plancher à corps creux.

L'épaisseur des planchers à corps creux est estimée à partir de la condition de la flèche admissible :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

L_{max} : est la longueur maximale de la poutrelle entre nus d'appui égale dans notre cas à 4.70 m (Voir plans architecturaux).

ht : Hauteur du plancher.

$$ht \geq \frac{4.30}{22.5} = 20.08 \text{ cm}$$

On peut donc prendre une hauteur du plancher de 21 cm (16 + 5).

2.9.2 Les poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres en béton armé, coulées sur place ou préfabriquées, et reposant sur des poutres principales. Les poutrelles se calculent comme des sections en T.

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée (Figure 2-8).

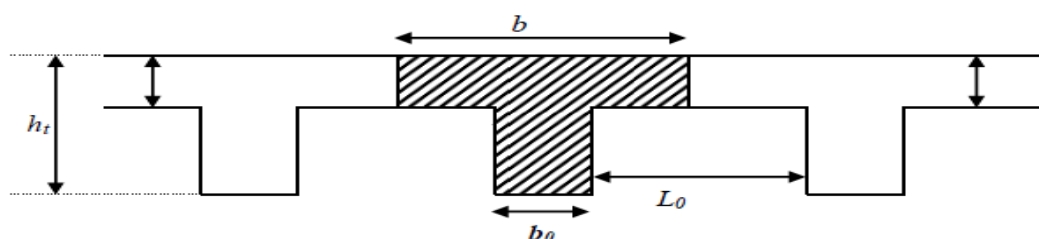


Figure 2-8: coupe transversal des poutrelles.

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristiques géométriques présentées par la Figure 2-9.

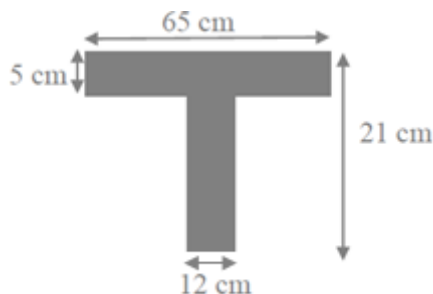


Figure 2-9: Dimensions d'une poutrelle.

2.9.3 L'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encadrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (Fp).

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la Figure 2-10.

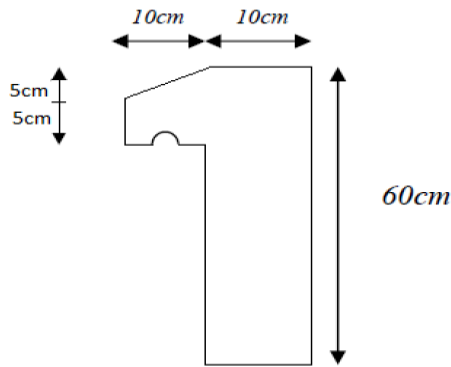


Figure 2-10: Dimension de l'acrotère.

2.10 Pré dimensionnements des éléments structuraux

2.10.1 Les poutres

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

2.10.1.1 Poutres Principales

Les poutres principales reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

La hauteur h des poutres est déterminée comme suit:

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec : L est la distance entre axes des poteaux. On choisit la plus grande portée, $L = 5.5 m$ (Voir plans architecturaux).

On a donc : $36.6 \leq h \leq 55$. On prend $h = 0.45m = 45 cm$.

La largeur b de la poutre est déterminée par la relation suivante :

$$0.3 * h \leq b \leq 0.7 * h$$

On a donc : $13.5 \leq b \leq 31.5$. On prend $b = 0.30m = 30cm$.

Donc la dimension de la poutre principale serait $(30 \times 40) cm^2$ (Figure 2-11).

Ces dimensions doivent être vérifiées aussi selon le (PRA99/V2003) par les vérifications suivantes :

$B = 30 cm \geq 20 cm$ (Condition Vérifiée).

$h = 45cm \geq 30 cm$ (Condition Vérifiée).

$h/b = 1,5 < 4$ (Condition Vérifiée).

2.10.1.2 Poutres secondaires (Chainages)

Elles sont parallèles aux poutrelles, les poutres secondaires relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

D'après BAEL91 La hauteur h des chainages est déterminée comme suit :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Où $L_{max} = 4.3 m$ (Voir les plans architecturaux). On a donc $28.6 \leq h \leq 43$, On prend $h = 0.35m = 35 cm$.

La largeur b est déterminée comme suit :

$$0.3 * h \leq b \leq 0.7 * h$$

On a donc $10.5 \leq b \leq 24.5$. On prend $b = 0.30m = 30cm$.

Donc la section des chainages serait $(30 \times 35) cm^2$ ((Figure 2-11))

On doit aussi suivre les vérifications du (PRA99/V2003):

$B = 30 cm \geq 20 cm$ (Condition Vérifiée).

$h = 35cm \geq 30 cm$ (Condition Vérifiée).

$h/b = 1,16 < 4$ (Condition Vérifiée).

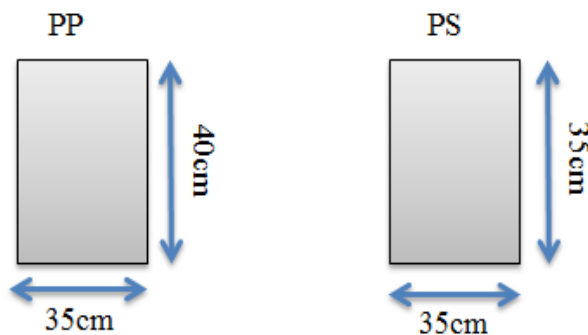


Figure 2-11: Dimensionnements Des Poutres.

2.10.2 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges des différents niveaux pour les transmettre au sol par des fondations. Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau (Figure 2-12).

D'après le RPA99 Les poteaux doivent respecter les dimensions ci-après :

$$Br \geq \frac{\beta * Nu}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 * f_e}{100 * \delta_s}}$$

Avec :

$$Nu = P * S * n$$

$$P = 1 [t / m^2]$$

S : Surface du plancher que reprend le poteau et est égale à $19 m^2$

n : Nombre de dalles

β : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique « λ » des poteaux.

Il prend les valeurs suivantes :

$$\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \text{ pour } \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0,85 \times \frac{(\lambda)^2}{1500} \text{ pour } 50 < \lambda < 70$$

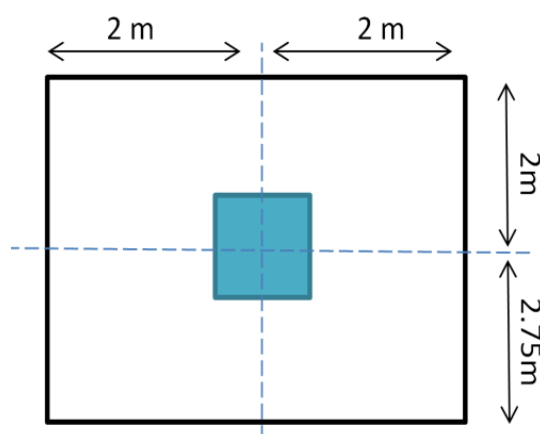


Figure 2-12: Section supporté par le poteau le plus sollicité.

Dans le cas du bâtiment étudié on a :

$$Nu = 1 * 19 * 7 = 133 t/m^2$$

Br : Section brute du poteau.

On se fixe un élançement mécanique ($\lambda = 35$) pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée. Donc : $\beta = 1,2$

$$\beta = 1 + 0.2 * 1 = 1.2$$

Avec : ($\gamma_s = 1,15$ (cas général)) ; ($\gamma_b = 1,50$ (cas général)) ; ($\theta = 1$ (Charge > 24 h)).

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14.16 Mpa$$

$$Br \geq \frac{1.2 * 1.33}{\frac{14.16}{0.9} + \frac{0.85 * 400}{100 * 1.15}} = 0.0854 m^2 = 854 cm^2$$

$$Br \geq (a - 0.02)^2 \rightarrow a \geq \sqrt{854} + 0.02 = 29.24 cm^2$$

On prend $a = 40 cm^2$. Donc la dimension des poteaux serait $(40 * 40) cm^2$.

On doit aussi effectuer les vérifications par RPA99 (2003):

$$\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm} \quad \rightarrow a = 40\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Condition Vérifiée}).$$

$$\text{Min}(a, b) \geq \frac{he}{20} \quad \rightarrow a = 40\text{ cm} > \frac{400}{20} = 20\text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Condition Vérifiée}).$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} \leq 1 \quad \rightarrow 0.25 < 1 \leq 1 \dots\dots\dots (\text{Condition Vérifiée}).$$

Avec *he*: hauteur du poteau (Du plancher jusqu'au plafond).

Les poteaux doivent être vérifiés au flambement. A titre d'exemple on présente le cas des poteaux du RDC (40x40)

Les moments d'inertie sont :

$$I_x = I_y = \frac{b * h^3}{12} = \frac{40^4}{12} = 213333.33\text{ cm}^4.$$

Les rayons de giration sont :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{a * b}} = \sqrt{\frac{213333.33}{40 * 40}} = 11.54\text{ cm}.$$

La longueur de flambement est :

$$L_f = 0.7 * 4 = 2.8\text{ m}.$$

Les élancements sont donc :

$$\lambda_y = \lambda_x = \frac{L_f}{i_y} = \frac{280}{11.54} = 24.26 \leq 50 \dots\dots\dots (\text{condition vérifier})$$

Les vérifications des autres poteaux sont résumées dans le Tableau 2-9 suivant :

Tableau 2-9: Vérifications au flambement des poteaux.

Niveau	Poteaux (cm ²)	I _x =I _y (cm ²)	i _x = i _y (cm ²)	L ₀ (cm)	L _f (cm)	λ _y = λ _x	λ _y = λ _x ≤ 50
RDC	40*40	213333.33	11.54	400	280	24.26	CV
1	40*40	213333.33	11.54	300	210	18.20	CV
2	35*35	125052.10	10.103	300	210	20.78	CV
3	35*35	125052.10	10.103	300	210	20.78	CV
4	30*30	67500	8.66	300	210	24.25	CV
5	30*30	67500	8.66	300	210	24.25	CV
6	30*30	67500	8.66	300	210	24.25	CV

Les dimensions des poutres principales PP, poutres secondaires PS et poteaux sont récapitulés par le Tableau 2-10.

Tableau 2-10: Récapitulation du pré dimensionnement des poteaux et poutres.

Niveau	Poteau (cm ²)	PP (cm ²)	PS (cm ²)
RDC	40*40	30*45	30*35
1	40*40	30*45	30*35
2	35*35	30*45	30*35
3	35*35	30*45	30*35
4	30*30	30*45	30*35
5	30*30	30*45	30*35
6	30*30	30*45	30*35

2.10.3 Les voiles

Les voiles sont des éléments principaux, porteurs, et qui résistent aux charges horizontales dues au vent et au séisme, ayant une dimension importante par rapport à l'autre appelée épaisseur.

(Figure 2-13)

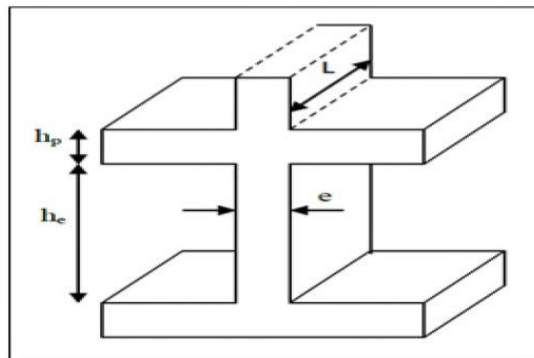


Figure 2-13: Coupe du voile.

Les voiles sont dimensionnés selon la relation suivante :

$$a \geq \frac{he}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm}$$

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles $a = 20 \text{ cm}$.

$$L \geq 4.a = 80 \text{ cm}$$

Avec :

- L : longueur du voile
- a : épaisseur des voiles ($a_{min} = 15 \text{ cm}$)
- he : hauteur libre d'étage.

2.11 Etude des éléments secondaires.

2.11.1 Etude des planchers

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, et les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement ...), et les transmettre aux éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, ...). Dans ce projet les planchers sont de type corps creux.

2.11.1.1 Les poutrelles

Le choix du type des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre structure la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères comme c'est indiqué sur les figures (Figure 2-14 ,Figure 2-15 Figure 2-17 Figure 2-17) et les tableaux (Tableau 2-11 ,Tableau 2-12 ,Tableau 2-13) suivante :

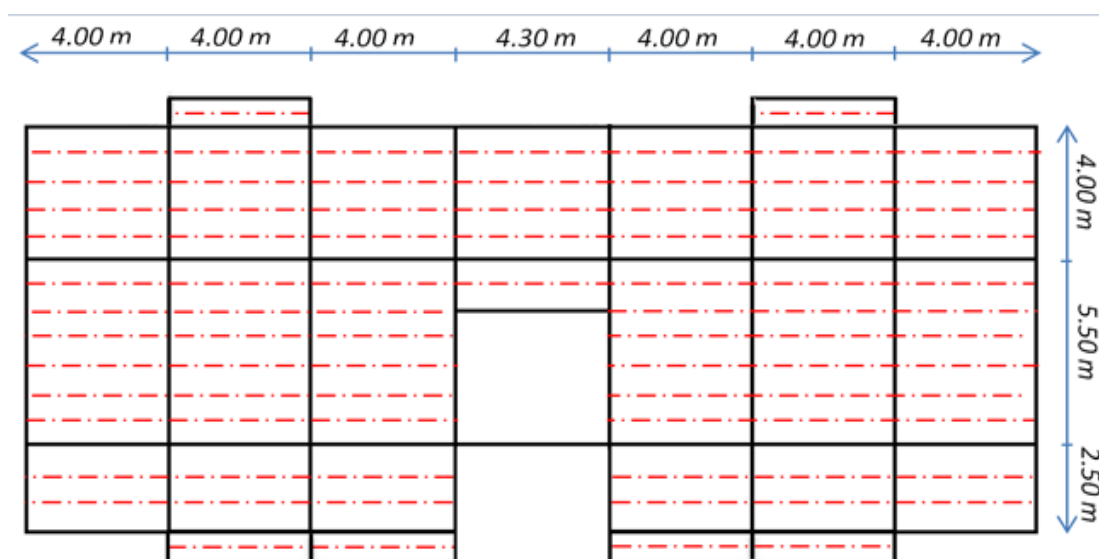


Figure 2-14: Types des poutrelles pour RDC ,1^{ère} , 2^{ème} , 3^{ème} étage.

Chapitre 2 : Présentation De L'ouvrage.

Tableau 2-11: Scéma statique de types des poutrelles pour RDC ,1ere, 2eme, 3eme étage.

Type	RDC, 1ere, 2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage.
1	
2	
3	
4	

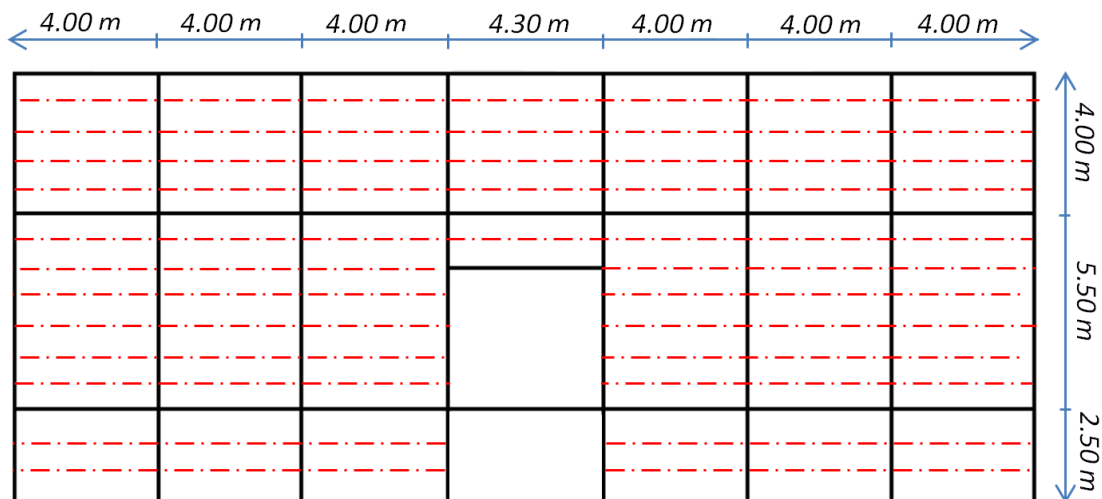


Figure 2-15: Types des poutrelles pour 4^{eme} étage

Chapitre 2 : Présentation De L'ouvrage.

Tableau 2-12: Scéma statique de types des poutrelles pour 4eme étage.

Type	Etage 4
1	
2	
3	

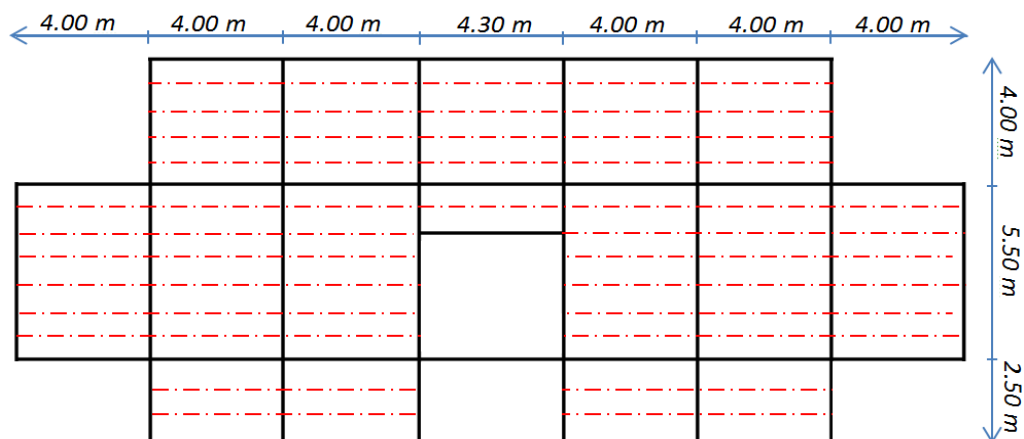


Figure 2-16 : Types des poutrelles pour 5eme étage.

Tableau 2-13: Scéma statique de Types des poutrelles pour terrasse accessible.

Type	Terrasse accessible
1	
2	
3	

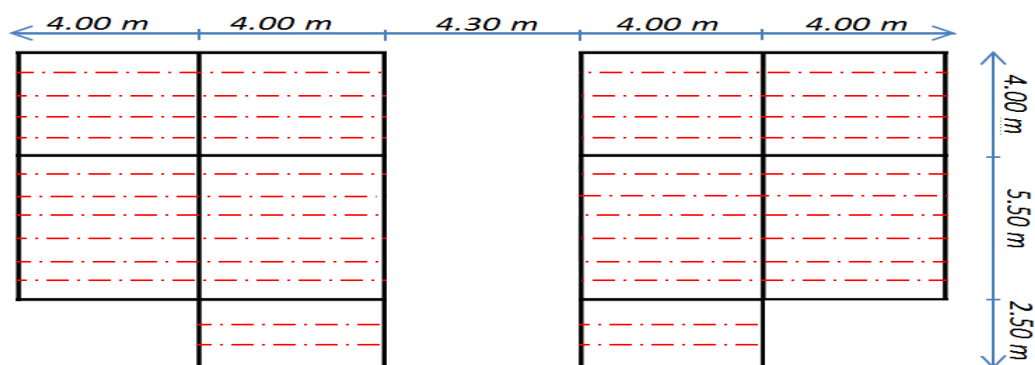


Figure 2-17: Types des poutrelles pour terrasse inaccessible.

Tableau 2-14: Scéma statique de types des poutrelles pour terrasse inaccessible.

Type	terrasse inaccessible
1	
2	

Les charges et les surcharges supportées par les poutrelles à (ELU) et à (ELS) sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 2-15: Charges et surcharge des poutrelles.

Niveau	G(KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	ELU (KN/ml) (1.35G+1.5Q)*b	ELS (KN/ml) (G+Q)*b
Terrasse inaccessible	6.54	1	0.65	6.71	4.90
Terrasse accessible	4.53	1.5		5.44	4.73
Etage courant	5.77	1.5		6.53	4.73
Balcon	5.77	3.5		8.48	6.03

2.11.2 Etude d'escaliers

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction est plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier. (figure2-19)

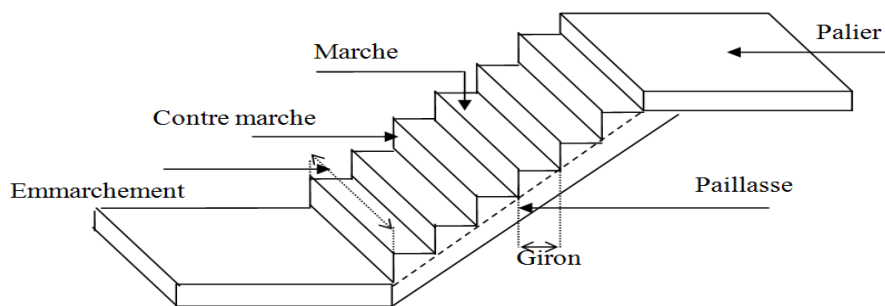


Figure 2-18: schéma d'un escalier.

La terminologie utilisée pour les escaliers:

- g : giron (largeur d'une marche).
- H_e : hauteur d'étage.
- h : hauteur d'une marche.
- n : le nombre de marches.
- α : l'inclinaison de la paillasse.
- L : ligne de foulée.
- e : l'épaisseur du palier intermédiaire.
- Paillasse : le plafond qui monte sous les marches.
- Contre marche : la partie verticale d'une marche.
- Jour : l'espace entre deux volées en projection horizontale.
- Ligne de foulée : la courbe décrite par une personne prenant l'escalier.
- Volée : c'est une suite de marche ; elle peut être droite ou courbe.
- Palier de repos : la partie horizontale d'un escalier, entre deux volées.
- h : hauteur de la contre marche. $13\text{ cm} \leq h \leq 17\text{ cm}$. Alors on prend $h = 17\text{ cm}$.
- g : giron ou la longueur de la marche. $25 \leq g < 32\text{ cm}$ Alors on prend $g = 30\text{ cm}$.

2.11.2.1 Pré dimensionnement des escaliers

Le pré dimensionnement des escaliers est résumé par le tableau suivant :

Tableau 2-16: Dimensionnement des deux types d'escaliers.

Type 1 (RDC):	Type 2 (étage):
Nombre des marches	
$n = \frac{He}{h} = \frac{400}{17}$ <p>n = 24 contre marches. n - 1 = nombre de marche. 9 contre marches (1ere Paillasse) → 8marches. 6 contre marches (2éme Paillasse) → 5marches. 9 contre marches (3éme Paillasse) → 8marches.</p>	$n = \frac{He}{h} = \frac{300}{17}$ <p>n = 18 contre marches. (9 pour les 2 paillasse). 9 contre marches (1ere Paillasse). → 8 marches. 9 contre marches (2éme Paillasse). → 8 marches.</p>
La longueur de la ligne de foulée (L) :	
1ere et 3éme Paillasse : $\Rightarrow L = g(n - 1) = 30(9 - 1) = 240 \text{ cm} .$ 2éme Paillasse $\Rightarrow L = g(n - 1) = 30(6 - 1) = 150 \text{ cm} .$	1ere et 2éme Paillasse : $\Rightarrow L = g(n - 1) = 30(9 - 1) = 240 \text{ cm} .$
L'inclinaison de la paillasse :	
$tg \alpha = \frac{153}{240} = 32.52 \rightarrow \alpha = 32.52$	
Epaisseur de la paillasse :	
$\frac{240}{20} \leq e \leq \frac{240}{15} \rightarrow 12 \leq e \leq 16 \text{ donc } \rightarrow e = 12 \text{ cm}$	
Epaisseur du palier :	
$\frac{130}{20} \leq e \leq \frac{130}{15} \rightarrow 6.5 \leq e \leq 8.66 \text{ donc } \rightarrow e = 12 \text{ cm}$	

2.11.2.2 Charges et surcharges supportées par l'escalier

Les tableaux suivants présentent la charge et la surcharge de la paillasse et du palier.

Tableau 2-17: Charges et surcharge de palier.

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ³)
Carrelage	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
Mortier de pose	0.020	20	0.4
Poids propre	0.12	25	3
Enduit en plâtre	0.01	10	0.1
Charges permanentes G		4.3 KN /m ²	
charges d'exploitation Q		2.5 KN /m ²	

Tableau 2-18: Charges et surcharge de la paillasse.

Elément	Epaisseur(m)	poids volumique (KN/m ³)		Poids surfacique (KN/m ³)
Poids propre	0.12	25	G / cos α	3,55
Poids propre de marche	0.17/2 =0.085	25	G	2,13
Carrelage horizontale	0.02	22	G	0,44
Carrelage verticale	0.02	22	17/30	0,25
Mortier de pose horizontale	0.02	20	G	0,4
Mortier de pose vertical	0.02	20	17/30	0,23
Enduit en plâtre	0.01	10	G / cos α	0,12
Lit de sable	0.02	17	/	0,34
Garde de corps (en bois)				0.01
Charges permanentes G		7.47 KN /m ²		
charges d'exploitation Q		2.5 KN /m ²		


2.12 Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté le bâtiment choisi pour l'étude comparative entre les deux règlements RPA et EC8. Par la suite nous avons fait le pré dimensionnement pour arriver à déterminer les dimensions économiques, afin d'éviter un surplus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après les vérifications.

Les données de ce chapitre seront utilisées pour définir l'action sismique dans le chapitre 3 et pour effectuer l'étude dynamique dans le chapitre 4.



Chapitre 3



*Comparaison des spectres de
réponse établie par le RPA et L'EC8*

Chapitre 3 : Comparaison des spectres de réponse établis par RPA et Eurocode 8

3.1 Introduction

Les dommages observés lors des séismes sont dus aux mouvements du sol qui font vibrer les bâtiments. Ces mouvements sont enregistrés notamment par des accéléromètres, sous forme de série temporelle retraçant l'histoire de l'accélération subie par le sol, au cours de la durée du phénomène vibratoire (de quelques secondes à quelques dizaines de secondes).

Une des approches, communément utilisée par les ingénieurs, consiste à représenter ces mouvements sismiques par un spectre de réponse en accélération. En effet, le spectre de réponse permet pour une période T d'estimer l'accélération, la vitesse et le déplacement maximaux subis par l'ouvrage, et, par conséquent, les forces et contraintes à l'intérieur de la structure.

Le spectre de réponse représente la sismicité de la région donc il dépend des paramètres de site, et du niveau d'accélération, Le spectre est lié aussi à la vulnérabilité de la structure par certains coefficients. Dans ce chapitre, une comparaison entre les spectres de réponse établis par le RPA et l'Eurocode 8 est faite.

3.2 Classifications des sites

L'effet de site est le terme utilisé pour décrire la modification de la secousse sismique induite par la géologie locale. Ces effets se caractérisent généralement par une augmentation de l'amplitude des enregistrements de la secousse sismique et de sa durée. Les effets de site sont dus effets topographiques, effet de piégeages d'ondes entre une roche rigide et sols mous, et les effets lithologiques dans de fortes épaisseurs de sols mous (voir Figure 3-1).

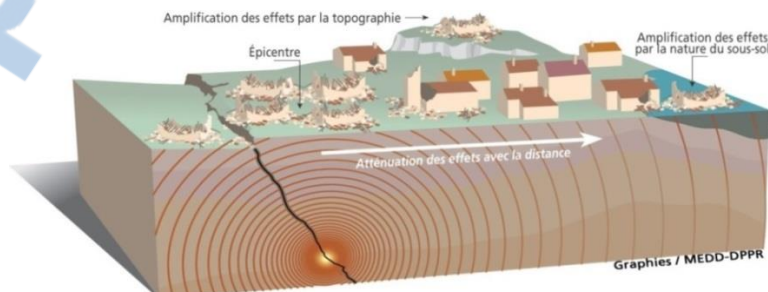


Figure 3-1: Les différents effets de site.

La violence avec laquelle un tremblement de terre affecte un ouvrage ne dépend pas seulement de la sécurité parasismique de sa construction, mais également des propriétés du sol. Le sol joue un rôle important dans la construction parasismique. On remarque que lors d'un

Chapitre 3 : Comparaison des spectres de réponse établis par RPA et Eurocode 8

séisme, les bâtiments qui sont fondés sur rocher sont moins vulnérables que ceux qui sont fondés sur sol meuble (couche sédimentaire). En effet, l'effet d'une onde sismique peut être amplifié sous l'influence du site. Par exemple, le sol meuble se comporte comme un oscillateur qui amplifie l'excitation entre le sol et la base du bâtiment. La Figure 3-2 présente un exemple sur la variation des amplitudes sismiques due à l'effet de site.

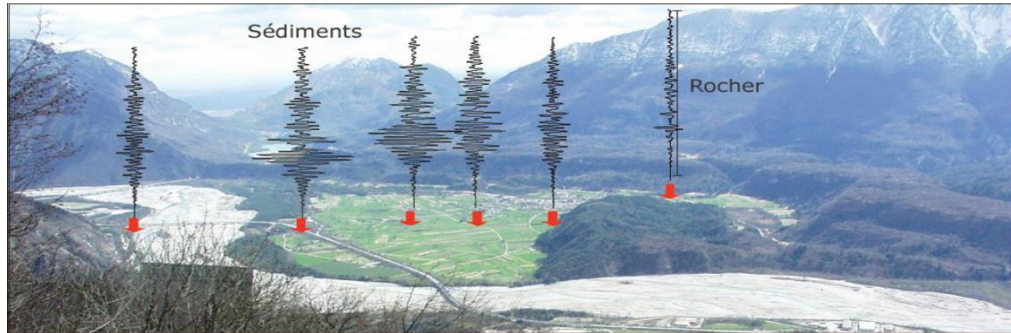


Figure 3-2: Effet de site dans la vallée de Tagliamento (Italie) : l'amplitude et la durée des sismogrammes sont plus élevés dans les sédiments que sur le rocher.

Dans les réglementations parasismique les sites sont classifiés. Le Tableau 3-1 présente une comparaison entre les deux règlements RPA99 (Art 3.3) (1) et Eurocode8 (Art 3.1.2) (2) concernant cette classifications.

Tableau 3-1: Classification des sites selon RPA et EC8.

RPA99			Eurocode 8		
Catégorie	Site	V_s (m/s)(g)	Catégorie	Site	$V_{s,30}$ (m/s)
S_1	Site rocheux	$v_s \geq 800$	A	Site rocheux	$v_s \geq 800$
S_2	Site ferme	$400 \leq v_s < 800$	B	Site ferme	$360 \leq v_s < 800$
S_3	Site meuble	$200 \leq v_s < 400$	C	Site profond de sable moyennement dense et gravier ou d'argile moyennement raide	$180 \leq v_s < 360$
S_4	Site très meuble	$100 \leq v_s < 200$	D	Site de sol sans cohésion de densité faible à moyenne	$v_s < 180$
			E	Site de sol avec une couche superficielle d'alluvions repose sur un matériau plus raide	-
			S_1	Site composé ou contenant une couche argileuse de plus de 10 m d'épaisseur	$v_s < 100$ (valeur indicative)
			S_2	Site de sol liquéfiable d'argiles sensibles ou autre sol non compris précédemment	-

A partir du Tableau 3-1, le RPA classe les sols en quatre (4) catégories seulement par contre l'EC8 adopte sept (7) catégories. Les quatre premiers sont pareils à ceux du RPA. L'EC8 ajoute 3 cas spéciaux de site pour tenir compte des alluvions superficiels, des couches épaisses d'argile et du sol liquéfiable.

Les vitesses des ondes de cisaillement pour le RPA sont prises pour une profondeur de 10 à 20 premiers mètres. Cependant pour l'EC8, la profondeur atteint les 30 mètres.

3.3 Coefficient d'accélération de zone

Le niveau de sismicité est représenté dans les deux règlements par un coefficient d'accélération qui représente l'accélération maximale du sol au niveau de la roche, la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Dans la réglementation ce coefficient dépend de la classification des ouvrages selon leur importance et de la zone sismique.

3.3.1 Classification des ouvrages selon leur importance

Une classification des bâtiments en catégories d'importance est établie en fonction du risque pour la sécurité des personnes et le risque socio-économique que représenterait leur défaillance. Donc cette classification vise à protéger les personnes, puis les biens économiques et culturels ou historiques de la communauté.

Le RPA99 (Art-3.2) et l'Eurocode8 (Art-4.2.5) classent les ouvrages selon leurs importances en 4 catégories (voir Tableau 3-2 et Tableau 3-3). La différence entre les deux règlements se situe dans les groupes d'importance moyenne, le RPA limite la hauteur de l'ouvrage courant à 48 m par contre pour l'EC 8 la hauteur limite du bâtiment doit être inférieure à 28 m.

Tableau 3-2: Classification des ouvrages selon le RPA.









Groupes	Bâtiments	
(1A) : Ouvrages d'importance vitale	-Bâtiments abritant les centres de décisions stratégiques. - Bâtiments abritant le personnel et le matériel de secours et (ou) de défense nationale -Bâtiments des établissements publics de santé...etc.	
(1B) : Ouvrages de grande importance	-Ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes (mosquée, université, constructions sportives...)	
(2) : Ouvrages courants ou d'importance moyenne	-Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. Parking de stationnement public...	
(3) : Ouvrages de faible importance	-Bâtiments à risque limité pour les personnes. -Constructions provisoires.	

Tableau 3-3: Classification des ouvrages selon l'EC8.

Catégorie d'importance	Bâtiments	
I	-Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes, par exemple, bâtiments agricoles, etc.	
II	-Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres catégories -Habitations collectives de hauteur inférieure à 28 m.	
III	-Bâtiments dont la résistance aux séismes est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par exemple : écoles, salles de réunion, institutions culturelles..	
IV	-Bâtiments dont l'intégrité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile, par exemple : hôpitaux, casernes de pompiers, centrales électriques, etc.	

3.3.2 Classification des zones sismiques

Les cartes sismiques sont des documents portés à connaissance, qui visent à rendre cartographiquement visible le risque. Elles se basent sur les données géologiques et géotechniques disponibles, et sur l'analyse des événements récents et de l'histoire sismique quand elle existe.

La Figure 3-3 présente le zonage sismique de l'Algérie utilisé dans le RPA et comme exemple on présente le zonage de la France comme pays Européen.

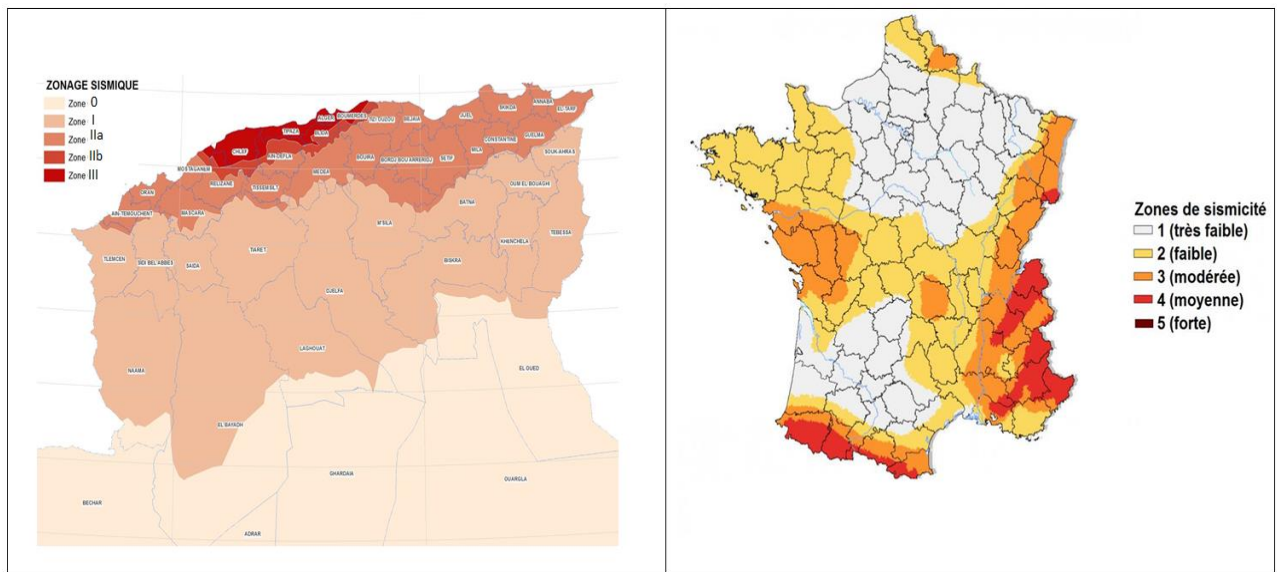


Figure 3-3: Les cartes des zones sismique de l'Algérie et de la France

Les zones sismiques selon le RPA99/v2003 (Art 3.1) et l'Eurocode8 (annexe nationale) sont classées en cinq zones comme le montre le Tableau 3-4. La première zone (1) de l'EC8 est de faible sismicité, donc on peut négliger le calcul sismique. Dans le RPA le calcul sismique est négligé dans la zone (0).

Tableau 3-4: Comparaison la classification des zones sismiques entre RPA et EC8.

RPA 99/ v 2003		Eurocode8	
Zone 0	Sismicité négligeable	Zone 1	Sismicité Très faible
Zone I	Sismicité faible	Zone 2	Sismicité Faible
Zone II a	Sismicité moyenne	Zone 3	Sismicité Modérée
Zone II b	Sismicité moyenne	Zone 4	Sismicité Moyenne
Zone III	Sismicité élevée	Zone 5	Sismicité Forte

3.3.3 Coefficient d'accélération

3.3.3.1 Selon le RPA

Le règlement parasismique algérien donne les coefficients d'accélération par le Tableau 3-5. Ces coefficients dépendent de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Tableau 3-5: Coefficient d'accélération de zone A selon le RPA.

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

3.3.3.2 Selon l'EC8

À chaque catégorie d'importance est associé un coefficient d'importance γ_I qui vient moduler l'action sismique de référence conformément à l'EC8. Les valeurs de γ_I sont données par le Tableau 3-6.

Tableau 3-6: Le coefficient d'importance γ_I .

Catégorie d'importance	Coefficient d'importance γ_I
I	0.8
II	1
III	1.2
IV	1.4

L'accélération maximale au niveau de rocher a_{gr} dans le cas de la France par exemple est illustrée par le Tableau 3-7.

Tableau 3-7: coefficient d'accélération au niveau de rocher a_{gr} (cas de France).

Zone de sismicité	Niveau d'aléa	$a_{gr}(m/s^2)$
1	Très faible	0.4
2	Faible	0.7
3	Modéré	1.1
4	Moyen	1.6
5	Fort	3

L'accélération de calcul a_g en m/s^2 en fonction de la catégorie d'importance de l'ouvrage et de la zone sismique s'exprime par l'équation : $a_g = \gamma I \times a_{gr}$

Le Tableau 3-8 présente les valeurs d'accélération de zone a_g dans le cas de la France.

Tableau 3-8: Coefficient d'accélération de zone a_g selon EC8 (cas de France).

Zones	Catégorie d'ouvrages			
	I	II	III	IV
1	Aucune exigence			
2		0.7	0.84	0.98
3		1.1	1.32	1.54
4		1.6	1.92	2.24
5		3.0	3.60	4.20

On remarque que les deux codes dépendent de la combinaison entre le groupe d'usage de la structure et la zone sismique pour déterminer le coefficient d'accélération. Avec un cas particulier, le code européen ne donne aucune exigence dans la catégorie d'ouvrages I.

3.4 Classification des ouvrages selon leur configuration

Chaque bâtiment (sa structure) doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation, en bâtiment régulier ou non, selon les critères des deux règlements : RPA-(Art 3.5) et EC8-(Art4.2.3). On doit vérifier la régularité en plan et en élévation.

La régularité en plan : Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

La régularité en élévation : En élévation, la régularité des formes, la répartition homogène des masses et des rigidités sont des critères importants qui conditionnent la stabilité et la résistance des structures sous séisme. Donc, un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation sont respectés. Cependant, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

3.4.1 Les critères de Régularité selon le RPA

Le Tableau 3-9 résume les critères de régularité selon le RPA.

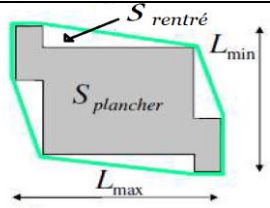
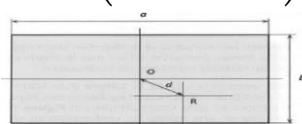
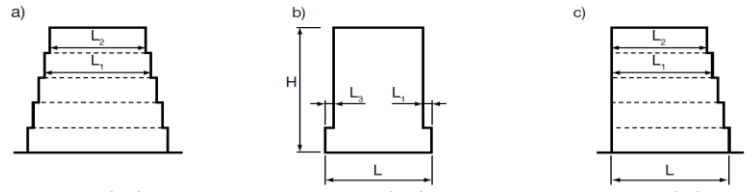
Tableau 3-9: Critères de régularité selon RPA.

Régularité en plan	a) Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales.	
	b) 1. Le rapport entre (L_{lon}/L_{lar}) de plancher est inférieur ou égale 4 b) 2. Le rapport entre la somme des dimensions l_i de parties rentrantes du bâtiment et la dimension totale L dans la même direction est inférieur ou égale 25%.	$\frac{L_{lon}}{L_{lar}} \leq 4$ $\frac{\sum l_i}{L} \leq 25\%$
	c) La distance entre le centre de gravité des masses X_{cm} et le centre de rigidité X_{cr} ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée L .	$ X_{cr} - X_{cm} \leq 0,15L$
	d) La surface totale des ouvertures de plancher $S_{ouverture}$ doit rester inférieure à 15% de surface totale S_{totale} .	$\frac{S_{ouverture}}{S_{totale}} \leq 15\%$
Régularité en élévation	a) Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.	
	b) La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.	
$\frac{B_n}{B} \geq 0.67$ $\frac{B_i}{B_{i-1}} \geq 0.80$		
$\frac{B_n}{B} \geq 0.67$ $\frac{B_i}{B_{i-1}} \geq 0.80$		
$\frac{B'}{B} \geq 0.67$		
c) Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.		

3.4.2 Les critères de Régularité selon l'EC 8

Les critères de régularité selon l'EC8 sont présentés par le Tableau 3-10.

Tableau 3-10: Critères de régularité selon Eurocode8.

Régularité en plan	1. La structure du bâtiment doit être approximativement symétrique en plan par rapport à deux directions orthogonales en raideur et en masse.	
	2.a) La surface des retraits par rapport au contour polygonal convexe est inférieure à 5 % de la surface du plancher. 2. b) L'élanement λ de la section en plan du bâtiment ne doit pas être supérieur à 4.	 <p style="text-align: center;">Surface $_{retré} \leq 5\%$ Surface $_{total}$</p> $\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} \leq 4$
	3. L'excentricité de la structure $e_{ox,y}$ est inférieure à 30% de rayon de torsion $r_{x,y}$.	$e_{ox,y} \leq 0,3 r_{x,y}$ <p>Avec :</p> <p>Le rayon de torsion : $r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}}$</p> <p>La rigidité de torsion :</p> $K_\theta (\text{KN.m/rad}) = \sum K_x \cdot d_y^2 + \sum K_y \cdot d_x^2$
	4. Le rayon de torsion doit rester inférieur au rayon de giration massique L_s .	$r_{x,y} \geq L_s$ <p>Avec :</p> <p>Le rayon giration : $L_s = \sqrt{\frac{J_G}{M_{totale}}}$</p> <p>Le moment d'inertie J_G:</p> $J_{GR} (\text{kn.m}^2) = \left(\frac{a^2 + b^2}{12} + d^2 \right) \cdot M_{totale}$ 
Régularité en élévation	1. Tous les éléments de contreventement doivent être continus depuis les fondations jusqu'au sommet du bâtiment.	
	2.a) Dans le cas de retraits successifs maintenant une symétrie axiale, le retrait à un niveau quelconque ne doit pas être supérieur à 20 % de la dimension en plan. 2.b) Dans le cas de retraits non symétriques, de chaque côté, la somme des retraits de tous les niveaux ne doit pas être supérieure à 30 % de la dimension en plan.	 <p style="text-align: center;">Critère pour a) : $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$</p> <p style="text-align: center;">Critère pour b) : $\frac{L_2 + L_1}{L} \leq 0,20$</p> <p style="text-align: center;">Critère pour c) : $\frac{L_1 - L_2}{L} \leq 0,30$ $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$</p>
	3. La raideur latérale et la masse de chaque niveau doivent demeurer constantes ou sont réduites progressivement. Le rapport entre la résistance effective de chaque niveau et la résistance exigée par le calcul ne doit pas varier de manière disproportionnée d'un niveau à l'autre.	

3.4.3 Comparaison des critères

On compare les critères de régularité des deux règlements considérés par le Tableau 3-11.

Tableau 3-11: Comparaison des critères du RPA et de l'EC8.

	RPA	EC8
Régularité En plan	Le bâtiment doit être symétrique en plan par rapport à deux directions orthogonales.	
	Le rapport $\frac{L_{\max}}{L_{\min}} \leq 4$ $\frac{\sum l_{\text{partie rentré}}}{L_{\text{totale}}} \leq 25\%$	L'élanement = $\frac{L_{\max}}{L_{\min}} \leq 4$ Surface rentré $\leq 5\%$ Surface total
	L'excentricité de la structure est inférieure à 15% de longueur $ X_{\text{cr}} - X_{\text{cm}} \leq 0,15l$	L'excentricité de la structure est inférieure à 30% au rayon de torsion $e_{\text{ox,y}} \leq 0,3 r_{\text{x,y}}$
Régularité En élévation	Tous les éléments de contreventement doivent être continus depuis les fondations jusqu'au sommet du bâtiment.	
	La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul	
	La masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement.	

3.5 La ductilité

La ductilité d'un système structural traduit sa capacité de dissiper une grande partie de l'énergie sous des sollicitations sismiques, par des déformations inélastiques sans réduction substantielle de sa résistance (Figure 3-4). La ductilité dépend des caractéristiques des matériaux de la structure, des dimensions des éléments et des détails de construction. (6)

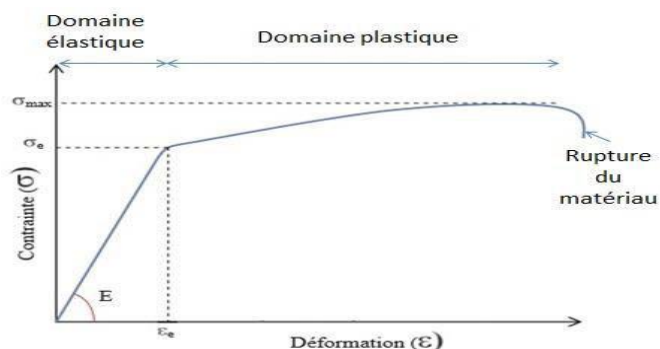


Figure 3-4: capacité d'un matériau à se déformer plastique.

La valeur de ductilité selon le RPA assez proche de la moyenne des valeurs fixées par le code européen pour des structures soumises à des séismes sévères, et pourrait dans certaines situations, être qualifiée comme étant relativement élevée.

Il est clair que le RPA v2003, dans sa version actuelle, enlève au concepteur toute possibilité d'exiger une certaine demande de ductilité fonction du mécanisme de déformation préétabli. (7)

L'EC 8(Art 5.2) considère 3 classes de ductilité des structures; à savoir:

(DCL) Ductilité faible : Pour un niveau bas de ductilité, les mesures ne sont mises en œuvre que pour éviter des ruptures fragiles et ne conviennent pas pour des constructions simples, régulières, et relativement rigides. Les valeurs du coefficient de comportement (q) sont voisines de l'unité. Ce niveau de ductilité intéresse les structures d'importance stratégique élevée ou les zones de faible sismicité.

(DCM) Ductilité moyenne : Pour un niveau moyen de ductilité, les dispositions visent à mettre la structure en état de supporter quelques cycles de déformations post-élastiques répétées ou alternées, de faibles amplitudes.

(DCH) Haute ductilité : Pour un niveau élevé de ductilité, les mesures réglementaires conduisent à mettre la structure en état de dissiper d'importantes quantités d'énergie sous plusieurs cycles de déformations de grandes amplitudes. Elles sont avantageusement mises en œuvre aux zones de forte sismicité. Ce niveau de ductilité intéresse les structures de faible importance stratégique et implantés dans les zones de forte sismicité.

L'annexe nationale de l'EC8 permet de classer un bâtiment selon l'utilisation et le nombre d'occupants. Dans le cadre des bâtiments neufs dits « à risque normal », la classe de ductilité DCL, DCM ou DCH est choisi selon le Tableau 3-12 suivant

Tableau 3-12: La classification de ductilité selon EC8.

Zone	Catégorie			
	I	II	III	IV
1	Aucune exigence			
2				
3	DCM/DCH	DCM/DCH	DCM/DCH	
4	DCM/DCH	DCM/DCH	DCM/DCH	
5	DCM/DCH	DCM/DCH	DCM/DCH	

3.6 Coefficient de comportement de la structure

Le coefficient de comportement est un facteur introduit dans les règlements parasismiques pour réduire les forces élastiques obtenues d'une analyse élastique linéaire, afin de tenir compte de la dissipation d'énergie au court du tremblement de terre. Ce facteur de comportement tient compte globalement de la capacité dissipative hystérétique de la structure, permettant de ramener

son dimensionnement à un niveau de comportement élastique avec l'introduction de forces sismiques équivalentes d'intensité réduite (et même de type statique).

Le RPA et l'EC 8 prennent tous les deux en compte un coefficient de comportement appelé (R) pour le RPA et (q) pour l'EC8.

3.6.1 Coefficient de comportement selon le RPA

Le RPA (Art 4.3.2) détermine le coefficient de comportement par une valeur unique en fonction du système de contreventement. Les valeurs de ce coefficient sont données par le Tableau 3-13.

Tableau 3-13: Valeurs du coefficient de comportement R.

Catégorie	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

3.6.2 Coefficient de comportement selon l'EC8

D'après l'EC8 (Art 5.2.2.2), la valeur supérieure du coefficient de comportement q pour tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie doit être calculée comme suit pour chaque direction de calcul :

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

Avec :

q₀: Valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de système structural et de la régularité en élévation, donné dans le Tableau 3-14. Pour les bâtiments qui ne sont pas réguliers en élévation, il convient de réduire la valeur de q₀ de 20 %.

Tableau 3-14: Valeurs de base du coefficient de comportement q₀

Type structural	DCM	DCH
Système à ossature, système à contreventement mixte, système de murs couplés	3.0 α _u /α ₁	4.5 α _u /α ₁
Système de murs non couplés	3.0	4.0 α _u /α ₁
Système à noyau	2.0	3.0
Système en pendule inversé	1.5	2.0

Chapitre 3 : Comparaison des spectres de réponse établis par RPA et Eurocode 8

Les valeurs du Tableau 3-14 (α_1 et α_u) sont définis comme suit :

α_1 est la valeur avec laquelle l'action sismique horizontale de calcul est multipliée pour atteindre, pour la première fois en un point quelconque de la structure, la résistance à la flexion d'un élément, toutes les autres actions de calcul étant constantes;

α_u est la valeur avec laquelle l'action sismique horizontale de calcul est multipliée pour obtenir la formation de rotules plastiques dans un nombre de sections suffisant pour développer une instabilité globale de la structure, toutes les autres actions de calcul étant constantes. Le coefficient α_u peut être obtenu à partir d'une analyse non linéaire globale (en poussée progressive).

Lorsque le coefficient multiplicateur α_u/α_1 n'a pas été évalué par le calcul, pour les bâtiments réguliers en plan, les valeurs approximatives de α_u/α_1 ci-après peuvent être utilisées.

Dans le cas des systèmes à ossature ou système à contreventement mixte équivalent à une ossature. On utilise les valeurs du Tableau 3-15.

Tableau 3-15 : Valeurs de rapporte α_u/α_1 .

Type structural	α_u/α_1
Bâtiments d'un étage.	1.1
Systèmes à ossatures à une travée de plusieurs étages.	1.2
Systèmes à ossatures ou systèmes à contreventement mixte équivalents à des ossatures à plusieurs travées de plusieurs étages.	1.3

Dans le cas des systèmes à contreventement mixte de murs ou équivalents à des murs. On utilise les valeurs du Tableau 3-16.

Tableau 3-16: Valeurs de rapporte α_u/α_1 .

Type structural	α_u/α_1
Systèmes de murs avec uniquement deux murs non couplés par direction horizontale	1.0
Autres systèmes de murs non couplés	1.1
Systèmes à contreventement mixte équivalents à des murs ou systèmes de murs couplés	1.2

Pour les bâtiments irréguliers en plan, les valeurs approximatives de α_u/α_1 qui peuvent être utilisées, lorsque son évaluation n'est pas effectuée par des calculs, sont égales à la moyenne de 1,0 et de valeur donnée par le tableau précédente.

K_W : Coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes structuraux de murs. Il doit être pris comme suit :

$$K_W = \begin{cases} 1.00 & \text{pour les ossatures ou les système à cotrevetement mixte équivalents} \\ & \text{à des ossatures} \\ 0.5 < \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1 & \text{pour les systèmes de murs, équivalents à des mur et à noyau} \end{cases}$$

Où

α_0 : est le rapport de forme prédominant des murs du système structural.

Si les rapports de forme h_{wi}/l_{wi} de tous les murs i d'un système structural ne diffèrent pas de manière significative, le rapport de forme prédominant α_0 peut être déterminé à partir de l'expression suivante :

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}}$$

Avec :

h_{wi} : Hauteur de mur i ;

l_{wi} : Longueur de la section du muri.

3.6.3 Comparaison entre les coefficients de comportement des deux règlements

Les valeurs de (R) du RPA sont basées sur les résultats de certaines analyses non linéaires faites pour des structures à matériaux et contreventement différents sous les séismes précédents. Cependant l'EC8 détermine le coefficient (q) par une formule approchée qui dépend du type du système structural, et de la qualité de la structure en termes de la classification de ductilité et de la régularité en plan et en élévation.

3.7 Spectre de réponse

3.7.1 Spectre de réponse selon le RPA2003

Les règlements parasismiques algériens (Art 4.3.3) adoptent un seul spectre de réponse élastique horizontale, pour le calcul de l'action sismique. Ce spectre est formulé comme suit :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 3-5.

R : Coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 3-12.

Q : Facteur de qualité,

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique est donné par le Tableau 3-17.

Tableau 3-17: Valeurs de ξ (%).

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

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, données par le Tableau 3-18.

Tableau 3-18: Valeurs de T₁ et T₂

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0.15	0.15	0.15	0.15
T _{2(sec)}	0.30	0.40	0.50	0.70

La Figure 3-5 **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** présente les spectres de réponse élastique ($R = 1$) du RPA pour les différentes catégories de site et pour $Q = 1, A = 0,15$ et $\xi = 10\%$.

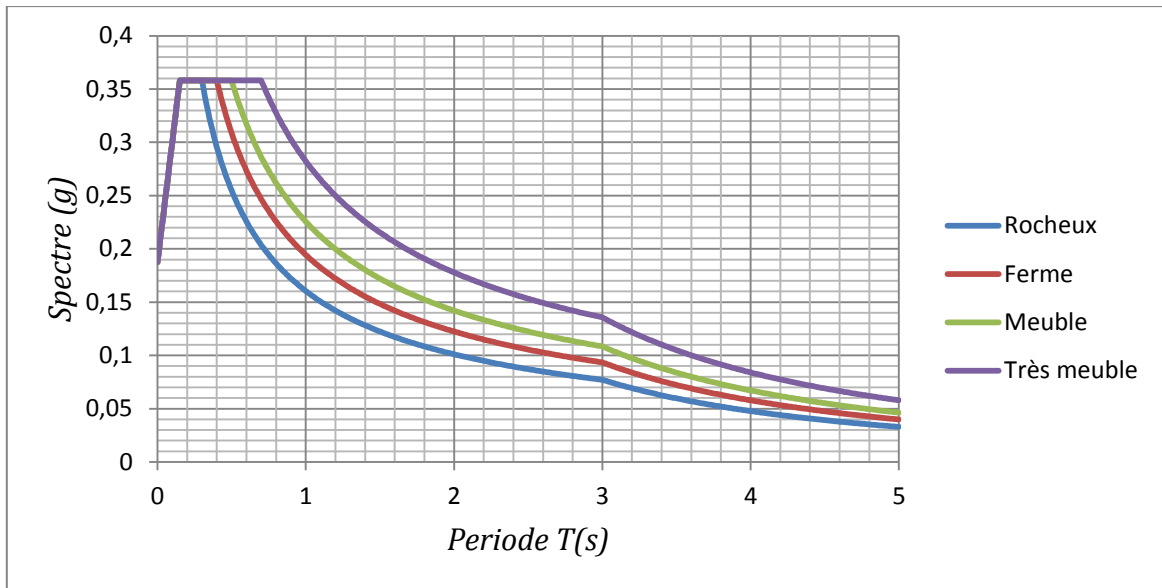


Figure 3-5: Spectres de réponse élastique pour les sols des classes S₁ à S₄ selon RPA

3.7.2 Le spectre de réponse selon l’Eurocode8

L’Eurocode8 préconise trois spectres de réponse (Art 3.2.2) que nous présentons dans ce qui suit :

3.7.2.1 Spectre de réponse élastique horizontal

Le spectre de réponse élastique $S_e(T)$ pour les composantes horizontales de l’action sismique est défini par les expressions suivantes :

$$S_e(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_B \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 & T_B \leq T \leq T_C \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right) & T_C \leq T \leq T_D \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right) & T_D \leq T \leq 4s \end{cases}$$

Avec :

a_g : Accélération de calcul pour un sol de classe A.

η : Coefficient de correction de l’amortissement avec la valeur de référence.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0.55$$

ξ : est le coefficient d’amortissement visqueux, exprimé en pourcentage. Il est donné par (EC8 partie 2-Art4.1.3) :

2% pour du béton précontraint et de la charpente métallique soudée.

4% Pour la charpente métallique boulonnée.

5% Pour du béton armé.

T_B : Limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

T_C : Limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

T_D : Valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant.

S : Paramètre du sol,

Les valeurs des T_B , T_C , T_D et S sont données par le Tableau 3-19.

La Figure 3-6 montre la forme du spectre de réponse élastique de l'EC8.

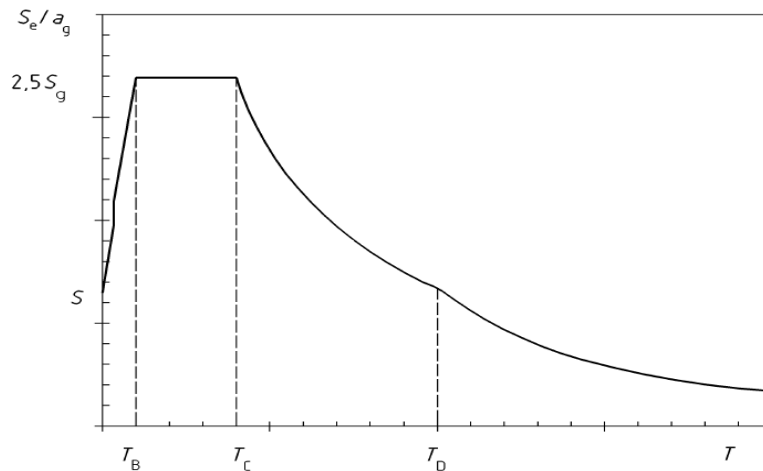


Figure 3-6: Forme du spectre de réponse élastique EC8.

Tableau 3-19: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique selon EC8.

Classe de sol	Type 2				Type 1			
	Pour les zones de sismicité 1 à 4				Pour la zone de sismicité 5			
	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.0	0.05	0.25	1.2	1.0	0.15	0.4	2
B	1.35	0.05	0.25	1.2	1.2	0.15	0.5	2
C	1.5	0.10	0.25	1.2	1.15	0.20	0.6	2
D	1.8	0.10	0.30	1.2	1.35	0.20	0.8	2
E	1.6	0.05	0.25	1.2	1.4	0.15	0.5	2

On note que selon l'EC8 on a deux formes de spectre type 1 et type 2, avec :

Le type 1 correspond à de fortes magnitudes et le type 2 correspond à des magnitudes plus faibles déduites des ondes de surface et telle que $M_s < 5.5$.

La Figure 3-7 illustre les spectres de réponse élastique de l'EC8 pour les différentes catégories de site pour $a_g = 0,15$ et $\xi = 5\%$.

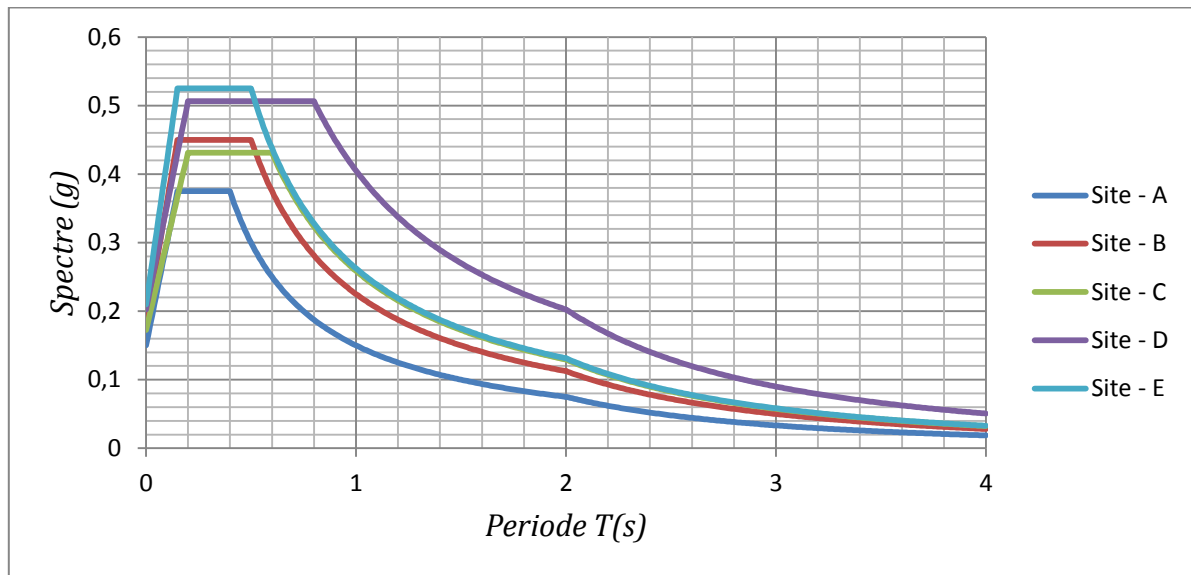


Figure 3-7: Spectres de réponse élastique pour les classes de sols.

3.7.2.2 Spectre de réponse élastique vertical

Le spectre de réponse élastique $S_{ve}(T)$ pour les composantes verticales de l'action sismique est défini par les expressions suivantes :

$$S_{ve}(T) = \begin{cases} a_{vg} \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_B \\ a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 & T_B \leq T \leq T_C \\ a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left(\frac{T_C}{T} \right) & T_C \leq T \leq T_D \\ a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) & T_D \leq T \leq 4s \end{cases}$$

Avec :

Les paramètres a_{vg} , T_B , T_C et T_D définissant la forme des spectres verticaux de réponse élastique. Ils sont donnés par le Tableau 3-20

Tableau 3-20: Valeurs recommandées des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical.

Spectre	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Zone sismicité 5 (type 1)	0.90	0.05	0.15	1.0
Zones sismicité 1 à 4 (type 2)	0.45	0.05	0.15	1.0

La composante verticale de l'action sismique (EC8 -(Art 4.3.3.5.2)) est considérée dans les calculs si a_{vg} est supérieure à 0,25 g. ($2.5m/s^2$), dans ce cas il convient de prendre en compte la composante verticale de l'action sismique, dans les cas suivants :

- Éléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 20 m de portée ou plus.
- Éléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 5 m de long.
- Éléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux.
- Poutres supportant des poteaux.
- Structures sur appuis parasismiques.

3.7.2.3 Spectre de calcul pour l'analyse élastique

En fait, le coefficient de comportement est une fonction de la période du mode fondamental. Pour lui conserver sa valeur constante, c'est le spectre élastique qui est modifié et transformé en spectre de calcul par la prolongation du plateau de la zone amplifiée jusqu'au point de période nulle et le relèvement de la branche descendante.

Pour les composantes horizontales de l'action sismique, le spectre de calcul $S_d(T)$, doit être défini par les expressions suivantes :

$$S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right) & 0 \leq T \leq T_B \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} & T_B \leq T \leq T_C \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \left. \begin{array}{l} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right\} & T_C \leq T \leq T_D \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \left. \begin{array}{l} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right\} & T_D \leq T \end{cases}$$

Où :

a_g, S, T_B, T_C et T_D sont définis en spectre de réponse élastique horizontal.

$S_d(T)$ est le spectre de calcul,

q est le coefficient de comportement,

β Est le coefficient correspondant à la limite inférieure du spectre de calcul horizontal. La valeur de β (Art-3.2.2.5 (4)) recommandée est de 0,2.

3.8 Comparaison des spectres de réponse du RPA et l'EC8 pour le cas étudié

Dans cette partie on va comparer les spectres de réponse correspondants au cas d'étude dynamique du bâtiment présenté au chapitre 2.

3.8.1 Classification des sites

Dans le cas étudié, le bâtiment repose sur un sol de classe S_1 selon le RPA 99 et un sol de classe A selon l'EC8. Les deux classements ont les mêmes paramètres en termes de vitesse des ondes de cisaillement $V_s(m/s)$. (Voir Tableau 3-1)

3.8.2 Coefficient d'accélération de zone

Le coefficient d'accélération dépend de l'importance de l'ouvrage et de la zone sismique on a donc :

➤ **Classification d'ouvrage selon leur importance**

D'après les Tableau 3-2 et Tableau 3-3 ,et sachant que la hauteur du bâtiment H est égale à 22 m on a :

- Selon le RPA2003 : $H = 22 m < 48m \Rightarrow$ Ouvrage courant ou d'importance moyenne : Usage d'habitation groupe 2.
- Selon l'EC8 : $H = 22 m < 28m \Rightarrow$ Bâtiment d'habitation catégorie II.

➤ **Classification de zone sismique de bâtiment**

Le bâtiment est implanté à ORAN, classé comme une zone de sismicité moyenne, donc Zone IIa selon le RPA99. (Voir Tableau 3-4)

Le coefficient d'accélération de zone dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique. On a donc $A = 0,15 g$. (Voir Tableau 3-5).

On prend la même accélération au niveau de la roche pour l'EC8 ($a_g = 0.15g$).

3.8.3 Classification des ouvrages selon leur configuration

On utilise les Tableau 3-9 et Tableau 3-10 pour vérifier les critères de régularité en plan et en élévation pour les deux règlements.

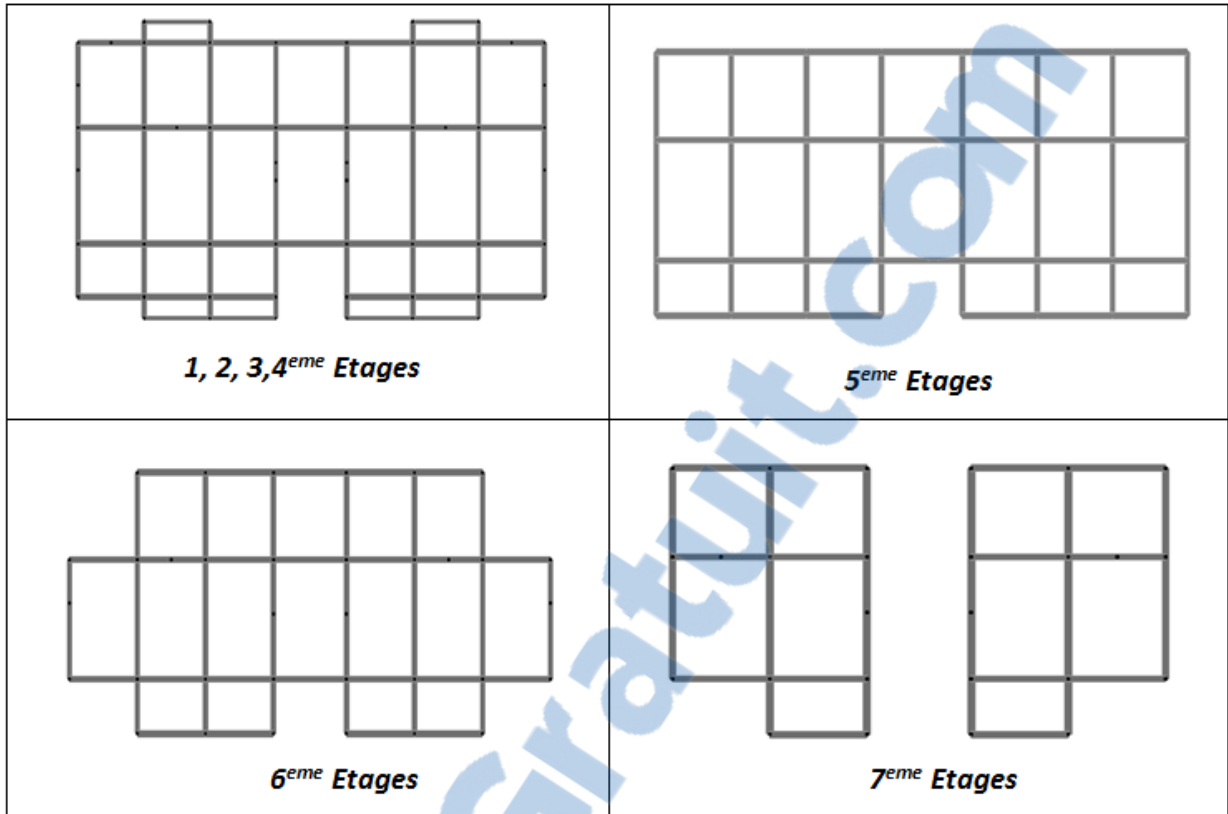


Figure 3-8: Régularité en plan.

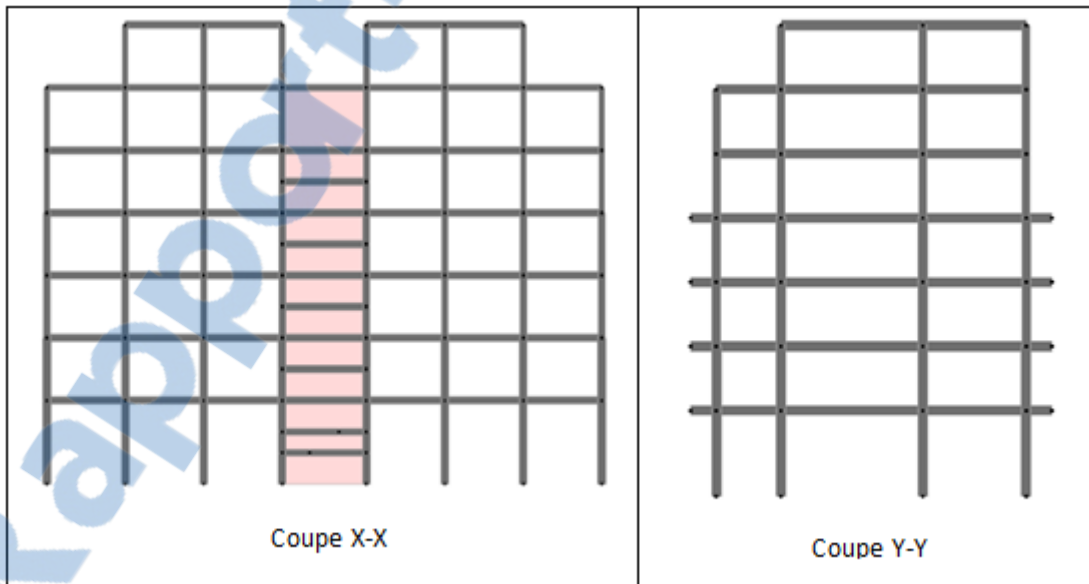



Figure 3-9: Régularité en élévation.

3.8.3.1 Vérification des critères de régularité selon le RPA

➤ **Régularité en plan**

A partir des plans d'architecture on vérifie les conditions du Tableau 3-9.

- a) Le bâtiment  est symétrique dans le sens X donc condition vérifiée.
 N'est pas symétrique dans le sens Y donc condition non vérifiée.

b) $\frac{L_{lon}}{L_{lar}} = \frac{28,7}{12,4} = 2,31 < 4$ donc condition vérifiée

sens X: $\frac{\sum l_i}{L} = \frac{4,3}{28,7} = 0,15 < 0,25 \rightarrow$ condition vérifiée.

sens Y: $\frac{4,5}{12,4} = 0,36 > 0,25 \rightarrow$ condition non vérifiée.

- c) Vérification de l'excentricité : le Tableau 3-21 donne les valeurs d'excentricité dans les deux sens X, et Y.

Tableau 3-21: Vérification de l'excentricité RPA.

Etages	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité				Vérification	
	X	Y	X	Y	e_x	e_y	$0.15.L_x$	$0.15.L_y$	X	Y
RDC	14.15	6.01	14.15	5.85	0	0.16	4.31	1.86	Condition vérifiée	
1	14.15	5,98	14.15	5.85	0	0.13	4.31	1.86		
2	14.15	5,98	14.15	5.85	0	0.13	4.31	1.86		
3	14.15	5,98	14.15	5.85	0	0.13	4.31	1.86		
4	14.15	6.02	14.15	5.86	0	0.16	4.31	1.86		
5	14.15	5.91	14.15	4,72	0	1,19	4.31	1.86		
6	14.15	6.44	14.15	4.12	0	2,32	3.11	1.86	CV	CNV

d) $\frac{S_{ouverture}}{S_{totale}} = \frac{34.4}{336.21} = 0.10 < 15\% \rightarrow$ condition non vérifiée.

A partir des résultats trouvés ci-dessus, le bâtiment est classé irrégulier en plan selon le RPA.

➤ **Régularité en élévation**

Les conditions de régularité en élévation citées au Tableau 3-9, sont résumées par :

- a) Tous les éléments porteurs verticaux ne sont pas continus jusqu'à la fondation
 Sens X

$\frac{B_n}{B} = \frac{16}{28,7} = 0,55 < 0,67 \rightarrow$ condition vérifiée.

Les étages 6 – 7 $\rightarrow \frac{16}{28,7} = 0,55 < 0,8 \rightarrow$ condition vérifiée.

Sens Y

$$\frac{B_n}{B} = \frac{9.5}{12.4} = 0.76 > 0.67 \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\text{Les étages 6 - 7} \rightarrow \frac{B_6}{B_5} = \frac{9.5}{12.4} = 0.76 < 0.8 \rightarrow \frac{16}{28.7} = 0.55 < 0.8 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) On doit vérifier la condition suivante : $\rightarrow \frac{M_i/K_{ix,y}}{M_{i-1}/K_{i-1x,y}} \leq 0.25$ (9)

Pour les derniers étages 6 - 7 :

Sens X :

$$\frac{1853,49 / 17,49 \cdot 10^6}{2740,25 / 13,51 \cdot 10^6} = 52\% > 25\% \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Sens Y:

$$\frac{1853,49 / 23,61 \cdot 10^6}{2740,25 / 45,51 \cdot 10^5} = 13\% < 25\% \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A partir des résultats trouvés ci-dessus, le bâtiment est classé irrégulier en élévation selon le RPA.

3.8.3.2 Vérification des critères de régularité selon l'EC8

➤ Régularité en plan

Les conditions citées au Tableau 3-10 sont vérifiées par la suite :

- a) Le bâtiment \rightarrow est symétrique dans le sens X
 \rightarrow n'est pas symétrique dans le sens Y

b) Surface_{rentré} = 12,3 m² < 5% Surface_{total}
= 5% . 355,88 = 17,80 m² → Condition vérifiée.

c) $\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} \leq 4 \rightarrow \lambda = 2.31 < 4 \rightarrow$ Condition vérifiée.

d) La vérification de : $e_{ox,y} \leq 0.3r_{x,y}$. avec $r_{x,y} = \sqrt{\frac{K_{\theta}}{K_{y,x}}} = \sqrt{\frac{I_{\theta}}{I_{y,x}}}$



Tableau 3-22: Vérification de l'excentricité EC8.

Etages	Excentricité		0,3 × r(m)		Vérification	
	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	0	0.16	1.92	2.18	Condition vérifiée	
1	0	0.13	1.94	2.20		
2	0	0.13	1.94	2.20		
3	0	0.13	1.94	2.20		
4	0	0.16	1.94	2.20		
5	0	1,19	1.04	1.22		
6	0	2.32	2.49	1.40	CV	CNV

e) $r_{x,y} \geq L_s$. avec $L_s = \sqrt{\frac{J_G}{M_{totale}}} = \sqrt{\sum(\frac{a_i^2+b_i^2}{12} + d_i^2)}$, cette vérification est illustrée par le Tableau 3-22.

Tableau 3-23: Vérification de rayon de torsion EC8.

Etages	Rayon de torsion r		$J_G/M(m^2)$	Rayon de giration $L_s(m)$	Vérification
	X	Y			
RDC	6.41	7.27	541.19	23.26	Condition non vérifiée
1	6.45	7.33	541.19	23.26	
2	6.45	7.33	541.19	23.26	
3	6.45	7.33	541.19	23.26	
4	6.45	7.33	541.19	23.26	
5	3.48	4.07	262.03	16.19	
6	8.3	4.66	194.74	13.95	

A partir des observations faites le bâtiment est classé irrégulier en plan selon l'Eurocode8.

➤ **Régularité en élévation**

Les critères de régularité en élévation du Tableau 3-10 sont vérifiés ci-dessous :

- a) Il y a des éléments porteurs verticaux discontinus depuis les fondations jusqu'au sommet du bâtiment.
- b) Sens X :

$$\frac{L - L_6}{L} = \frac{28.7 - 16}{28.7} = 0.44 > 0.30 \text{ condition non vérifiée.}$$

Dans le cas des étages 6 – 7:

$$\frac{L_5 - L_6}{L_5} = \frac{28.7 - 16}{28.7} = 0.44 > 0.20 \text{ condition non vérifiée.}$$

c) Sens Y:

$$\frac{L - L_6}{L} = \frac{12.4 - 9.5}{12.4} = 0.23 < 0.30 \text{ condition vérifiée.}$$

Dans le cas des étages 6 – 7:

$$\frac{L_5 - L_6}{L_5} = \frac{12.4 - 9.5}{12.4} = 0.23 > 0.10 \text{ condition non vérifiée.}$$

d) Changement de la raideur latérale et de la masse sur les niveaux variables et la résistance n'est pas homogène surtout dans les deux derniers étages.

→ Donc le bâtiment est classé irrégulier en élévation selon l'Eurocode8.

3.8.4 Détermination de la ductilité selon l'EC8

D'après le tableau 3-12, puisque le bâtiment est implanté dans une zone sismicité élevée et la catégorie d'importance moyenne (II). Donc on va choisir la classe de ductilité moyenne DCM.

3.8.5 Détermination du coefficient de comportement

D'après le type de structure utilisée pour ce bâtiment (portiques contreventés par des voiles) le coefficient de comportement $R = 4$ pour le RPA.

Concernant l'EC8 le type de structure dans le cas étudié est un système de murs couplés dans les deux directions.

Le calcul de q_0 se fait alors par $q_0 = 3.0 \alpha_u / \alpha_1$. La valeur de $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ est directement donnée dans l'Eurocode 8 pour ce type de structure soit $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.20$ pour les systèmes de murs couplés (voir-Tableau 3-16). Comme le bâtiment est irrégulier en plan, $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ est en fait égale à la moyenne de 1.0 et 1.2, donc $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.10$.et $k_w = 1$.on a donc :

$$q = q_0 \times k_w = 3.0 \times 1.10 \times 1.0 = 3.3$$

– Le bâtiment est classé irrégulier en élévation, le coefficient q_0 est réduit de 20%, soit :

$$q = 3.0 \times 1.10 \times 1.0 \times 80\% = 2.64 > 1.5 \rightarrow \text{OK}$$

3.8.6 Détermination du coefficient d'amortissement :

Selon le RPA et d'après le Tableau 3-17.Le type de structure est un système mixte donc :

$$\xi = 10\% \text{ et } \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76 > 0,7.$$

Selon l'EC8 le coefficient d'amortissement est égal à : $\xi = 5\%$ pour le béton armé

$$\rightarrow \eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + 5)}} = 1 > 0.55$$

3.8.7 Paramètres du site

Selon le RPA les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T_1, T_2 correspondent au cas du site 1 (voir-Tableau 3-18). Donc : $T_1 = 0.15s$; et $T_2 = 0.30s$.

Selon l'EC8 et d'après le Tableau 3-19, les paramètres du site A sont :

$$T_B = 0,15s ; T_C = 0,4s ; T_D = 2s ; S = 1$$

3.8.8 Le type de spectre pour l'EC8

On a deux types de spectres le type 1 et le type 2 pour les zones de forte sismicité (magnitude est supérieure à 5.5) c'est le type 1, et pour les zones de sismicité moyenne (magnitude est inférieure ou égale à 5,5) c'est le type 2.

En 22/12/1999 un séisme a frappé Ain-Temouchent (zone IIa) à côté de la wilaya d'Oran d'une magnitude de 5,8.

Donc on va choisir le spectre de type 1 qui correspond à une forte sismicité.

3.8.9 Composante verticale pour l'EC8

D'après le Tableau 3-20. On calcule l'accélération verticale :

$$\frac{a_{vg}}{a_g} = 0.9 \rightarrow a_{vg} = 0.9 \times a_g = 0.9 \times 1.5 = 1.35 \text{ m/s}^2$$

La valeur de l'accélération de référence verticale $a_{vg} = 1.35 \text{ m/s}^2$ n'étant pas supérieure à 2.5 m/s^2 , la composante verticale de l'action sismique ne sera donc pas prise en compte.

3.8.10 Comparaison des spectres correspondants au cas du bâtiment étudié

- Les paramètres de spectre selon le RPA sont rappelés par le Tableau 3-24.

Tableau 3-24: Les paramètres de spectre selon RPA.

Coefficient	A	R	Q	ξ	η	T_1	T_2
Valeur	0,15	4	1,30	10	0,76	0,15	0,30

La Figure 3-10 présente les spectres établis dans ce cas pour $R = 1$ (cas élastique) et $R = 4$ (calcul non linéaire équivalent).

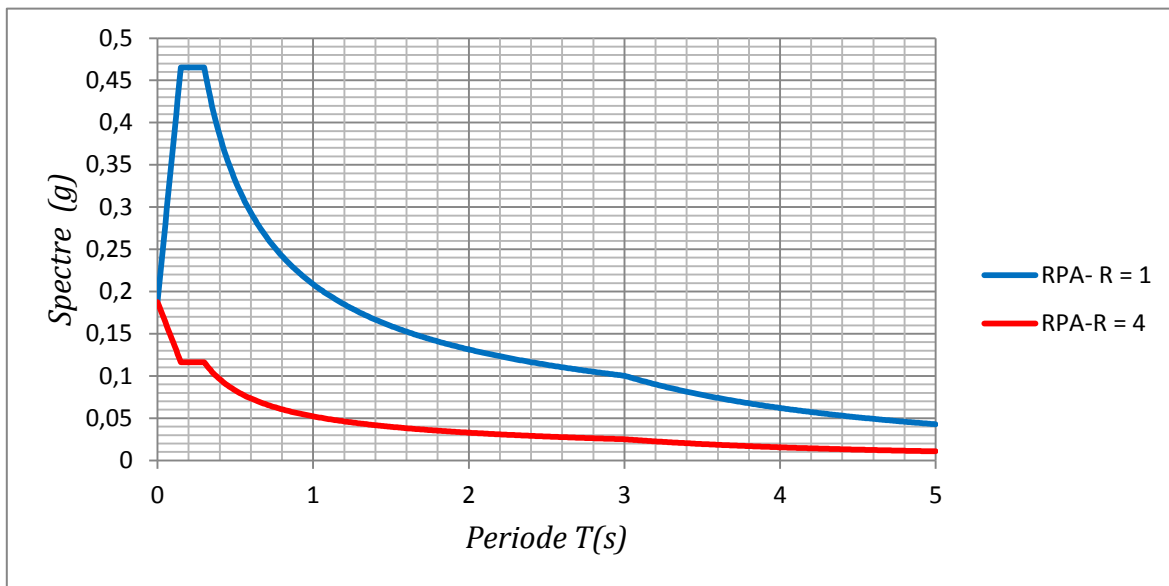


Figure 3-10: Spectre générale RPA ($R=1$) avec le spectre de calcul RPA ($R=4$).

On remarque que les deux spectres commencent par la même valeur $PGA = 0,1877g$

Les paramètres de spectre selon l'EC8 sont résumés dans le Tableau 3-25.

Tableau 3-25: les paramètres de spectre selon EC8.

Coefficient	$a_g(g)$	q	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$	β
Valeur	0,15	2,64	1	0,15	0,4	2	0,2

La Figure3-1 illustre le spectre élastique et le spectre de calcul de l'EC8.

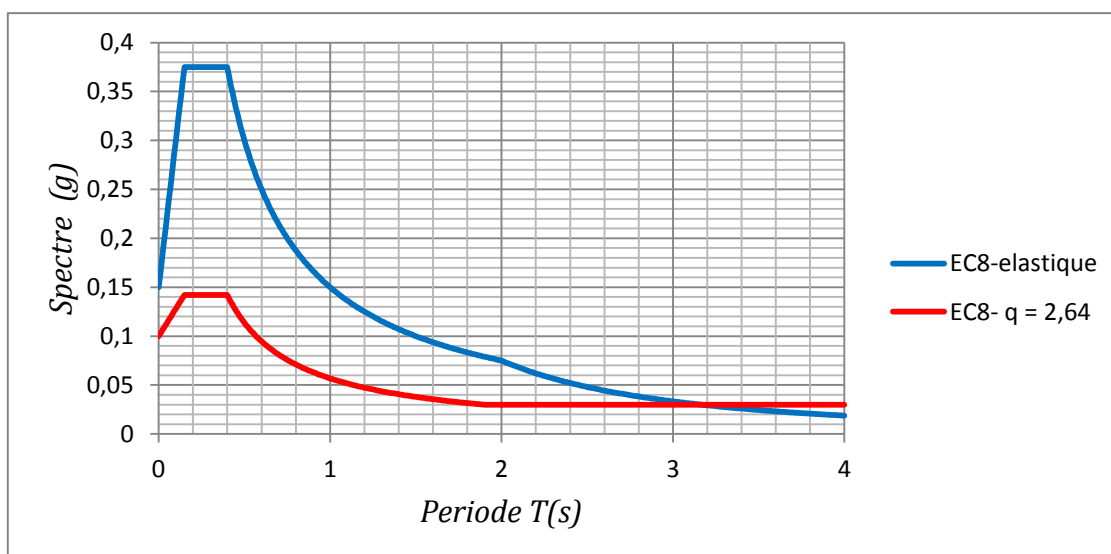


Figure 3-11: Spectre de réponse élastique EC8 avec le spectre de calcul EC8 ($q=2,64$).

Chapitre 3 : Comparaison des spectres de réponse établis par RPA et Eurocode 8

On remarque que les deux spectres commencent par des accélérations PGA différentes, pour le spectre élastique $\rightarrow a_g \cdot S = 0,15g$ et pour le spectre de calcul $\rightarrow a_g \cdot S \cdot \frac{2}{3} = 0,10g$

La Figure 3-12 présente sur la même figure le spectre général RPA ($R = 1; Q = 1,3; \eta = 1$) et le spectre élastique de l'EC8 ($\eta = 1$).

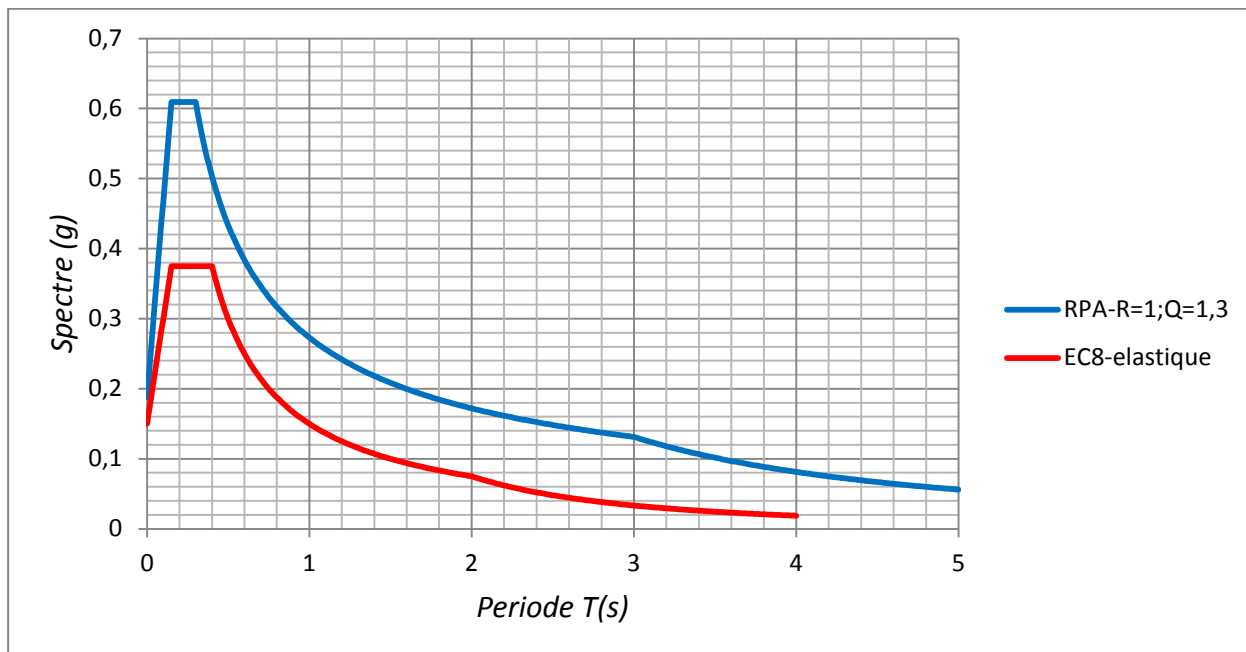


Figure 3-12 : Spectre général RPA ($R=1$) avec le spectre élastique EC8.

- A partir de la Figure 3-12 on remarque que les premières valeurs des spectres sont différentes. Pour le RPA on a ($S_d = 1,25 \times A = 0,1875g$) et pour l'EC8 on a ($S_e = a_g \times S = 0,15g$).
- Ainsi on constate que les valeurs du spectre de l'EC8 sont inférieures à celles du RPA, la différence est présentée dans le **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** suivant :

Tableau 3-26: Pourcentages d'accélération entre les spectres linéaires.

Périodes T(s)		0	0,15	0,30	0,40
Accélération (g)	RPA	0,188	0,609	0,609	0,503
	EC8	0,15	0,375	0,375	0,375
Pourcentages (%)		20	38,42	38,42	25,45

- Cette différence est due aux paramètres de calculs tels que le facteur de qualité qui d'après le RPA représente la qualité en conception, matériau et exécution. En revanche pour l'EC8 la qualité des matériaux et la forme géométrique de la structure (ductilité, régularité en plan et en élévation) sont incluses dans le calcul de q .
- Pour s'approcher le plus du spectre de l'EC8 on prend la valeur du facteur de qualité dans le cas général égale à 1 pour le spectre du RPA (Figure 3-13) :

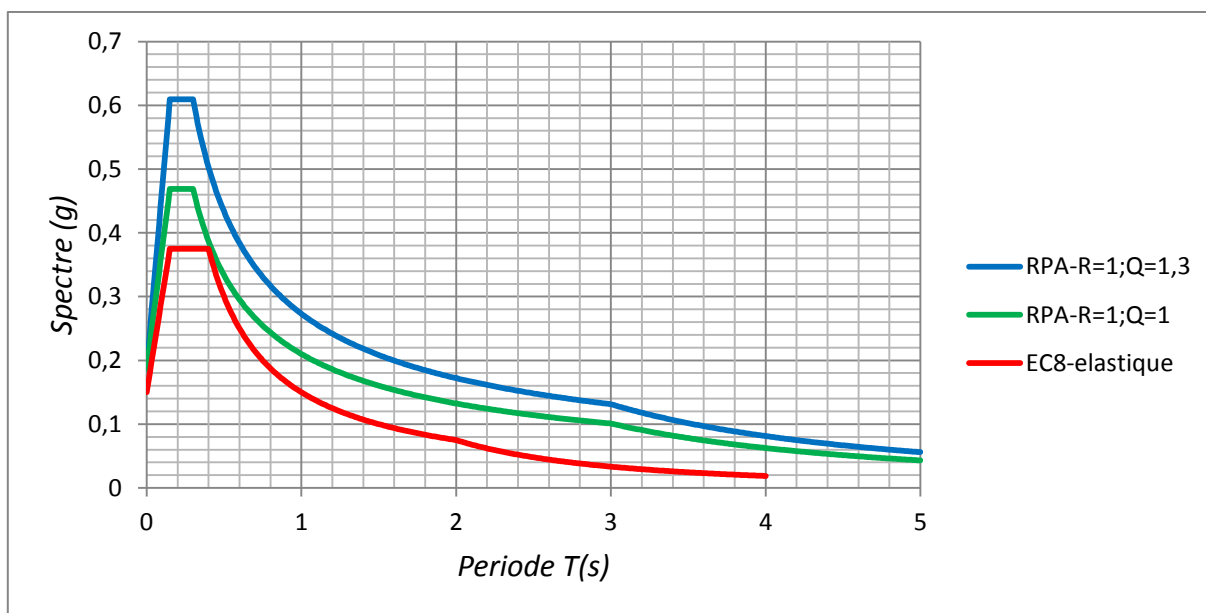


Figure 3-13: Spectre général RPA ($R=1$; $Q=1$) avec le spectre élastique EC8.

La différence entre le spectre RPA ($R = 1$; $Q = 1$; $\eta = 1$) et le spectre élastique de l'EC8 ($\eta = 1$) est présentée dans le Tableau 3-27 suivant :

Tableau 3-27: Pourcentages d'accélération entre les spectres linéaires.

Périodes T(s)		0	0,15	0,30	0,40
Accélération (g)	RPA	0,188	0,469	0,469	0,387
	EC8	0,15	0,375	0,375	0,375
Pourcentages (%)		20	20	20	3,10

La Figure 3-14 montre la comparaison entre les spectres de calcul des deux règlements.

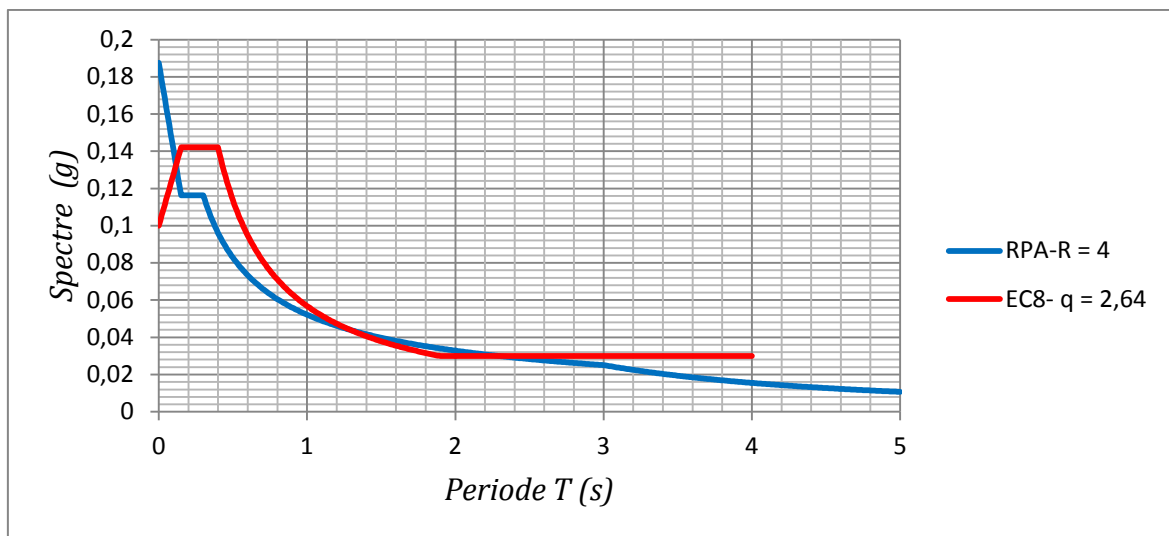


Figure 3-14: Spectre de calcul RPA ($R=4$) avec le spectre de calcul EC8 ($q=2,64$).

Les spectres commencés par les PGA diffèrent $\left\{ \begin{array}{l} \text{pour le RPA on a } \rightarrow S_a = 1,25 \cdot A = 0,1875g \\ \text{pour l'EC8 on a } \rightarrow S_d = a_g \cdot S \cdot \frac{2}{3} = 0,1g \end{array} \right.$

Pour ($T < 0,11s$) les valeurs du spectre RPA sont supérieures aux valeurs du spectre de l'EC8. Cependant pour des périodes entre 0,11s et 1,24s c'est l'EC8 qui donne des valeurs supérieures. Après une période égale à 1,24s les deux spectres sont presque identiques.

3.9 Conclusion

L'élaboration du spectre de réponse demande une connaissance de la catégorie du site et de la zone de sismicité. Ensuite, pour le dimensionnement sismique du bâtiment, il faut introduire un coefficient de comportement.

A partir de l'étude comparative faite dans ce chapitre, on peut faire ressortir les points suivants :

- Les recommandations du RPA classent les sols sur la base de la valeur moyenne de la vitesse des ondes de cisaillement, en quatre (4) catégories seulement. Par contre, l'EC8 adopte sept (7) catégories.
- Le RPA et l'Eurocode 8 classent les ouvrages selon leurs importances en 4 catégories:
 - Ouvrages d'importance vitale.
 - Ouvrages de grande importance.
 - Ouvrages courants ou d'importance moyenne.
 - Ouvrages de faible importance.

La différence entre les deux règlements se situe dans les groupes d'importance moyenne, le RPA limite la hauteur de l'ouvrage courant à 48 m, par contre pour l'EC8 la hauteur limite du bâtiment doit être inférieure à 28 m.

- L'EC8 divise la ductilité en trois classes (DCL : ductilité faible et DCM : ductilité moyenne et DCH : haute ductilité), par contre le RPA ne donne pas le classe de ductilité directe.
- La ductilité du RPA correspond à la DCM ou DCH de l'EC8.
- Le RPA donne directement le coefficient de comportement R en fonction du système de contreventement. En revanche l'Eurocode 8 détermine le coefficient par une formule approchée qui dépend du type du système structural, et la qualité de la structure en termes de classification, de ductilité, de régularité en plan et en élévation.
- Selon le RPA La détermination du coefficient d'amortissement dépend de type de structure et la nature des matériaux. Par cotre l'EC8 la détermination de ce coefficient est basé sur la nature des matériaux uniquement.
- Le RPA99 adopte un seul spectre de réponse élastique horizontale de calcul, par contre l'EC8 préconise trois spectres de réponse avec deux types:
 - Spectre de réponse élastique horizontal
 - Spectre de réponse élastique vertical
 - Spectre de calcul pour l'analyse élastique

Le Spectre RPA est similaire en forme au 3eme spectre de calcul de l'EC8.

- Les valeurs du spectre de réponse linéaire du RPA sont supérieures à celles de l'EC8.
- La comparaison entre les spectres à partir du cas de calcul non linéaire équivalent montre que les valeurs du spectre RPA sont supérieures à celles de spectre de l'EC8 pour les premières périodes, ensuite les valeurs de l'EC8 deviennent supérieures. Après une certaine période les deux spectres sont presque identiques.



Chapitre 4



Etude dynamique Comparative

Chapitre 4 : Etude dynamique comparative

4.1 Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation parasismique.

Dans ce chapitre, nous allons commencer par comparer les méthodes de calculs dynamiques établis par le RPA et par l'Eurocode8. Nous appliquerons par la suite ces méthodes sur le bâtiment étudié. Afin d'atteindre notre objectif nous allons utiliser le logiciel SAP2000.

4.2 Comparaison des règles sismiques

4.2.1 Les combinaisons sismiques

4.2.1.1 Combinaisons selon le RPA

D'après le RPA (Art-5.2), l'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie du calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8. G + E \end{cases}$$

Pour les poteaux dans les ossatures autostables, la combinaison $(G + Q + E)$ est remplacée par la combinaison suivante :

$$G + Q + 1,2. E$$

Avec:

G : charges permanentes,

Q : charges d'exploitation non pondérées,

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

4.2.1.2 Combinaisons selon l'Eurocode 8

D'après EC8 (Art-4.3.3.5.1. (3)), les composantes horizontales de l'action sismique sont :

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MEMOIRE



$$\begin{cases} E_{Ex} = E_{Edx} + 0,30. E_{Edy} \\ E_{Ey} = 0,30. E_{Edx} + E_{Edy} \end{cases}$$

Avec :

E_{Edx} : sont les effets de l'action dus à l'application de l'action sismique le long de l'axe horizontal x choisi pour la structure ;

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

D'après EC0 (Art-6.4.3.4. (2)) (9), la combinaison d'actions pour la situation de projet sismique c' est :

$$\sum G + \sum \psi_{2,i} \cdot Q + A_{Ed}$$

Avec :

$\psi_{2,i}$: Coefficient définissant la valeur quasi-permanente d'une action variable. Elle est donnée dans le Tableau EC0 (A1.1).

A_{Ed} : Valeur de calcul d'une action sismique. $\rightarrow A_{Ed} = \gamma_l \cdot A_{Ek}$

γ_l : Coefficient d'importance.

A_{Ek} : Valeur caractéristique d'une action sismique.

Donc la comparaison des combinaisons sismiques est montrée dans le Tableau 4-1 ci-dessous :

Tableau 4-1: Comparaison des combinaisons sismiques.

	RPA	EC8
Composantes horizontales de l'action sismique	$\begin{cases} E_x \\ E_y \end{cases}$	$\begin{cases} A_{Edx} = E_{Edx} + 0,30. E_{Edy} \\ A_{Edy} = 0,30. E_{Edx} + E_{Edy} \end{cases}$
Combinaisons d'actions	$\begin{aligned} &G + Q + E \\ &0,8. G + E \\ &G + Q + 1,2. E \end{aligned}$	$\sum G + \sum \psi_{2,i} \cdot Q + A_{Ed}$

4.2.2 La combinaison des masses sismiques

4.2.2.1 La masse sismique selon le RPA

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) (RPA-Art 4.2.3 Apl 4-5) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du 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.

Les valeurs que peut prendre ce coefficient sont données par le Tableau 4-2.

Tableau 4-2: Valeurs du coefficient de pondération β .

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : -Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. -Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places 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

4.2.2.2 La masse sismique selon l'Eurocode 8

Les effets d'inertie de l'action sismique de calcul doivent être évalués en prenant en compte la présence des masses associées à toutes les charges gravitaires qui apparaissent dans la combinaison d'actions suivante (EC8-Art-3.2.4) :

$$\sum G_{k,i} + \sum \psi_{E,i} \times Q_{k,i}$$

Avec :

$\psi_{E,i}$:Le coefficient de combinaison pour le calcul des effets des actions sismiques. Il doit être déterminé à partir de l'expression suivante (EC8-Art-4.2.4) :

$$\psi_{E,i} = \varphi \times \psi_{2i}$$

Les valeurs de φ sont définies par EC8 EN 1998-1 (2): 2004 Art. 4.2.4 et celles de ψ_{2i} sont définies par EC0 Art. 6.4.3.4 et Annexe A1-1. Le Tableau 4-3 donne les différentes valeurs de ces paramètres.

Tableau 4-3: Les valeurs des coefficients ψ_{2i} et φ .

Type d'action variable	ψ_{2i}	Etage	φ
Cat. A : habitation, résidence	0,3	Toit	1,0
Cat.B : bureaux	0,3	Etages à occupations corrélées	0,8
Cat.C : salle de réunion	0,6	Etages à occupations indépendants	0,5
Cat.D: commerce.	0,6	/	1,0
Cat.E : stockage	0,8		
Cat.F: zone de trafic (véhicule<30kn)	0,6		

On constate que le coefficient $\psi_{E,i}$, qui sert à définir la masse de l'action de service présente en moyenne sur un immeuble, peut être $\ll 1$.

On remarque que les deux codes définissent de la même manière la masse sismique. Elle est égale à l'ensemble des charges permanentes plus une fraction des charges variables, et cette fraction dépend du type d'ouvrage.

4.2.3 Analyse modale de la structure

Les méthodes d'analyse modale sont des méthodes d'investigation relativement récentes, qui ont été mises en œuvre pour établir et (ou) améliorer la connaissance du modèle dynamique des structures réelles. En effet, les paramètres significatifs permettant de représenter le comportement dynamique d'une structure linéaire quelle que soit sa complexité sont « concentrés » dans un nombre de paramètres modaux réduits : fréquences propres, amortissements et formes propres associés. Heureusement avec les logiciels de calcul on peut faire plusieurs variantes par rapport aux différentes dispositions et voir rapidement les résultats de chaque variante, et bien sûr choisir selon notre calcul sans oublier l'aspect économique.

4.2.3.1 Estimation empirique de la période fondamentale

➤ La période fondamentale selon le RPA

Dans le cas de la structure mixte, la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules empiriques (4.6 ; 4.7) d'après RPA99-Art 4.2.4 :

$$T = \min \left(C_T \cdot h_N^{3/4}; \frac{0,09 \cdot h_N}{\sqrt{D_{x,y}}} \right)$$

Avec :

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

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

C_T : Coefficient qui dépend du système de contreventement. Il est donné par le Tableau 4-4 ci-dessous.

Tableau 4-4: Valeurs du coefficient C_T .

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en Maçonnerie.	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en Béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0,050

➤ **La période fondamentale selon l'Eurocode 8**

La période fondamentale d'un bâtiment doit être calculée, pour chaque direction considérée, par les méthodes suivantes :

- Pour les bâtiments jusqu'à 40 m de hauteur, une valeur approchée de T_1 (en s) peut être obtenue par l'expression suivante EC8-4.3.3.2.2 (3) :

$$T_1 = C_T \cdot H^{3/4}$$

Où :

C_T : est égal à 0,085 dans le cas des portiques spatiaux en acier, à 0,075 dans le cas des portiques spatiaux en béton et pour les triangulations excentrées en acier et à 0,050 pour toutes les autres structures.

H : est la hauteur du bâtiment en (m), depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide.

- Par ailleurs, la valeur de C_T dans l'expression précédente pour les structures avec des murs de contreventement en béton ou en maçonnerie, peut être prise égale à :

$$C_T = 0,075 / \sqrt{A_C}$$

Avec :

$$A_C = \sum \left[A_i \cdot \left(0,2 + \left(\frac{I_{wi}}{H} \right) \right)^2 \right]$$

A_C : est l'aire effective totale des sections des murs de contreventement au premier niveau du bâtiment.

A_i : est l'aire effective de la section transversale du mur de contreventement dans la direction considérée i au premier niveau du bâtiment, en m^2 .

I_{wi} : est la longueur du mur de contreventement i au premier niveau dans la direction parallèle aux forces appliquées, en m , sous la condition que $\frac{I_{wi}}{H}$ ne dépasse pas 0,9.

4.2.3.2 Comparaison des périodes

Le type de formule $T = C_T \cdot H^{3/4}$ est utilisé dans les deux codes, seulement pour l'eurocode son emploi est limité aux bâtiments de hauteur inférieure à 40m.

Le Tableau 4-5 donne les différentes expressions utilisées pour le calcul de la période par les deux codes.

Tableau 4-5: Comparaison des périodes.

Typologies	RPA 99		Eurocode 8	
PBA	$T = C_T \cdot H^{3/4}$	$C_T = 0,075$	$T_1 = C_T \cdot H^{3/4}$	$C_T = 0,075$
PA		$C_T = 0,085$		$C_T = 0,085$
PBA/RM	$T = \min \left(C_T \cdot h_N^{3/4}; \frac{0,09 \cdot h_N}{\sqrt{D_{x,y}}} \right)$	$C_T = 0,05$		$C_T = 0,075$
PA/RM				$C_T = 0,085$
PAE				$C_T = 0,075$
VBA/M				$C_T = 0,050$
			$C_T = 0,075/\sqrt{A_C}$	

Les différentes typologies des structures sont définies comme suit :

PBA : Portique en béton armé sans remplissage en maçonnerie.

PA : Portique en acier sans remplissage en maçonnerie.

PBA/RM : Portique en béton armé avec remplissage en maçonnerie.

PA/RM : Portique en acier avec remplissage en maçonnerie.

PAE : Portique en acier à triangulations excentrées.

VBA/M : Voile en béton armé ou murs en maçonnerie.

4.2.4 Vérification de l'analyse modale

A partir des articles (RPA99-Art 4.3.4) et (EC8-Art 4.3.3.3.1).Les conditions de vérification sont données par le Tableau 4-6.

Tableau 4-6: Comparaison des conditions d'analyse modale.

Conditions	RPA99	EC8
1	/	Ce type d'analyse doit être appliqué aux bâtiments qui ne satisfont pas aux conditions : a) $T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$ b) Respecter les critères de régularité en élévation.
2		-La somme de la masse modale effective atteint 90% de la masse totale de la structure dans deux sens. -Ou que tous les modes dont la masse modale effective est supérieure à 5 % de la masse totale sont pris en compte.
3		Dans le cas où les conditions (2) ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3 \cdot \sqrt{N}$ et $T_K \leq 0,20 \text{ s}$ Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

4.2.5 Méthodes de calcul sismique

L'action sismique est la traduction en « données d'entrées » physiques permettant de décrire le phénomène sismique. Il s'agit des méthodes du calcul par nature simplifiées pour décrire la complexité du phénomène.

4.2.5.1 Méthodes dynamiques selon le RPA

D'après RPA (Art 4.1), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes

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

a. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

- 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 étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant les conditions complémentaires suivantes :
 - 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'usage 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 10 m.
 - ❖ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

b. Condition d'application des Méthodes dynamiques :

- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

4.2.5.2 Méthodes dynamique selon l'EC8 :

D'après l'Eurocode 8 (Art 4.2.3 et Art 4.3.3.1), il y a deux types d'analyse élastique linéaire peut être utilisé en fonction des caractéristiques de la structure du bâtiment :

Méthode d'analyse par forces latérales : cette méthode peut être utilisée pour les bâtiments respectant les conditions de régularité de la structure indiquées en (Art 4.2.3) et la condition données en (Art-4.3.3.2.1 (2-a)).

Méthode d'analyse modale spectrale : peut être utilisée dans tous les types de bâtiments, et en particulier, dans le cas qui ne satisfont pas aux conditions données en 4.3.3.2.1(2) pour l'application de la méthode d'analyse par forces latérales.

4.2.5.3 Comparaison les actions sismique :

Les tableaux ci-dessous comparent les actions sismiques pour les deux règlements considérés:

Tableau 4-7: Comparaison les actions sismiques.

<i>L'action sismique</i>	<i>RPA</i>	<i>EC 8</i>
<i>La force sismique à la base</i>	$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$ <p>Distribution des forces sismiques horizontales :</p> $F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum w_i h_i}$ <p>si $T \leq 0,7s \rightarrow F_t = 0$</p>	$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$ <p>Distribution des forces sismiques horizontales:</p> $F_i = F_b \cdot \frac{Z_i \cdot m_i}{\sum Z_j \cdot m_j}$
<i>Le spectre de calcul</i>	$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$	$S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right) & 0 \leq T \leq T_B \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} & T_B \leq T \leq T_C \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) & T_C \leq T \leq T_D \\ \geq \beta \cdot a_g & \\ a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) & T_D \leq T \\ \geq \beta \cdot a_g & \end{cases}$

Tableau 4-8 : Définitions des symboles des actions sismiques.

Définitions des symboles	
RPA	EC 8
<p>A : coefficient d'accélération de zone.</p> <p>D : facteur d'amplification dynamique.</p> <p>Q : facteur de qualité.</p> <p>R : coefficient de comportement.</p> <p>W : poids total de la structure.</p> <p>η : facteur de correction d'amortissement.</p> <p>T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.</p>	<p>$S_d(T_1)$: l'ordonnée du spectre de calcul pour la période T1.</p> <p>T1 : la période fondamentale de vibration du bâtiment.</p> <p>m : la masse totale du bâtiment.</p> <p>λ : le coefficient de correction.</p> <p>$Z_i; Z_j$: les hauteurs des masses (m_i, m_j.)</p> <p>a_g : accélération de calcul.</p> <p>q : le coefficient de comportement.</p> <p>S, T_B, T_C, T_D : paramètres caractéristiques associées à la catégorie de site.</p>

4.2.6 Justification de la sécurité :

A partir des conditions de RPA (chap5) et l'EC8 (Art 4.4), on résume les justifications de sécurité des deux règlements dans le tableau suivant :

Tableau 4-9: Justification de la sécurité.

Justification de la sécurité	RPA	EC8
Condition de résistance	Pour les éléments structuraux, leurs assemblages et les éléments non structuraux critiques : S_d ou $E_s < R_d$	
Conditions de ductilité	Sont satisfaites si toutes les dispositions constructives relatives au matériau et aux éléments structuraux sont appliquées.	
Conditions d'équilibre	Cette condition se réfère aux ouvrages soumis à des effets de renversement et/ou de glissement des combinaisons d'actions.	
Déformations	<p>Les déplacements relatifs latéraux entre étages ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur de l'étage :</p> $\Delta d = d_i - d_{i-1} \leq 0,01h_{\text{étage}}$	<p>pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux fixés de manière à ne pas interférer avec les déformations de la structure ou n'ayant pas d'éléments non structuraux :</p> $d_r \cdot v \leq 0,01h_{\text{étage}}$ <p>Avec :</p> <p>$d_r = q \cdot d_e$: déplacement de calcul entre étages</p> <p>Coefficient de réduction $v = 0,5$ pour les catégories d'importance I et II $v = 0,4$ pour les catégories III et IV.</p>
Effet P-Delta	<p>Les effets P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :</p> $\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$ <p>P_k: poids total de la structure, V_k: effort tranchant d'étage au niveau "k", Δ_k: déplacement de calcul entre étages, h_k: hauteur de l'étage « k ».</p>	
Condition de joint sismique	<p>Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :</p> $d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2)mm \geq 40mm$	<p>Pour les bâtiments ou des unités structurellement indépendantes qui n'appartiennent pas à la même propriété, si la distance entre la ligne de séparation et les points d'impact potentiels n'est pas inférieure au déplacement horizontal maximal du bâtiment au niveau correspondant, calculé par l'expression :</p> $d_s = q \cdot d_e$

4.2.7 Vérification spécifiques

Le tableau 4-10 présente une vérification relative au dimensionnement des poteaux. Cette vérification concerne l'effort normal réduit sous combinaisons sismiques.

Tableau 4-10: Vérification de l'effort normal réduit.

	RPA (Art 7.4.3.1)	EC8 (Art 5.4.3.2.1-(3) P)
L'effort normal réduit de poteau	$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$	Pour la ductilité moyenne (DCM) : $v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \leq 0,65$

Les tableaux (Tableau 4-11 ,Tableau 4-12) présentent les pourcentages minimums des armatures longitudinales des éléments principaux.

Tableau 4-11: Pourcentage des armatures du poteau.

	RPA (Art 7.4.2)	EC8 (Art 5.4.3.2.2. (1))
Pourcentage des armatures du poteau	Pourcentage minimal : - 0,7% en zone I - 0,8% en zone II - 0,9% en zone III *Pourcentage maximal : - 4% en zone courante - 6% en zone de recouvrement	Pour la ductilité moyenne (DCM et DCH) : $\begin{cases} p_{min} = 1 \% \\ p_{max} = 4 \% \end{cases}$

Tableau 4-12: Pourcentage des armatures de la poutre.

	RPA (Art 7.5.2)	EC8 (Art 5.4.3.1.2. (5))-(DCM)
Pourcentage des armatures de la poutre	- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. - Le pourcentage maximum : - 4% en zone courante - 6% en zone de recouvrement	$\begin{cases} p_{min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \\ p_{max} = p' + \frac{0,0018}{\mu_\varphi \varepsilon_{sy.d}} \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \end{cases}$ Avec : f_{ctm} : valeur moyenne la résistance du béton à la traction. f_{yk} : la limite d'élasticité de l'acier p' : pourcentage d'armatures comprimées f_{cd} : la résistance du béton à la compression μ_φ : coefficient de ductilité en courbure $\varepsilon_{sy.d}$: la déformation de l'acier à la limite d'élasticité

4.3 Analyse dynamique du bâtiment par le RPA et l'Eurocode 8

4.3.1 Les combinaisons sismiques

Les paramètres de l'Eurocode8 :

$\gamma_1 = 1$: Coefficient d'importance de catégorie II (voir Tableau 3-6).

$\psi_{2,i} = 0,3$: Pour bâtiment habitation.

$\psi_{2,i} = 0$: Pour les toits.

Tableau 4-13: Combinaison sismique de bâtiment.

	RPA	EC8
Composantes horizontales de l'action sismique	$\begin{cases} E_x \\ E_y \end{cases}$	$\begin{cases} A_{Edx} = E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy} \\ A_{E dy} = 0,30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} \end{cases}$
Combinaisons d'actions	$G + Q + E$	$G + 0,3 \cdot Q + A_{Ed}$
	$0,8 \cdot G + E$	$G + A_{Ed}$

4.3.2 La combinaison des masses sismiques

➤ La masse selon le RPA

Dans ce cas on a un bâtiment d'habitation donc $\beta = 0,20$ qui a été donné par le tableau (4.2)

La combinaison des masses sismiques est donc:

$$W_i = W_{Gi} + 0,2 \cdot W_{Qi}$$

➤ La masse selon l'EC8

Dans le cas d'un bâtiment d'habitation, $\psi_{2i} = 0,3$, pour les étages courants $\varphi = 0,8$ et $\varphi = 1,0$ pour l'étage toitures.(voir tableau 4 - 3)

D'où :

- Pour les étages courant : $\psi_{E,1-6} = 0,8 \times 0,3 = 0,24$
- Pour la toiture : $\psi_{E,7} = 1,0 \times 0,3 = 0,30$
- Pour avoir un seul coefficient dans la modélisation Sap2000. On considère un seul coefficient toute en augmentant la charge d'exploitation de la toiture :

$$G + \psi_{E,i} \cdot Q = G + 0,24 \cdot Q \begin{cases} \text{Etagescourant: } G + 0,24 \cdot Q_{etages} \\ \text{Toiture: } G + 0,3 \cdot Q_{toiture} = G + 0,24 \cdot (1,25 \cdot Q_{toiture}) \end{cases}$$

Les poids des différents niveaux du bâtiment étudié sont donnés par le tableau suivant :

Tableau 4-14: Les masses sismique selon RPA et EC8.

Niveau	Hauteur d'étages(m)	Hauteur globale(m)	La masse sismique RPA (KN)	La masse sismique EC8 (KN)
RDC	4	4	4128,42	4151,64
1	3	7	3982,00	4005,22
2	3	10	3937,54	3960,76
3	3	13	3899,02	3922,24
4	3	16	3549,37	3568,68
5	3	19	2740,25	2756,14
6	3	22	1853,49	1871,03
			$\sum W_i = 24090,09$	$\sum m_i = 24235,71$

On remarque que la masse sismique calculée selon le RPA est presque égale à celle de l'Eurocode8.

4.3.3 Analyse modale du bâtiment

Le modèle en éléments finis du bâtiment établi est illustré par la figure 4-1.

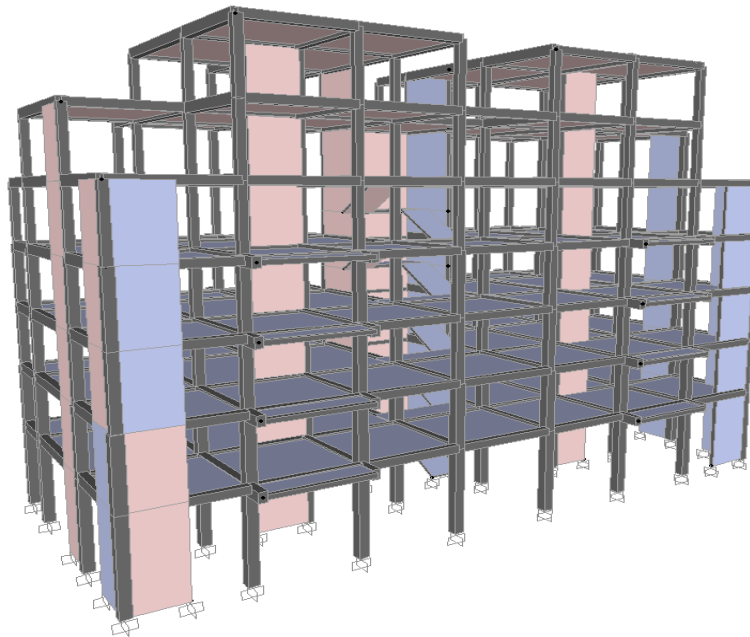


Figure 4-1 :Modèle en 3D de la structure.

4.3.3.1 Estimation empirique de la période fondamentale

➤ **Selon le RPA**

Le contreventement de la structure étudiée est assuré partiellement par des voiles en béton armé donc $C_T = 0,05$.

Sachant que $\begin{cases} h_N = 22m. \\ D_x = 28,7m. \\ D_y = 12,4m. \end{cases}$

– **La période est égale à**

$$\left. \begin{aligned} T_{s.c} &= 0,05 \times 22^{3/4} = 0,51s \\ T_x &= \frac{0,09 \times 22}{\sqrt{28,7}} = 0,37s \\ T_y &= \frac{0,09 \times 22}{\sqrt{12,4}} = 0,56s \end{aligned} \right\} \begin{aligned} T_x &= \min(0,51 ; 0,37) = 0,37s \\ T_y &= \min(0,51 ; 0,56) = 0,51s \end{aligned}$$

➤ **Vérification de la période**

Selon le RPA les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30%. C'est à dire elle doit être inférieure à $1,3 T_{empirique} = 0,481s$.



➤ **Selon l'EC8 :**

Calcul de la valeur de C_T :

On doit d'abord vérifier la condition suivante:

$$\frac{I_{wi}}{H} \leq 0,9 :$$

$$\left\{ \begin{aligned} I_{Max_x}/H &= 4,30/22 = 0,20 < 0,9 \\ I_{Max_y}/H &= 3/22 = 0,14 < 0,9 \end{aligned} \right.$$

Avec $I_{Max_x}; I_{Max_y}$ les plus grandes longueurs des voiles suivant la direction i.

➤ **Sens X :** $A_C = \left(4,3 \times 0,2 \cdot \left(0,2 + \frac{4,3}{22} \right)^2 \right) + 4 \cdot \left(2 \times 0,2 \cdot \left(0,2 + \frac{2}{22} \right)^2 \right) = 0,27 \text{ m}^2$

$$C_{Tx} = 0,075/\sqrt{0,27} = 0,14$$

➤ **Sens Y :** $A_C = 4 \cdot \left(2 \times 0,2 \cdot \left(0,2 + \frac{2}{22} \right)^2 \right) + 2 \cdot \left(3 \times 0,2 \cdot \left(0,2 + \frac{3}{22} \right)^2 \right) = 0,28 \text{ m}^2$

$$C_{Ty} = 0,075/\sqrt{0,28} = 0,14$$

Calcul la période empirique :

$$\begin{cases} C_T = 0,05 \\ C_{T_{x,y}} = 0,14 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,05 \times 22^{3/4} = 0,51 \text{ s} \\ T_{1_{x,y}} = 0,14 \times 22^{3/4} = 1,42 \text{ s} \end{cases}$$

la période calculée à partir des méthodes numériques de l'EC8 sera proche de la période empirique : $T = 0,51s$.

4.3.3.2 Vérification d'analyse modale

La disposition des voiles est présentée par la figure suivante:

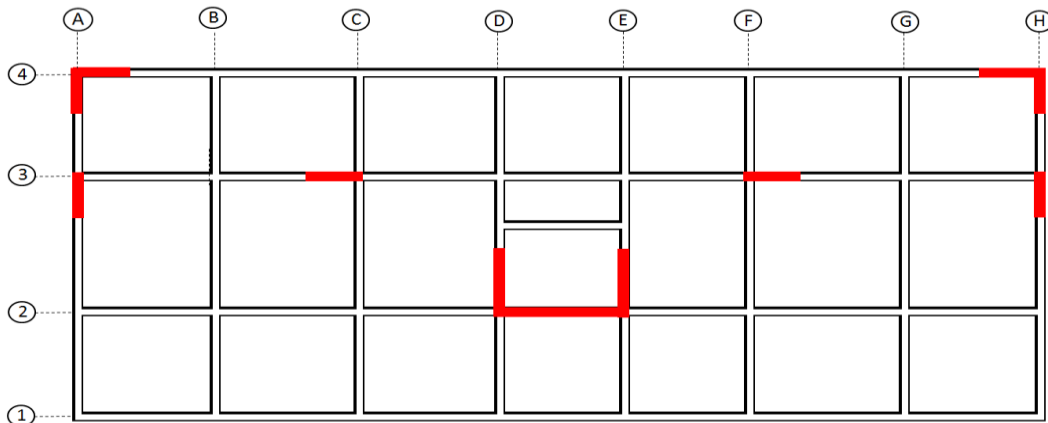


Figure 4-2: Disposition des voiles.

➤ **Analyse selon le RPA**

Tableau 4-15: Participation massique modale selon le RPA.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	
Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
Mode1	0,480754	4,25E-05	0,7066	4,25E-05	0,7066	Translation
Mode 2	0,467584	0,6736	4,05E-05	0,67364	0,70664	Translation
Mode 3	0,375613	0,03354	4,98E-07	0,70718	0,70664	Rotation
Mode 4	0,192836	3,16E-09	0,0385	0,70718	0,74522	
Mode 5	0,186467	2,1E-04	2,21E-09	0,70739	0,74522	
Mode 6	0,156786	0,13511	1,93E-07	0,8425	0,74522	
Mode 7	0,139162	2,16E-07	0,13894	0,8425	0,88416	
Mode 8	0,114254	4,79E-10	0,0037	0,8425	0,88785	
Mode 9	0,102803	0,03442	2,42E-08	0,87692	0,88785	
Mode 10	0,088588	0,05808	6,55E-07	0,93501	0,88786	
Mode 11	0,08089	2,9E-4	0,00316	0,9353	0,89101	
Mode 12	0,079957	3,69E-07	0,01591	0,93534	0,90692	

Chapitre 4 : Etude dynamique comparative

Les nombres des modes qui satisfont la condition somme des masses modales supérieures à 90% de la masse totale de la structure sont :

Dans la direction xx : 10 modes (93,50% de la masse sismique de la structure).

Dans la direction yy : 12 modes (90,69% de la masse sismique de la structure).

➤ Analyse solen l'Eurocode 8

Tableau 4-16: Participation massique modale selon EC8.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	
Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
Mode1	0,482364	4,244E-05	0,70651	4,244E-05	0,70651	Translation
Mode 2	0,469145	0,67356	4,043E-05	0,6736	0,70655	Translation
Mode 3	0,376785	0,0335	4,977E-07	0,7071	0,70655	Rotation
Mode 4	0,193665	3,213E-09	0,03859	0,7071	0,74514	
Mode 5	0,187218	0,00022	2,228E-09	0,70732	0,74514	
Mode 6	0,157364	0,13515	1,935E-07	0,84247	0,74514	
Mode 7	0,139646	2,162E-07	0,13896	0,84247	0,8841	
Mode 8	0,114779	5,116E-10	0,00375	0,84247	0,88785	
Mode 9	0,103105	0,03444	2,396E-08	0,87691	0,88785	
Mode 10	0,08887	0,05809	6,583E-07	0,935	0,88785	
Mode 11	0,081209	0,0003	0,00286	0,93531	0,8907	
Mode 12	0,080248	3,271E-05	0,01493	0,93534	0,90564	

1. Ce type d'analyse doit être appliqué aux bâtiments qui ne satisfont pas aux conditions :

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

Avec :

$T_c = 0,4\text{s}$: La période le spectre élastique est définie en ECR8-Art 3.2.2.2.

$$T_{1x,y} = 1,42\text{s} < \begin{cases} 4 \cdot T_c = 4 \times 0,4 = 1,6\text{s} \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \rightarrow \text{Condition non vérifier.}$$

Le bâtiment est classé irrégulière en élévation selon l'EC8 → OK

On doit faire la vérification de : $\sum \text{Masse}_{\text{modale}} \geq 90\% \cdot \text{Masse}_{\text{Totale}}$:

Direction xx : 10 modes (93,50% de la masse sismique de la structure.)

Direction yy : 12modes (90,56% de la masse sismique de la structure).

➤ **Comparaison d'analyse modale**

L'analyse modale dépend des masses modales, les résultats des analyses modales selon les deux codes sont presque les mêmes avec une erreur maximale de 1%.

4.4 Méthodes de calcul sismique

4.4.1 La force sismique selon le RPA

4.4.1.1 Choix de la méthode de calcul

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment. Le bâtiment est non régulier donc on va utiliser la méthode dynamique spectrale pour le dimensionnement parasismique du bâtiment. Toutefois, on utilisera la méthode statique équivalente pour vérifier la condition du RPA (Art 4.3.6) :

$$V_{\text{dynamique}} > 80\%V_{\text{statique}}$$

Avec :

$V_{\text{dynamique}}$: La résultante des forces sismiques à la base de la méthode dynamique.

V_{statique} : La résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Calcul de V_{statique} :

La formule de la force sismique totale à la base est donnée par le RPA (Art 4.2.3) comme suit :

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

D'après RPA-Art 4.2.3 le facteur d'amplification dynamique moyen D est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (T_2/3,0)^{\frac{2}{3}} \cdot (3,0/T)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

Les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T_1, T_2 correspondent au cas du site 1.

Donc : $T_1 = 0.15s$ et $T_2 = 0.30s$.

On utilisé le tableau suivant pour choisi le période de calcul du facteur d'amplification (9):

Tableau 4-17: Choix de période.

<i>Si</i>	<i>La période choisie pour le calcul du facteur D est</i>
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique}$	$T = 1,3T_{empirique}$

-Sens longitudinal X-X :

$$T_{analytique} = 1,3T_{empirique} = 0,481s \rightarrow T = 0,481s$$

$$T_2 \leq T \leq 3,0s \rightarrow D_x = 2,5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \times (0,3/0,481)^{\frac{2}{3}} = 1,39$$

-Sens transversal Y-Y :

$$T_{analytique} = 0,468s < T_{empirique} = 0,51s \rightarrow T = 0,468s$$

$$T_2 \leq T \leq 3,0s \rightarrow D_y = 2,5 \times 0,76 \times (0,3/0,468)^{\frac{2}{3}} = 1,41$$

Le facteur de qualité Q 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 d termin e par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_a$

P_a : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

(Sa valeur est donn e au tableau 4.4 –page 45).

A. Condition minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des port es < 1,5.

➤ **Sens longitudinal (7 travée) :**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{l_1}{l_2} = \frac{4}{4} = 1 < 1,5 \\ \frac{l_2}{l_3} = \frac{4}{4} = 1 < 1,5 \\ \frac{l_3}{l_4} = \frac{4}{4,3} = 0,93 < 1,5 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Critère observé } P_q = 0$$

➤ **Sens transversal (3 travée) :**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{l_1}{l_2} = \frac{4}{5,5} = 0,45 < 1,5 \\ \frac{l_2}{l_3} = \frac{5,5}{2,5} = 2,2 > 1,5 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Crétère non observé } P_q = 0,05$$

B. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Sens longitudinal (8 fils) : $\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{4,3}{4} = 1,08 < 1,5 \rightarrow \text{Critère observé } P_q = 0$

Sens transversal (4 fils) : $\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{5,5}{2,5} = 2,2 > 1,5 \rightarrow \text{Critère non observé } P_q = 0,05$

C. Régularité en plan :

Notre structure est classé irrégulier en plan $\rightarrow P_q = 0,05$

D. Régularité en élévation :

Notre structure est classé irrégulier en élévation $\rightarrow P_q = 0,05$

E. Contrôle de la qualité des matériaux :

Les matériaux utilisés dans notre structure sont contrôlés et conforme aux règlements en vigueur.

On considère que ce critère est observé : $P_q = 0$

F. Contrôle de la qualité de l'exécution :

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les échantillons .On considère que ce critère est non observé car il est très difficile de contrôler tous les opérations dans un chantier et pendant toute la durée du projet : $P_q = 0,1$

facteur de qualité $Q = 1 + \sum 0,3 = 1,30$

Le Tableau 4-18 Présente les valeurs des P_q utilisés pour calculer le facteur de qualité

Tableau 4-18: Les valeurs des pénalités.

Critère de Q	P_q	
	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	/	0,05
Redondance en plan	/	0,05
Régularité en plan	/	0,05
Régularité en élévation	/	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	/
Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0,1

➤ **Coefficient de comportement R :**

La valeur de R est donnée par le Tableau 3-13 RPA ; en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA99.

Dans notre structure on a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles ; Catégorie 4a. Alors le coefficient de comportement global de la structure est égale à : R=5.

Calcul de V_{dynamique}

Les valeurs des paramètres sismiques de l'ouvrage :

Tableau 4-19: Les paramètres sismique de RPA.

Coefficient	A	R	Q	ξ	η	T₁	T₂
<i>valeur</i>	<i>0,15</i>	<i>5</i>	<i>1,30</i>	<i>10</i>	<i>0,76</i>	<i>0,15</i>	<i>0,30</i>

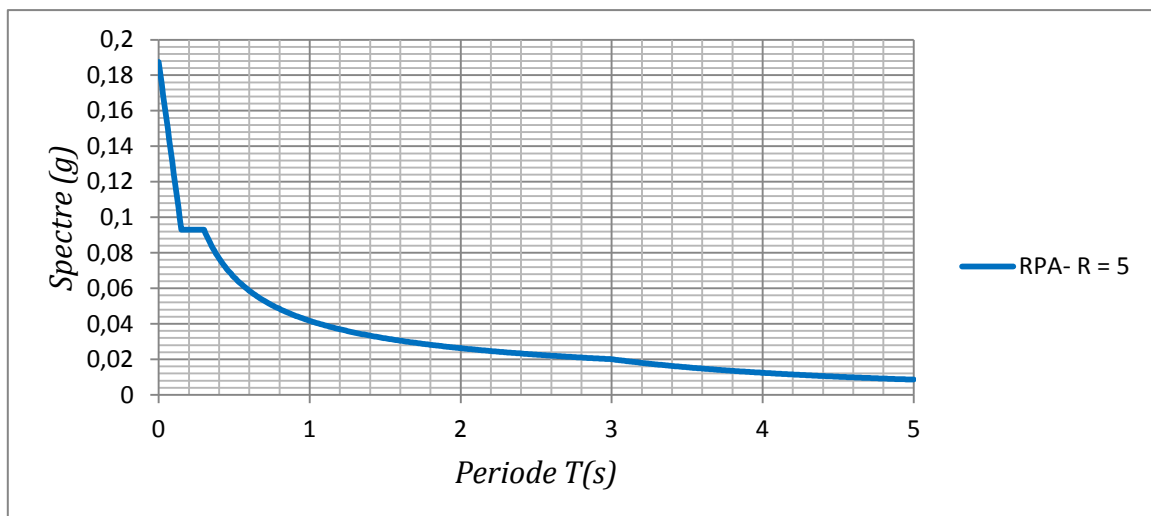


Figure 4-3: Spectre de calcul de RPA avec R=5.

L'effort tranchant à la base donné par la méthode modale spectrale est illustré par le Tableau 4-20.

Tableau 4-20: Effort tranchant à la base par la méthode spectrale avec R=5.

Méthode	Modale Spectrale	
L'effort tranchant à la base (KN)	V_{Tx}	V_{Ty}
	1279,89	1301,79

➤ **Vérification du coefficient de comportement R=5 :**

Pour R=5, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Et les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Les efforts tranchants repris par les voiles suivant (X-X) et (Y-Y) sont :

$$\begin{cases} V_{xx} = 1155,59 \text{ KN} \\ V_{yy} = 1151,39 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc les rapports entre l'effort* tranchant appliqué sur les voiles et l'effort globale dans les deux sens sont :

$$\text{SensXX: } \frac{V_{xx}}{V_{Tx}} = \frac{1164,46}{1279,89} = 91 \% > 75 \%$$

$$\text{SensYY: } \frac{V_{yy}}{V_{Ty}} = \frac{1162,89}{1301,79} = 89 \% > 75 \%$$

Et les rapports entre l'effort normal appliqué sur les voiles et l'effort normal global sont :

$$\begin{cases} N_T = 27926 \text{ KN} \\ N_{xx} = 5050,01 \text{ KN} \\ N_{yy} = 3523,11 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{SensXX: } \frac{N_{xx}}{N_T} = \frac{4987,32}{27926} = 18 \% < 20 \%$$

$$\text{SensYY: } \frac{N_{yy}}{N_T} = \frac{4492,61}{27926} = 16 \% < 20 \%$$

Donc le choix de R=5 n'est pas satisfaisant, on prend R=4, un système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé.



Les nouveaux résultats du spectre de calcul et les forces sismique à la base sont représentés comme suit :

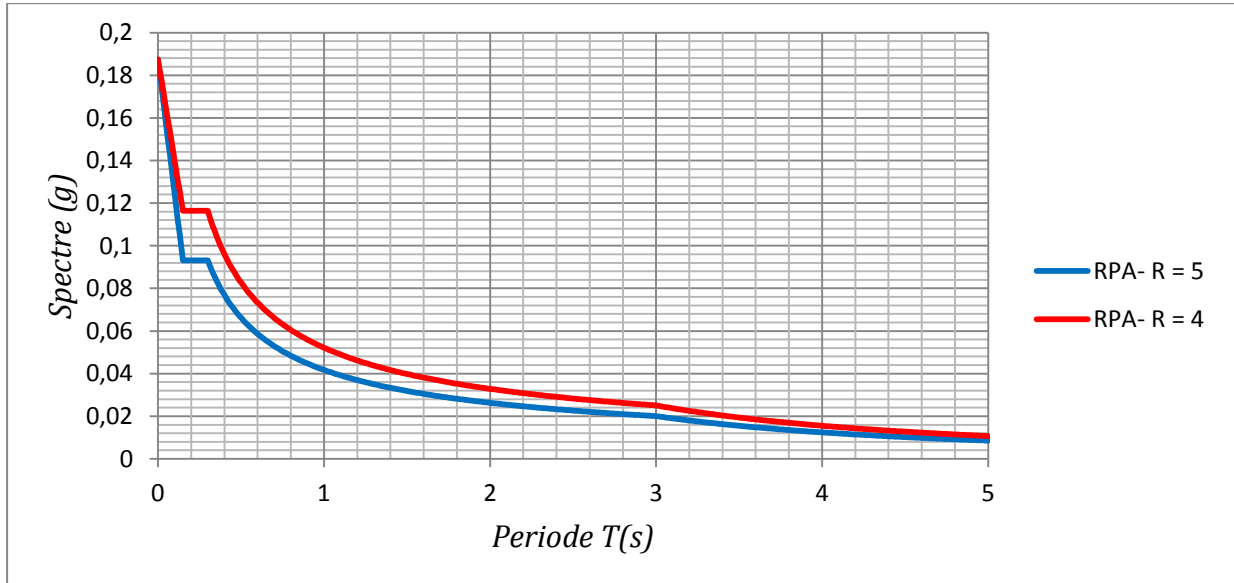


Figure 4-4: Spectres de calcul de RPA (R=5 et R=4).

Tableau 4-21 : Effort tranchant à la base par la méthode spectrale avec R=4.

Méthode	Modale Spectrale	
	V_{Tx}	V_{Ty}
L'effort tranchant à la base (KN)	1594,67	1622,05

➤ **Vérification rapide de coefficient de comportement R=4 :**

Les efforts tranchants repris par les voiles suivant (X-X) et (Y-Y) sont :

$$\begin{cases} V_{xx} = 1431,31 \text{ KN} \\ V_{yy} = 1434,46 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\text{Sens XX: } \frac{V_{xx}}{V_{Tx}} = \frac{1450,69}{1594,67} = 91 \% \rightarrow 100\%$$

$$\text{Sens YY: } \frac{V_{yy}}{V_{Ty}} = \frac{1448,87}{1622,05} = 89 \% \rightarrow 100\%$$

Le choix de coefficient de comportement R = 4 (4b. Système de contreventement de structure en portique par des voiles) est justifié.

La distribution des efforts tranchants de la structure est donnée par le tableau 4-22:

Tableau 4-22: La distribution de l'effort tranchant –RPA.

Niveau	Hauteur (m)	$V_x(KN)$	$V_y(KN)$
6	22	318,85	294,35
5	19	596,01	612,14
4	16	881,64	877,07
3	13	1140,63	1125,72
2	10	1340,67	1339,04
1	7	1492,78	1501,05
RDC	4	1587,58	1617,40

La force statique équivalente totale à la base est donnée par le RPA (Art 4.2.3) comme suit :

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

Avec :

Tableau 4-23: Les paramètres sismique de RPA.

Coefficient	A	D_x	D_y	Q	R	W (KN)
Valeur	0,15	1,39	1,41	1,30	4	24090,97

On a donc:

$$\begin{cases} V_x = \frac{0,15 \times 1,39 \times 1,30}{4} \times 24090,97 = 1632,46 \text{ KN} \\ V_y = \frac{0,15 \times 1,41 \times 1,30}{4} \times 24090,97 = 1655,95 \text{ KN} \end{cases}$$

La résultante des forces sismiques à la base $V_{dynamique}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente $V_{statique}$ pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Selon le Tableau 4-24 il est claire que:

$$V_{dynamique} > 80\%V_{statique}$$

Tableau 4-24: Effort tranchant à la base par les méthodes spectrale et statique.

Méthode	Modale Spectrale		Statique	
	V_x	V_y	V_x	V_y
L'effort tranchant à la base (KN)	1594,67	1622,05	1632,46	1655,95

$$\frac{V_{dynamique}}{V_{statique}} > 80 \% \begin{cases} \text{Sens X: } \frac{1594,67}{1632,46} = 98 \% > 80\% \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Sens Y: } \frac{1622,05}{1655,95} = 98 \% > 80\% \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

4.4.2 La force sismique selon l'EC8

4.4.2.1 Choix des méthodes de calcul en fonction des régularités

Tableau 4-25: Choix des méthodes de calcul de l'EC8.

Régularité		Simplification admises		Coefficient de comportement
<i>Plan</i>	<i>Elévation</i>	<i>Modèle</i>	<i>Analyse élastique linéaire</i>	<i>Pour l'analyse linéaire</i>
<i>Oui</i>	<i>Oui</i>	<i>Plan</i>	<i>Force latérale</i>	<i>Valeur de référence</i>
<i>Oui</i>	<i>Non</i>	<i>Plan</i>	<i>Modale</i>	<i>Valeur minorée</i>
<i>Non</i>	<i>Oui</i>	<i>Spatial</i>	<i>Force latérale</i>	<i>Valeur de référence</i>
<i>Non</i>	<i>Non</i>	<i>Spatial</i>	<i>Modale</i>	<i>Valeur minorée</i>

D'après la vérification de régularité Tableau 4-25 de la structure on a choisi la méthode modale spectrale dans le code européen.

4.4.2.2 Calcule de la force sismique

Les valeurs des paramètres sismiques de l'ouvrage sont :

Tableau 4-26: Les paramètres sismique d'EC8.

Coefficient	$a_g(g)$	q	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$	β
Valeur	0,15	2,64	1	0,15	0,4	2	0,2

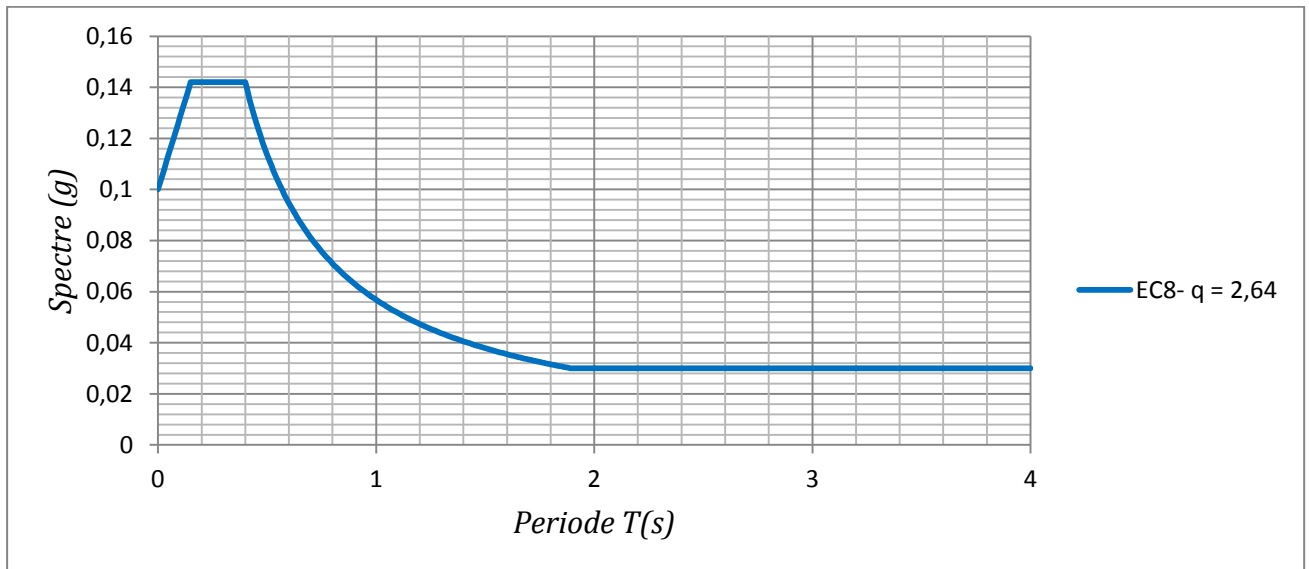


Figure 4-5: Spectre de calcul EC8.

L'effort tranchant à la base donné par la méthode modale spectrale selon l'EC8 est donnée par le Tableau 4-27.

Tableau 4-27: Effort tranchant à la base selon EC8.

Méthode	Modale Spectrale	
L'effort tranchant à la base (KN)	$E_{Edx} + 0,30. E_{Edy}$	$0,30. E_{Edx} + E_{Edy}$
	2298,63	2350,31

La distribution de l'effort tranchant de la structure est donnée par le Tableau 4-28:

Tableau 4-28: La distribution de l'effort tranchant –EC8.

Niveau	Hauteur (m)	V_x (KN)	V_y (KN)
6	22	421	403,91
5	19	848,83	867,55
4	16	1283,84	1281,82
3	13	1676,69	1666,78
2	10	1973,04	1974,01
1	7	2175,23	2190,35
RDC	4	2290,13	2372,24

4.4.3 Comparaison des forces sismiques

Tableau 4-29: Comparaison l'effort tranchant à la base.

Méthode modale spectrale	RPA		EC8	
L'effort tranchant à la base (KN)	E_x	E_y	$E_{Edx} + 0,30. E_{Edy}$	$0,30. E_{Edx} + E_{Edy}$
	1594,67	1622,05	2298,63	2350,31

A partir du tableau 4-29 on observe que les efforts tranchants à la base selon le RPA sont inférieurs à ceux de l'EC8, la différence est de 31%. Ceci est dû à :

- L'Eurocode considère une combinaison entre les composantes sismiques. La composante est donc majorée de 30% selon EC8.
- La différence entre les spectres de réponse qui représentent l'action sismique.
- A titre d'exemple on a comparé graphiquement les résultats des accélérations des deux premiers modes qui sont presque égaux à (T=0,48 s avec la valeur de la participation massique égale à 70%) selon le RPA et l'EC8. Et finalement :

$$\rightarrow S_{RPA}(0,48s) = 0,085 g < S_{EC8}(0,48s) = 0,118 g$$

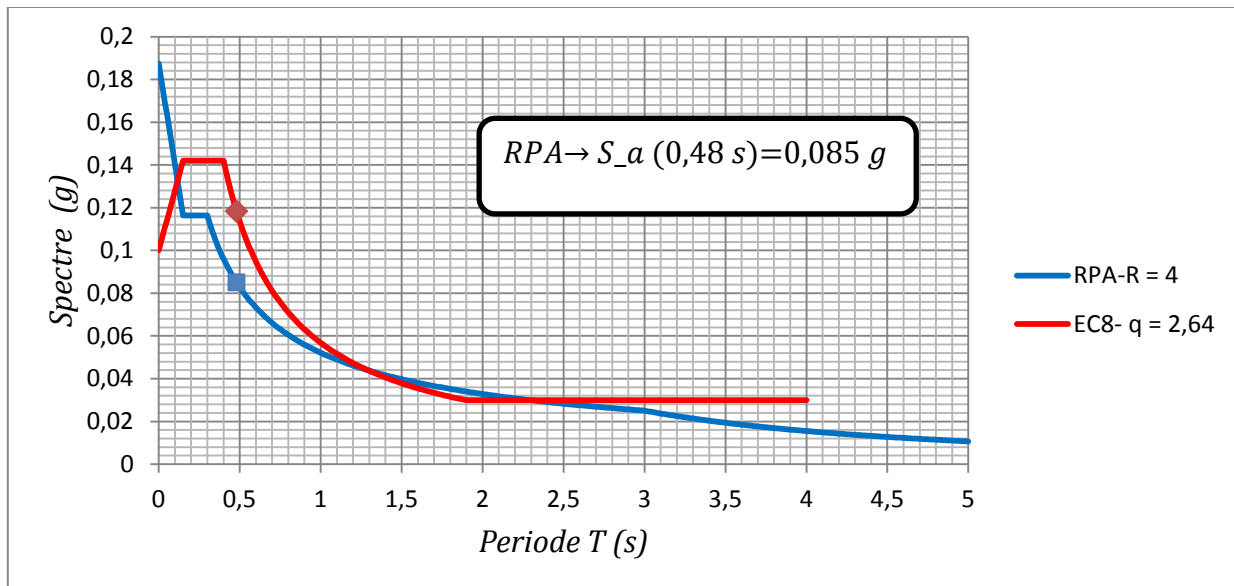


Figure 4-6: Comparaison des accélérations des deux premiers modes.

4.4.4 Justification de la sécurité :

4.4.4.1 Vérification selon RPA :

a. Vérification de la déformation :

On fait la vérification de la condition suivante : $\Delta d = |d_i - d_{i-1}| \leq 0,01h_{\text{étage}}$.

Tableau 4-30: Vérification de la déformation selon le RPA.

niveau	U1	U1*R	$\Delta u1.R$	U2	U2*R	$\Delta u2.R$	1%He (cm)	$\Delta u_i^*R < 0.01H$
6	0,81	3,24	0,56	0,77	3,08	0,48	3	Condition vérifié.
5	0,67	2,68	0,52	0,65	2,6	0,52	3	
4	0,54	2,16	0,48	0,52	2,08	0,48	3	
3	0,42	1,68	0,52	0,4	1,6	0,48	3	
2	0,29	1,16	0,48	0,28	1,12	0,48	3	
1	0,17	0,68	0,4	0,16	0,64	0,376	3	
RDC	0,07	0,28	0,28	0,066	0,264	0,264	4	

b. Vérification de l'effet P-Delta :

On doit vérifier que:

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$$

➤ **Sens-x :**

Tableau 4-31 : Vérification de l'effet P-Delta selon le RPA suivant x.

niveau	h(m)	$\Delta u1.R(cm)$	Vk(KN)	Pk(KN)	θ_1
6	3	0,56	318,85	1853,49	0,01
5	3	0,52	596,01	2740,25	0,008
4	3	0,48	881,64	3549,37	0,006
3	3	0,52	1140,63	3899,02	0,006
2	3	0,48	1340,67	3937,54	0,005
1	3	0,4	1492,78	3982,00	0,004
RDC	4	0,28	1587,58	4128,42	0,002

➤ **Sens-y :**

Tableau 4-32 : Vérification de l'effet P-Delta suivant y.

niveau	h(m)	$\Delta u l.R$ (cm)	Vk(KN)	Pk(KN)	θ_1
6	3	0,48	294,35	1853,49	0,01
5	3	0,52	612,14	2740,25	0,007
4	3	0,48	877,07	3549,37	0,006
3	3	0,48	1125,72	3899,02	0,005
2	3	0,48	1339,04	3937,54	0,005
1	3	0,376	1501,05	3982,00	0,003
RDC	4	0,264	1617,40	4128,42	0,002

Donc $\theta_i < 0.1$ l'effet P-D peut être négligé.

c. Vérifications de l'effort normal réduit sous combinaisons sismiques :

On fait cette vérification:

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

N_d : Effort normale maximale des poteaux à la base.

f_{c28} : Résistance du béton.

B_c : Section de poteau.

Le tableau suivant résume les vérifications de l'effort normal réduit, on remarque que cette condition est bien vérifiée.

Tableau 4-33: Vérifications de l'effort normal réduit selon le RPA.

Etages	B_c (cm ²)	N_d (KN)	v	$v < 0,3$
RDC et 1	40 x 40	1030,54	0,26	Condition vérifié
2 et 3	35 x 35	671,99	0,22	
4, 5 et 6	30 x 30	376,37	0,17	

d. Joint sismique :

On suppose qu'on a le même bâtiment voisin donc:

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2)mm \geq 40 mm.$$

$$d_{min} = 15mm + (26,8 + 26,8)mm \geq 40 mm.$$

$$d_{min} = 68,6mm \geq 40 mm.$$

On prend $d = 70mm$.

4.4.4.2 Vérification selon EC8 :

a. Vérification la condition de déformation :

On doit vérifier que:

$$d_{r.v} \leq 0,01h_{\text{étage}}$$

Tableau 4-34: Vérification de la déformation selon L'EC8.

Niveau	U1	U1*q	Δ1*q	$d_{rx.v}$	U2	U2*q	Δ2*q	$d_{ry.v}$	1%He (cm)	Condition vérifié.
6	1,2	3,17	0,56	0,28	1,2	3,17	0,4	0,2	3	
5	0,99	2,61	0,5	0,25	1,05	2,77	0,53	0,27	3	
4	0,8	2,11	0,47	0,24	0,85	2,24	0,52	0,26	3	
3	0,62	1,64	0,53	0,27	0,65	1,72	0,53	0,27	3	
2	0,42	1,11	0,45	0,23	0,45	1,19	0,5	0,25	3	
1	0,25	0,66	0,42	0,21	0,26	0,69	0,4	0,2	3	
RDC	0,09	0,23	0,23	0,12	0,11	0,29	0,29	0,15	4	

b. Vérification de l'effet P-Delta :

On vérifie que:

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$$

➤ Sens- x :

Tableau 4-35: Vérification de l'effet P-Delta selon L'EC8 suivant x.

niveau	h(m)	$d_{rx} = \Delta u1.q$ (cm)	Vk(KN)	Pk(KN)	θ1
6	3	0,56	421	1871,03	0,008
5	3	0,5	848,83	2756,14	0,005
4	3	0,47	1283,84	3568,68	0,004
3	3	0,53	1676,69	3922,24	0,004
2	3	0,45	1973,04	3960,76	0,003
1	3	0,42	2175,23	4005,22	0,0025
RDC	4	0,23	2290,13	4151,64	0,001

➤ **Sens-y :**

Tableau 4-36: Vérification de l'effet P-Delta selon L'EC8 suivant y.

niveau	h(m)	$d_{rx} = \Delta u_2 \cdot q$ (cm)	Vk(KN)	Pk(KN)	θ_1
6	3	0,4	403,91	1871,03	0,006
5	3	0,53	867,55	2756,14	0,006
4	3	0,52	1281,82	3568,68	0,005
3	3	0,53	1666,78	3922,24	0,004
2	3	0,5	1974,01	3960,76	0,003
1	3	0,4	2190,35	4005,22	0,002
RDC	4	0,29	2372,24	4151,64	0,001

Donc $\theta_i < 0.1$ l'effet P-D peut être négligé.

c. Les vérifications de l'effort normal réduit sous combinaisons sismiques :

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \leq 0,65$$

Avec :

N_{Ed} : Effort normal de calcul issu de l'analyse dans la situation sismique de calcul,

A_c : Aire de la section d'un élément en béton,

f_{cd} : Valeur de calcul de la résistance du béton à la compression.

Le tableau suivant résume les vérifications de l'effort normal réduit, on remarque que cette condition est bien vérifiée.

Tableau 4-37: Vérifications de l'effort normal réduit selon l'EC8.

Etages	A_c (cm ²)	N_{Ed} (KN)	v_d	$v_d < 0,65$
RDC et 1	40 x 40	1257,41	0,31	CV
2 et 3	35 x 35	858,22	0,28	
4, 5 et 6	30 x 30	507,54	0,23	

d. Joint sismique : on suppose qu'on a même bâtiment voisin:

La longueur du joint sismique est:

$$d_s \times 2 = q \cdot d_e \times 2 = 2,64 \times 9,9 \times 2 = 52,3mm \rightarrow \text{on prend } 60 \text{ mm} .$$

4.5 Ferrailages des poteaux :

On a utilisé le logiciel SOCOTEC pour le calcul des ferrailages des poteaux en flexion composé selon le code BAEL.

Toutes les combinaisons sismiques ont été utilisées dans les deux codes.

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ($N_{max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$).
- Effort normal minimal et le moment correspondant ($N_{min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$).
- Moment maximum et l'effort normal correspondant ($M_{max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$).

4.5.1 Ferrailages des poteaux selon RPA :

D'après le SAP2000, les sollicitations sont résumées dans le Tableau 4-37. Les sections de ferrailage sont données par ce tableau:4-38. Les sections de ferrailage choisis sont données par le Tableau 4-39.

Tableau 4-38: Efforts normal et moment fléchissant selon le RPA.

Etage	$N_{(max)} \rightarrow M_{(correspondant)}$		$N_{(min)} \rightarrow M_{(correspondant)}$		$M_{(max)} \rightarrow N_{(correspondant)}$	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
RDC	-1030.54	-19.21	-97.44	9.46	-23.10	-927.94
1	-845.14	-29.27	-63.63	26.23	54.68	-450.32
2	-671.99	-22.34	-41.18	21.20	-43.43	-631.01
3	-513.37	-28.7	-19.80	26.01	52.47	-238.57
4	-376.37	-14.66	2.20	14.22	-35.08	-288.06
5	-244	-17.06	4.05	8.75	35.41	-55.13
6	-122.57	-19.79	4.04	17.01	-35.75	-61.58

Tableau 4-39: Armatures adoptés sous la sollicitation N,M,selon le RPA.

Etage	Section	N _(max) →M (correspondant)	N _(min) →M (correspondant)	M _(max) →N (correspondant)
		A _{calculé} (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)
RDC	40 x 40	< 0	< 0	< 0
1	40 x 40	< 0	2.32	< 0
2	35 x 35	< 0	2.7	< 0
3	35 x 35	< 0	4.28	3.7
4	30 x 30	< 0	3.18	0.58
5	30 x 30	< 0	2.02	6.52
6	30 x 30	0.82	3.86	6.72

Tableau 4-40 : Armatures adoptés pour les poteaux selon le RPA

Etage	Section	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max,courante} (cm ²)	A _{max,nodale} (cm ²)	Ferraillage choisi (cm ²)
RDC et 1	40 x 40	2.32	12.8	64	96	4T14+8T12=15.19
2 et 3	35 x 35	4.28	9.8	49	73.5	8T14=12.32
4, 5 et 6	30 x 30	6.72	7.2	36	54	8T12=9.03

4.5.2 Ferrailages des poteaux selon EC8 :

D'après le SAP2000, les sollicitations sont résumées dans le Tableau 4-40. Les sections de ferrailage sont données par ce Tableau 4-41. Les sections de ferrailage choisis sont données par le Tableau 4-42.

Tableau 4-41:Efforts normal et moment fléchissant selon L'EC8.

Etage	N _(max) →M _(correspondant)		N _(min) →M _(correspondant)		M _(max) →N _(correspondant)	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
RDC	-1257.41	9.72	-49.59	15.02	29.71	-369.26
1	-1050.56	37.47	-16.23	41.82	74.70	-277.40
2	-858.22	23.39	0.036	33.94	-56.04	-670.51
3	-678.56	28.94	14.75	41.56	70.64	-140.24
4	-507.54	18.13	31.11	23.47	-45.54	-315.16
5	-330.75	18.23	23.27	16.91	46.16	-22.23
6	-168.82	21.53	12.30	27.68	-47.48	-71.69

Tableau 4-42 : Armatures adoptés sous la sollicitation N ,M.selon L'EC8.

		N _(max) → M (correspondant)	N _(min) →M (correspondant)	M _(max) → N (correspondant)
Etage	Section	$A_{calculé}(cm^2)$	$A_{calculé}(cm^2)$	$A_{calculé}(cm^2)$
RDC	40 x 40	< 0	0.88	< 0
1	40 x 40	< 0	6.4	5
2	35 x 35	< 0	6.44	< 0
3	35 x 35	< 0	8.38	10.36
4	30 x 30	< 0	6.14	3.34
5	30 x 30	< 0	4.6	10.14
6	30 x 30	< 0	6.56	9.66

Tableau 4-43: Armatures adoptés pour les poteaux selon l'EC8.

Etage	Section	$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	Ferrailage choisi (cm^2)
RDC et 1	40 x 40	6.4	16	64	8T16=16.08
2 et 3	35 x 35	10.36	12.25	49	4T16+4T12=12.56
4, 5 et 6	30 x 30	10.14	9	36	4T16+4T12=12.56

Tableau 4-44: Disposition des armature des poteaux selon L'EC8 et le RPA.

	RPA	EC8
RDC et 1 ^{ere} étage		
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage		
4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage		

4.6 Conclusion :

A partir de l'étude comparative faite dans ce chapitre on conclue les points suivants :

- Le RPA présente deux actions sismiques en composantes horizontales indépendantes E_x et E_y et l'EC8 présente deux actions sismiques en composantes horizontales A_{Edx} et A_{Edy} comportant des corrélations entre les réponses sismiques dans les deux directions considérées.
- Les combinaisons d'action de l'RPA comporte la totalité des charges variables par contre L'EC8 ne tient en compte que d'une fraction de ces charges.
- Le RPA et l'EC8 définissent presque de la même manière les masses sismiques qui sont égales à l'ensemble de charge permanente plus une fraction des charges variables, et cette fraction dépend du type de l'ouvrage.
- La formule de calcul de la période fondamentale $T = C_T \cdot H^{3/4}$ est utilisée dans les deux codes avec limitation d'emploi de cette formule aux bâtiments de hauteur supérieure à 40m pour l'EC8.
- L'effort tranchant à la base calculé par la méthode modale spectral selon l'EC8 est supérieur de le RPA de 30% Sous les combinaisons sismiques.
- Le RPA et l'EC8 adoptent les mêmes paramètres de la justification de la sécurité et tous sont vérifier.
- Dans les deux codes les poteaux sont ferrailés par le pourcentage minimal des armatures.

Conclusion générale

On peut se protéger contre les séismes. En définissant l'aléa sismique probable et en appliquant des principes de conception et de dimensionnement adaptés. Il est donc raisonnable de mettre en place des outils réglementaires sur lesquels s'appuyer afin de concevoir un ouvrage adapté à la région. Ces outils pour le bâti neuf n'engagent qu'un surcoût faible par rapport au coût des vies sauvées.

L'objectif de ce mémoire c'est d'effectuer une étude comparative entre les règlements algériens RPA99 version 2003 et Européen l'Eurocode 8. Pour cela on a essayé d'abord de comparer les directives des deux règlements d'une manière générale, ensuite on a fait une étude comparative pour un cas d'un bâtiment en béton armé. A travers ce mémoire, on a pu voir que les objectifs des deux codes sont les mêmes et qu'en général, les méthodes et les hypothèses sont similaires. Cependant il existe certaines différences à noter. A partir de l'étude comparative faite dans ce projet de fin d'étude on conclut les points de divergence principaux suivants :

Le RPA classe les sols en quatre (4) catégories seulement par contre l'EC8 adopte Sept (7) catégories. Les quatre premiers sont pareils à ceux de l'RPA. L'EC8 a ajouté 3 cas spéciaux de site pour tenir compte des alluvions superficiels, des couches épaisses d'argile et du sol liquéfiable. En plus, les vitesses des ondes de cisaillement pour le RPA sont prises pour des profondeurs de 10 à 20 premiers mètres. Par contre dans l'EC8, la profondeur est jusqu'à 30 mètres.

En termes de classification des bâtiments, la différence entre les deux règlements se situe dans les groupes d'importance moyenne, le RPA limite la hauteur de l'ouvrage courant à 48 m par contre suivant l'EC8 la hauteur limite du bâtiment doit être inférieure à 28 m.

L'EC8 divise la ductilité en trois classes (DCL : ductilité faible et DCM : ductilité moyenne et DCH : haute ductilité). par contre le RPA ne donne pas la classe de ductilité directe.

La ductilité du RPA correspond à la DCM ou DCH de l'EC8.

Les valeurs de coefficient de comportement (R) du RPA sont basées sur les résultats de certaines analyses non linéaires faites pour des structures à matériaux et contreventement différents sous les séismes précédents. Par contre l'EC8 détermine le coefficient (q) par une

formule approché qui dépend du type de système structural, et la qualité de structure on terme de la classification de ductilité et la régularité en plan et en élévation.

➤ Selon le RPA La détermination du coefficient d'amortissement dépend de type de structure et la nature des matériaux. Par cotre l'EC8 la détermination de ce coefficient est basé sur la nature des matériaux uniquement.

Le RPA99 adopte un seul spectre de réponse élastique horizontale de calcul, par contre l'EC8 préconise trois spectres de réponse avec deux types (type 1 pour les zones de forte sismicité et type 2 pour les zones de faible sismicité). Pour le cas étudié dans ce travail on a observé que valeurs du spectre de réponse linéaire du RPA sont supérieures à celles de l'EC8.

Le RPA présente deux actions sismiques en composantes horizontales indépendantes E_x et E_y . L'EC8 présente aussi deux actions en composantes horizontales A_{Edx} et A_{Edy} mais chaque action prend en considération les deux directions.

Les combinaisons d'action de le RPA comporte la totalité des charges variables par contre L'EC8 ne tient en compte que d'une fraction de ces charges.

Le RPA et l'EC8 définissent presque de la même manière les masses sismiques qui sont égales à l'ensemble de charge permanente plus une fraction des charges variables, et cette fraction dépend du type de l'ouvrage.

La formule de calcul de la période fondamentale $T = C_T \cdot H^{3/4}$ est utilisée dans les deux codes avec limitation d'emploi de cette formule aux bâtiments de hauteur supérieure à 40m pour l'EC8.

L'effort tranchant à la base calculé par la méthode modale spectrale selon l'EC8 est supérieur par rapport à celui calculé par le RPA de 31%.

Le RPA et l'EC8 adoptent les mêmes paramètres de la justification de la sécurité et toutes ces conditions sont vérifiées pour le cas de notre étude.

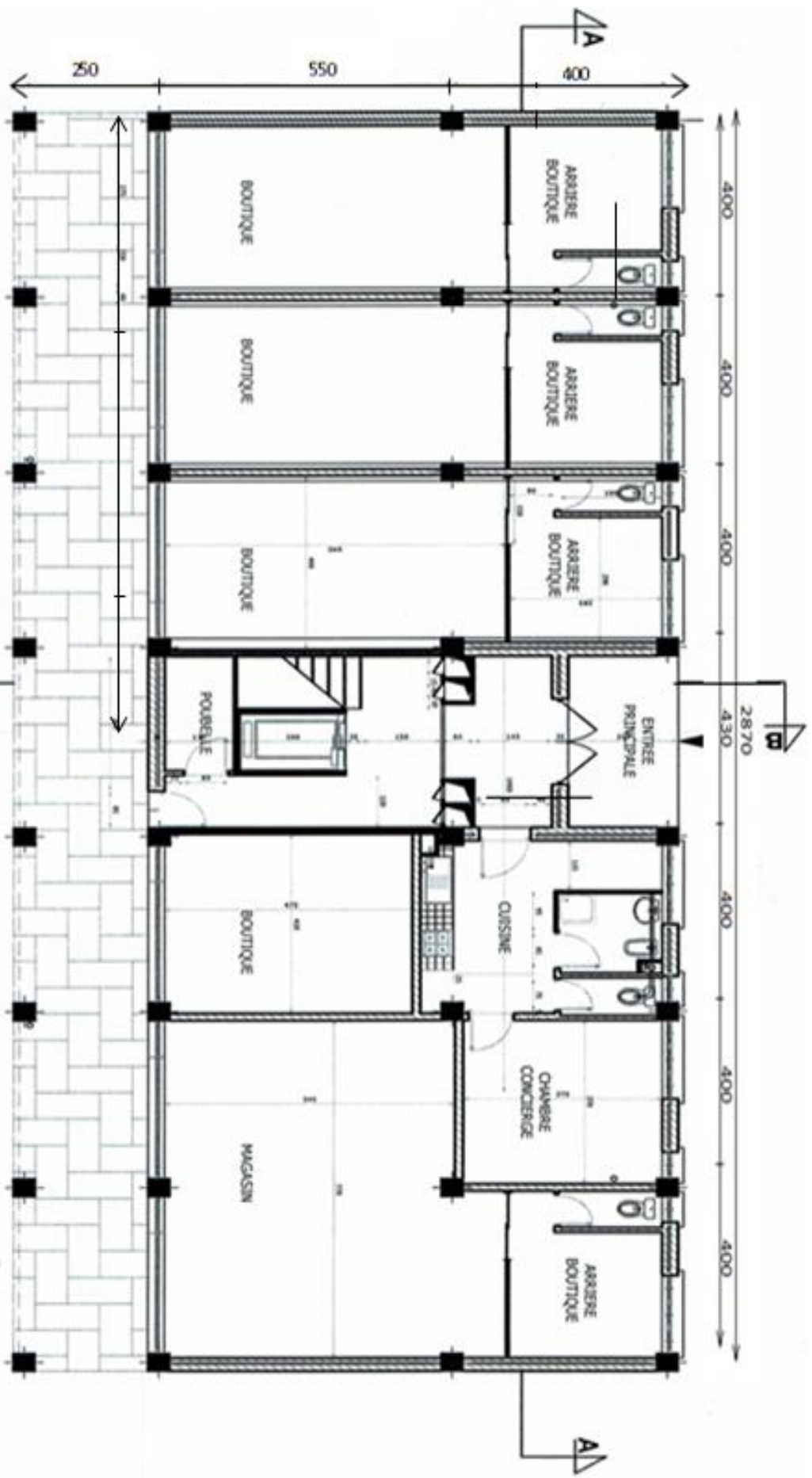
Dans les deux codes on a utilisé le pourcentage minimal des armatures de poteau pour choisir la section du ferrailage.

Bibliographie

1. **RPA v2003**. DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE. *REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES*. alger : s.n., 2003. Vol. 121.
2. **Eurocode 8**. Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. *Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*. AFORN : NF EN 1998-1, Mars Septembre 2005.
3. **GUENA Soufyane, CHAREF Meryem**. *Analyse dynamique paramétrique d'un bâtiment R+6*. Tlemce : Université ABOU-BEKR-BELKAID, Faculté de Technologie, Département de Génie Civil, 2018.
4. **Jean-Pierre Mougín**. *Béton Armé aux Etats Limite*. 1999.
5. **DTR B.C 2.2**. *Charges permanentes et charge d'exploitation* .
6. **KASSOUL Amar¹, Yousfi Mahfoud¹, BOUKORSI Elarbi¹ et ELKHEIRI Noureddine¹**. *COMPARAISON DES NORMES EURO CODE 8 (EC8) ET LES REGLES*. s.l. : ¹Laboratoire de Structures, Géotechnique et Risques (LSGR), Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie, 10 Octobre 2013.
7. **CHIKH, N. DJEBBARB. BOUSALEM N.** *NOTIONS DE COMPORTEMENT GLOBAL – COMPORTEMENT LOCALDANS LA PERFORMANCE PARASISMIQUE DES PORTIQUES EN BETON*. Constantine, Algérie : Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions Département de Génie Civil Université Mentouri, Décembre 2003.
8. **TALEB, Rafik**. *Calcul des Structures en Béton Armé*. Algérie : s.n., 2011.
9. **norme européenne**. Eurocodes structuraux . *Bases de calcul des structures*. AFNOR : s.n., Mars 2003.

Rapport-Gratuit.com

Annexes

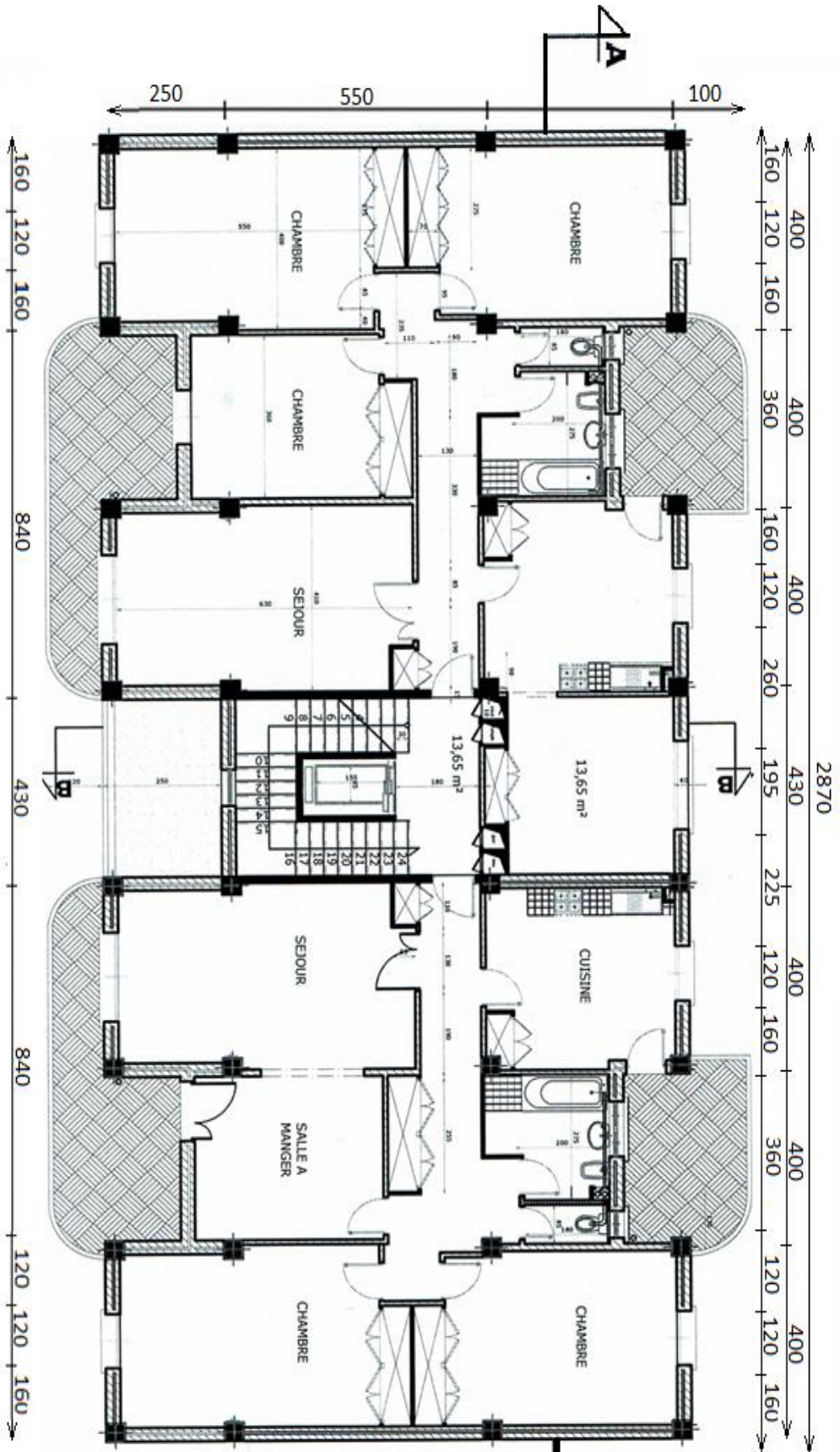


PLAN du RDC

ech: 1/50

PLAN du 1,2,3,4 ETAGE

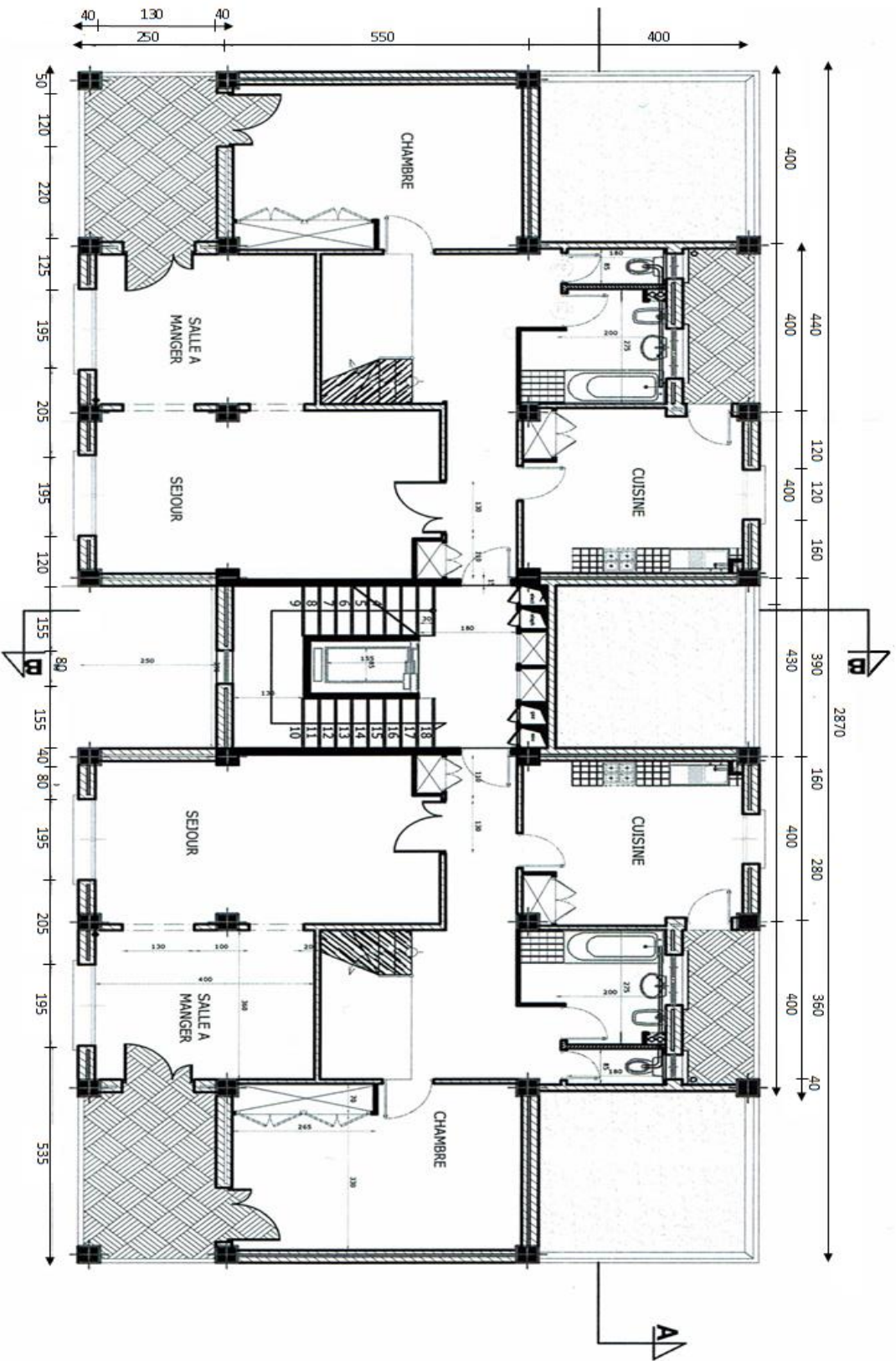
ech: 1/50



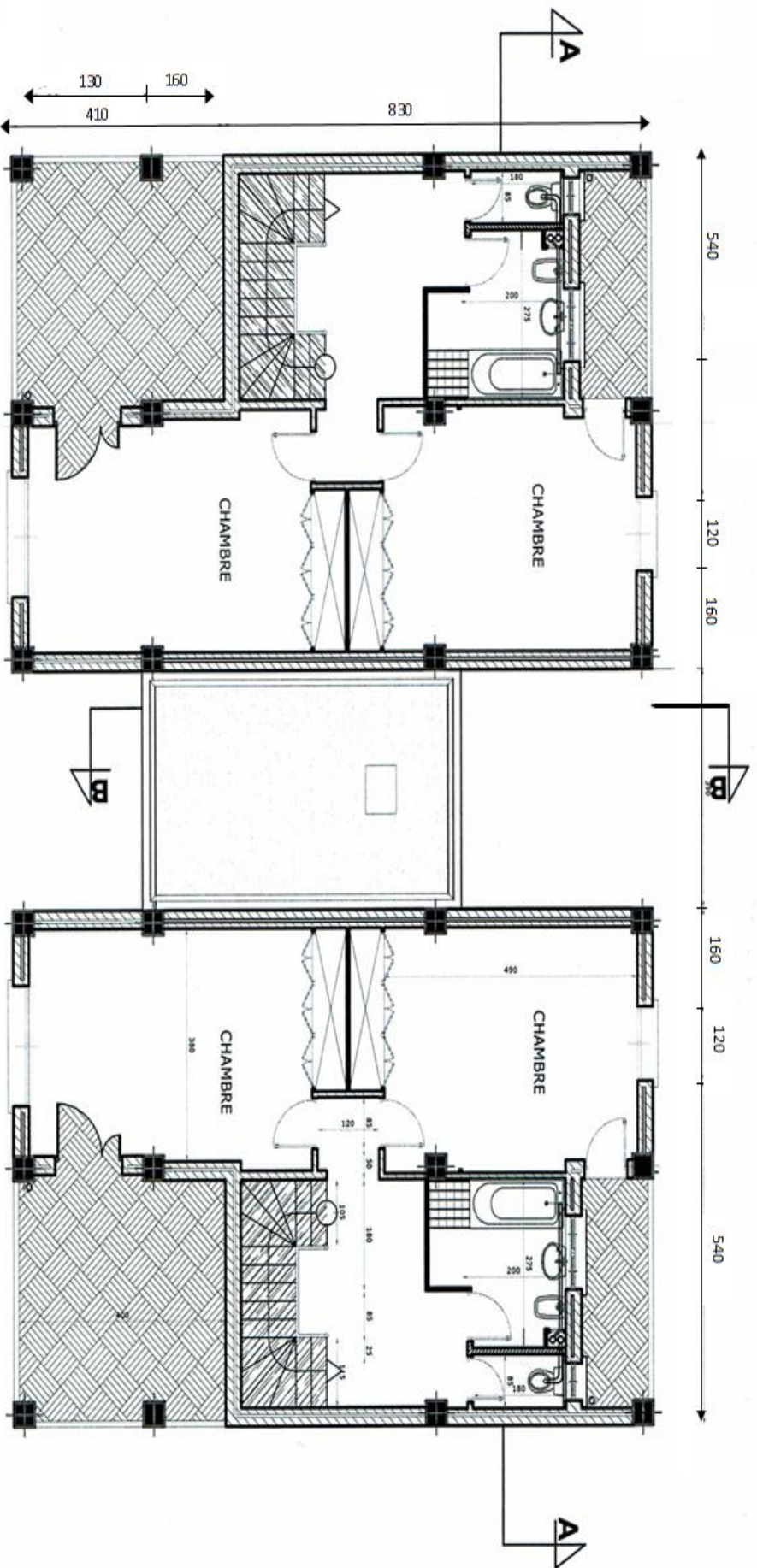
Rapport-gratuit.com

LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



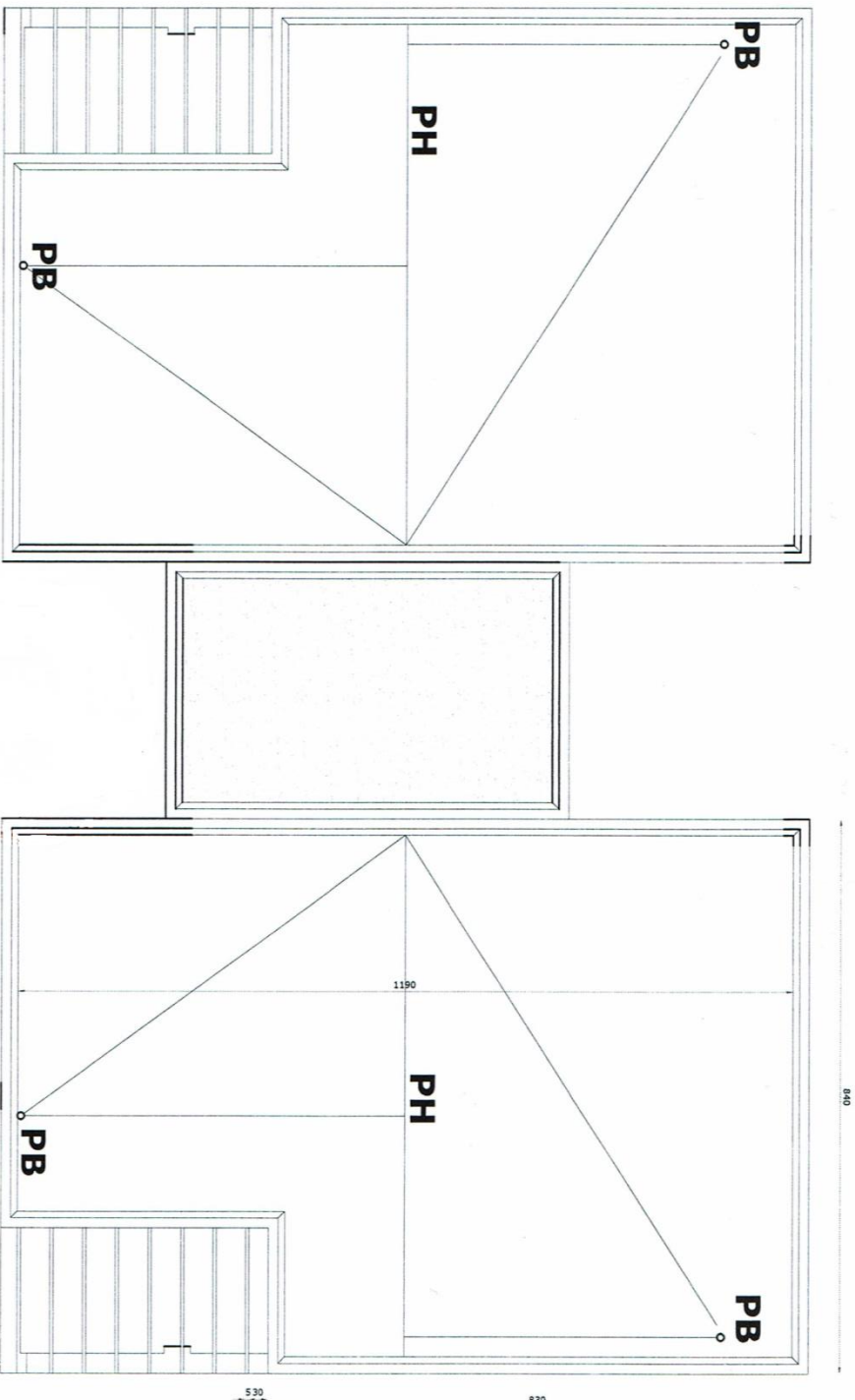


PLAN du DUPLEX 1ER NIVEAU ech: 1/50



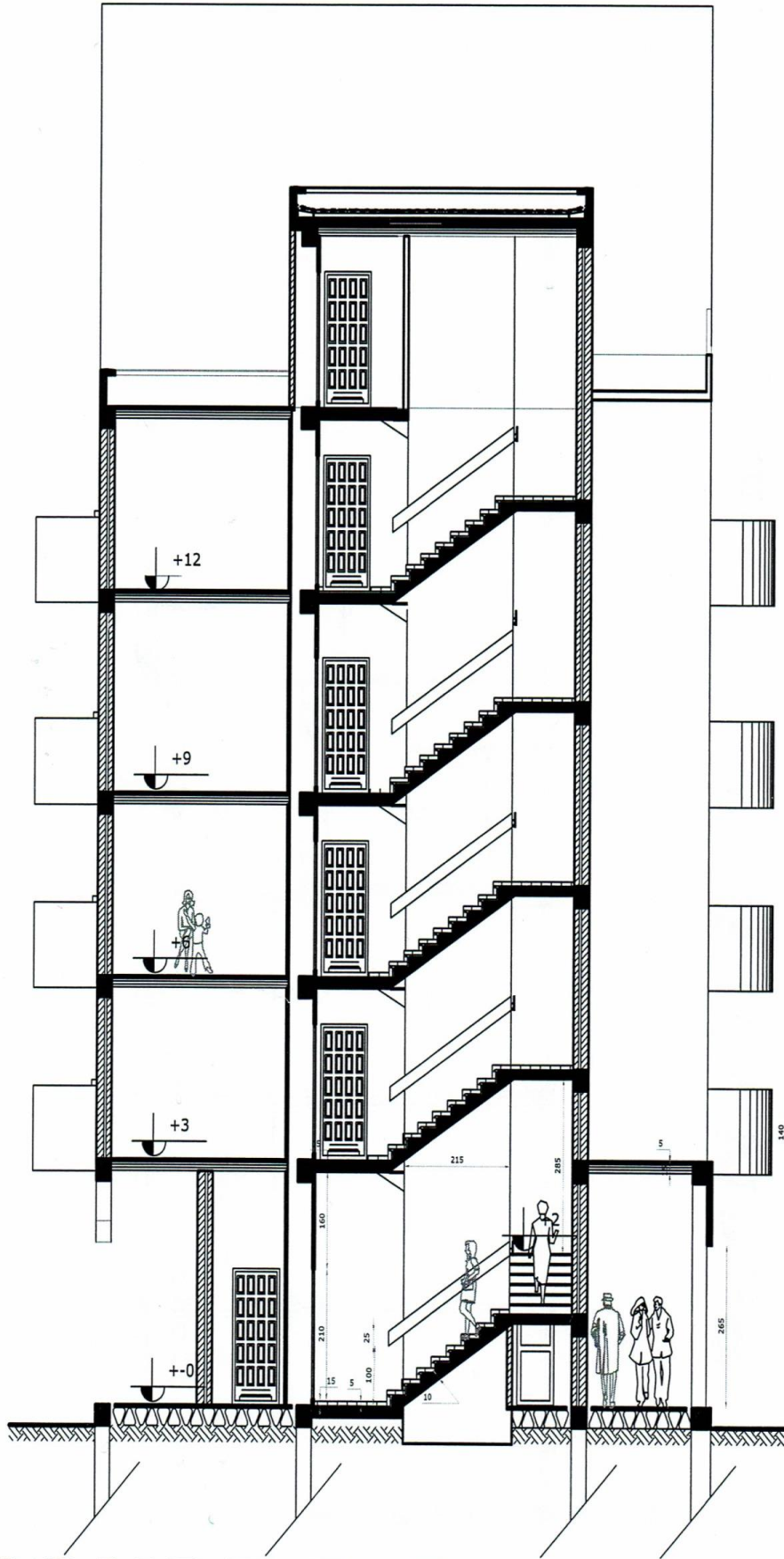
PLAN du DUPLEX 2EME NIVEAU

ech:1/50



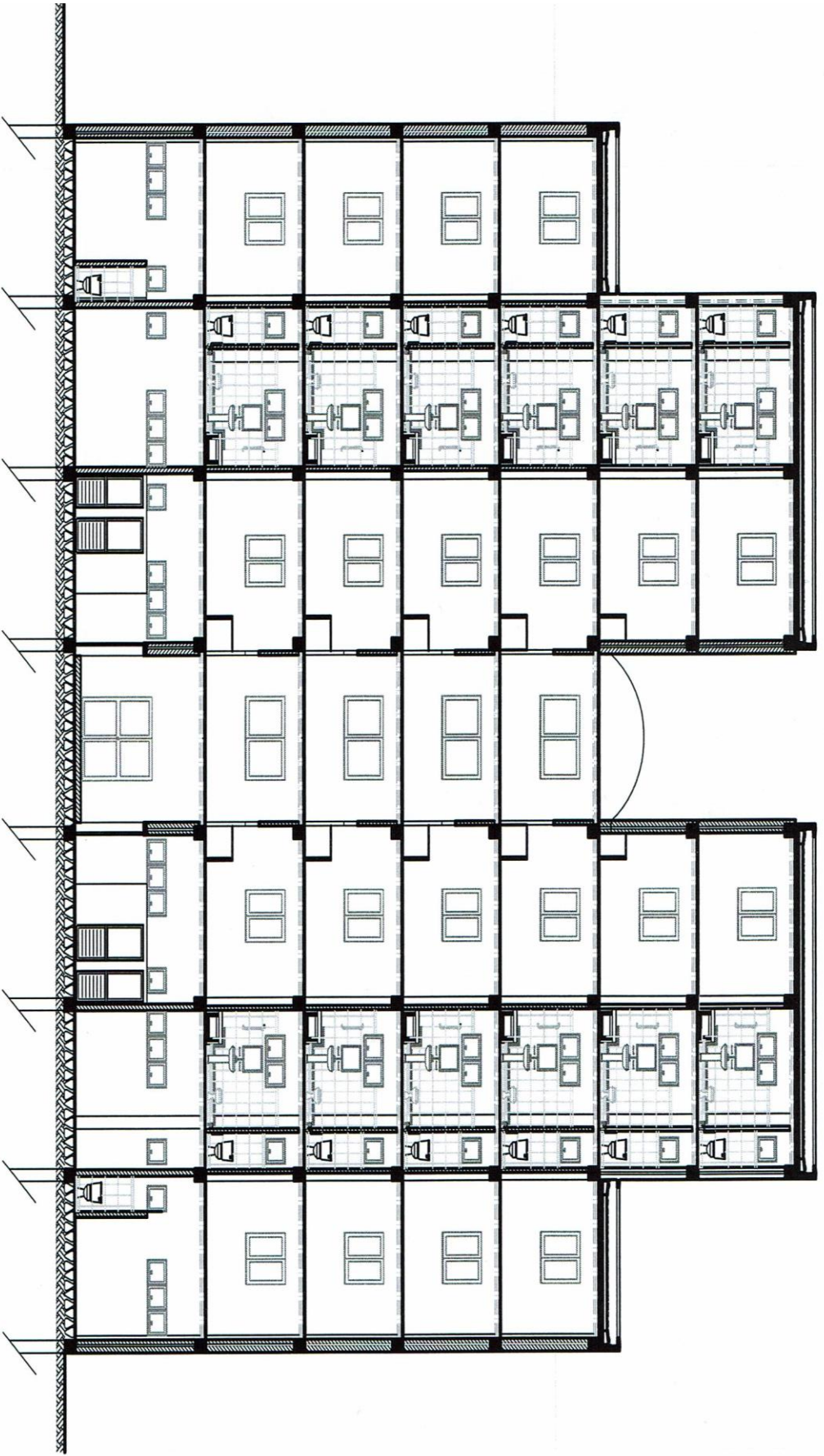
PLAN DE TOITURE

ech: 1/50



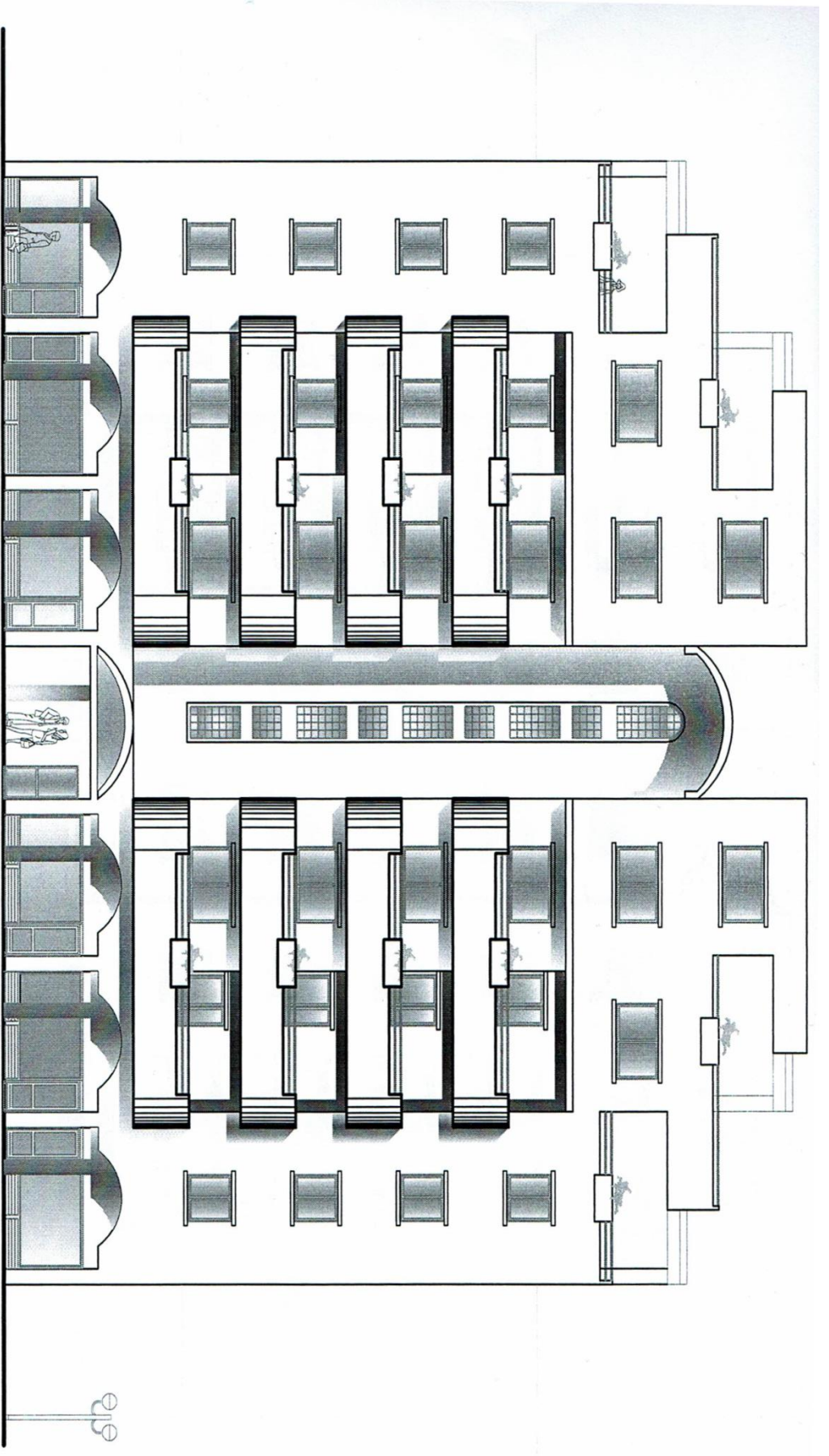
COUPE B-B

ech: 1/50



COUPE A-A

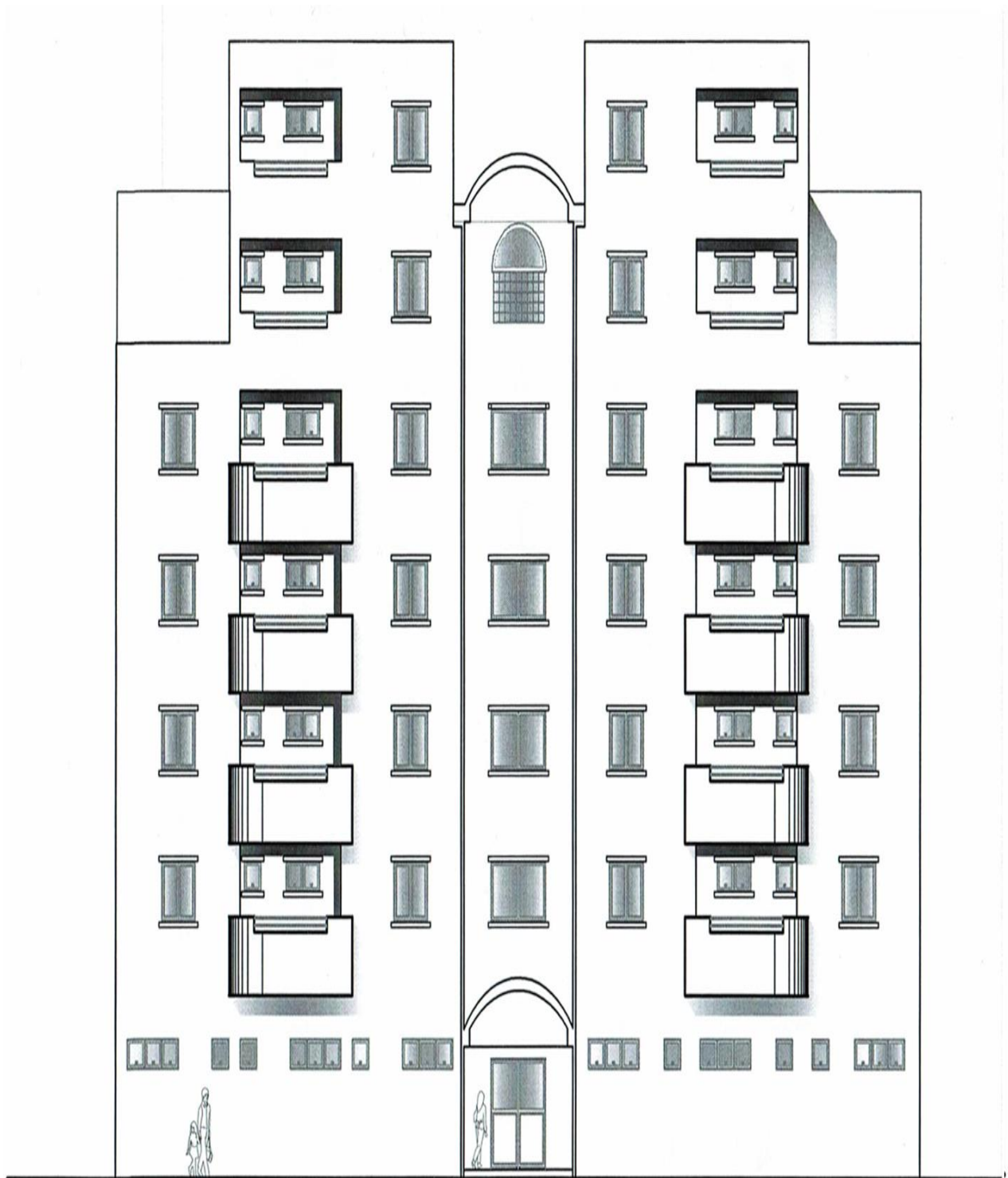
ech: 1/50



FACCADE PRINCIPALE

SUD-OUEST

ech: 1/50



FACADE sur L'INTERIEUR

NORD-EST

ech: 1/50