

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Ecole Nationale Polytechnique

Département : Génie civil



المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
Ecole Nationale Polytechnique

Projet de fin d'étude

pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'état en
Génie Civil

Thème :



Proposé et dirigé par :

**M^{me} N.BAUCHE
Mr. A.KIBBOUA**

Présenté par :

**Mr.M. AMALOU
Mr.M.MERZOUG**

Promotion JUIN 2006

ENP : 10, Avenue Hacène Badi, El Harrache, Alger
Tél.(021) 52 53 01/ 03 Fax (012) 52 29 73 E-mail : ENP@IST.CERIST.DZ

DEDICACES

Je dédie ce travail:

*A ma mère et mon père dont leurs sacrifices n'ont
jamais cessé et à qui je dois mon éducation et mon
niveau d'instruction,*

A mes sœurs,

A mes frères,

A toute ma famille,

A tous mes amis.

Mokhtar

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes parents,
A mes frères et sœurs,
A mes amis.

Mohamed

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier dieu le tout puissant et miséricordieux qui m'a donné la force, la volonté et le courage pour achever ce travail

Ce modeste travail a été effectué au sein de l'école Nationale polytechnique et du CGS, sous la direction de M^{me} N.BAUCHE chargée de cours à ENP et M^r A.KIBBOUA chargé de recherche au CGS.

Je tiens à leur exprimer mes plus sincères remerciements pour leurs précieux conseils et leur aide sans réserve tout le long de ce travail.

J'exprime aussi ma plus grande reconnaissance à tous les enseignants de l'ENP et particulièrement les enseignants du département du génie civil.

Notre gratitude va également au membre de jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner ce travail.

Enfin, je remercie tous ceux qui ont de près ou de loin contribué à l'aboutissement et à l'amélioration de ce travail.

LISTE DES FIGURES

Fig 2.1	Courbes de vulnérabilité relatives à l'échelle MSK	8
Fig 2.2	Taux de dommage correspondant à chaque niveau de dommage (KARNIK et AL, 1984)	9
Fig 2.3	Courbes de vulnérabilité à l'échelle EMS 92 pour les six classes des bâtiments	10
Fig 2.4	Courbe de vulnérabilité de bâtiments pour différents types de matériaux COCHRANE et SCHAAD, 1992.	12
Fig 2.5	Coefficients de régression « a_i » en fonction de l'intensité « I » (BENDETTI ET AL, 1988)	13
Fig 4.1	Accélérogramme d'Ulcinj	27
Fig 4.2	Accélérogramme d'El Centro	28
Fig 4.3	Accélérogramme de Cherchell	28

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Echelle MSK : Corrélation taux de dommages-intensité	8
Tableau 2.2	Définitions des différentes classes des constructions	11
Tableau 2.3	Coefficient de pondération correspondant à chaque classe de vulnérabilité.	13
Tableau 2.4	Différents systèmes structuraux.	14
Tableau 4 -1	accélérations maximales au sol pour des accélérogramme référentiels	30
Tableau 4-2	Les Modes propres : Déformation et Périodes	32
Tableau 4 -3	Estimation des charges permanents et d'exploitations	35
Tableau 4 -4	Effort sur chaque niveau suivant la direction longitudinal	36
Tableau 4.5	Effort sur chaque niveau suivant la direction transversal	37
Tableau 4.6	Masse sismique de chaque niveau	38
Tableau 4-7	Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage (Sens longitudinal xx)	41
Tableau 4-8	Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage (Sens transversal yy)	43
Tableau 4-9	Comparaison des résultats obtenus (RPA88 et RPA99 version 2003) Sens transversal xx)	43
Tableau 4-10	Comparaison des résultats obtenus (RPA88 et RPA99 version 2003) Sens transversal yy)	43
Tableau 4-11	Vérification de la période fondamentale de la structure	44
Tableau 4-12	Vérification des forces sismiques de calcul	44
Tableau 4-13	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	45
Tableau 4-14	Justification vis-à-vis des déformations.	46
Tableau 4-15	capacité de la structure sens longitudinal « xx »	47
Tableau 4-16	capacité de la structure sens transversal « yy »	48
Tableau 4-17	Corrélation entre la capacité et la demande en effort tranchant selon le RPA99 sens longitudinal « xx »	48
Tableau 4-18	Corrélation entre la capacité et la demande en effort tranchant selon le RPA99 sens transversal « yy »	48
Tableau 4-19	Réponse dynamique de la structure (sens xx)	51
Tableau 4-20	Réponse dynamique de la structure (sens yy)	52

Tableau 4-21	Comparaison en terme de déplacement (sens xx)	53
Tableau 4-22	Comparaison en terme de déplacement (sens yy)	54
Tableau 4-23	Comparaison en terme de ductilité (sens xx)	55
Tableau 4-24	Comparaison en terme de ductilité (sens yy)	56
Tableau 5-1	Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage (sens xx)	60
Tableau 5-2	Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage (sens yy)	61
Tableau 5-3	Capacité de résistance et de déformabilité (sens xx)	61
Tableau 5-4	Capacité de résistance et de déformabilité (sens yy)	62
Tableau 5-5	Coefficient de sécurité « S » (sens xx)	62
Tableau 5-6	Coefficient de sécurité « S » (sens yy)	62
Tableau 5-7	Réponse dynamique de la structure (sens xx)	63
Tableau 5-8	Réponse dynamique de la structure (sens yy)	64
Tableau 5-9	Comparaison en terme de déplacement (sens xx)	65
Tableau 5-10	Comparaison en terme de déplacement (sens yy)	66
Tableau 5-11	Comparaison en terme de ductilité (sens xx)	67
Tableau 5-12	Comparaison en terme de ductilité (sens yy)	68

Sommaire

Chapitre I : Introduction générale

1-1- Introduction.....	1
1-2- Objectif de l'étude	2
1-3- contenu du mémoire.....	2

Chapitre II : vulnérabilité des construction

2-1- Introduction.....	4
2-2 Définitions des principales notions	4
2-2-1 Aléa sismique (SEISMIC HAZARD):	4
2-2-2- vulnérabilité	4
2-2-3- Le risque sismique (SEISMIC RISK):	5
2-3- Fonctions de vulnérabilité.....	5
2-3-1- approche empirique	6
2-3-2- approche théorique	6
2-3-3- approche expérimentale.....	6
2-4-Méthodes d'estimation de la vulnérabilité	6
2-4-1- Méthode directe (matrice de vulnérabilité)	6
2-4-2- Méthode indirecte (indice de vulnérabilité):.....	11
2-5-Etude de vulnérabilité des batiments stratigèques de la capitale	13
2-6- Conclusion	14

Chapitre III : Méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité

3.1. Introduction	16
3-2 Objectif de l'analyse d'un batiment	16
3-3 Concepte méthodologique	17
3.3.1.Expertise de la structure existant	17
3.3.2. Analyse statique de la structure	19
3.3.3- Analyse dyndmique de la structure.....	19
3.3.4 Analyse de la capacité de la structure:	19
3.3.5. renforcement du l'ouvrage.....	22

Chapitre IV : Etude détaillé d'un cas (bâtiment appartienent au complexe Mustapha III)

4-1 - Introduction :.....	26
4 -2 – description et expertise de l'ouvrage	28
4 -2- 1- Description.....	28
4-2- 2- Expertise :	28
4-3 – paramètres de l'analse sismique et critères de securité	29
4-4 Analyse statique et dynamique	30
4-4-1 Modélisations de la structure à l'aide d'un logiciel :	30
4-4 -2- Caractéristiques mécaniques des matériaux :	34
4-5 Analyse sismique selon le règlement RPA88 :	35
4-6 Analyse sismique et exigences du RPA99 version 2003 :.....	36
4-6-1 Action sismique :.....	37
4-6 -2- Détermination de la force sismique	38
4-7- Comparaison des résultats obtenus (RPA88 et RPA99 version 2003).....	42

4-8 Vérification de la structure selon le RPA99 version 2003 :.....	43
4-8-1 Vérification de la période fondamentale de la structure :.....	43
4-8-2 Vérification des forces sismiques de calcul	43
4-8-3 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	44
4-8-4 Justification vis-à-vis des déformations :.....	45
4-9- Evaluation de la capacité de résistance en déformabilité de la structure.....	45
4-9-1 Introduction :.....	45
4-9-2 capacité de resistance et de déformabilité :.....	45
4-9-3 Corrélation entre la capacité et la demande en effort tranchant.....	47
4-10- Analyse dynmique de la structure	48
4-10-1 comparaison entre la réponce dynamique de la structure et la capacité en déformabilité	52
4-10-2 comparaison entre la la demande et la capacité en ductilité	54
4-10-3-conclusion	56

Chapitre V : l'étude de renforcement de l'ouvrage

5.1 Proposition de renforcement.....	57
5-2 -Analyse statique et dynamique de la structure renforcée.....	58
5. 3 – Analyse de la réponse dynamique de la structure	61
5-4 Commentaire des résultats.....	67
5.5- devis quantitatif et estimatif sommaire de la proposition de renforcement	67
5.6- Vérification des fondations.....	67

Chapitre VI : Conclusion générale et recommandations

Conclusion générale	72
---------------------------	----

Chapitre I

Introduction générale

1-1- INTRODUCTION

En l'état actuel des connaissances, il est quasiment impossible de prédire de manière sûre et suffisamment à l'avance, les événements sismiques.

Il est, en revanche, possible de réduire considérablement le risque sismique en prenant des mesures adéquates pour le ramener à un niveau acceptable.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes du fait de sa situation géographique.

En effet, les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70% du nord du pays sont soumis à l'activité sismique [1].

Dans cette partie du territoire national sont concentrées au moins 90% des installations socio-économiques et politiques du pays.

L'Algérie est un pays qui a beaucoup souffert des effets dévastateurs des séismes. Lors du dernier tremblement qui a secoué les régions d'Alger et de Boumerdes (21 mai 2003), le bilan dressé est très lourd : plus de 3000 morts, environ 10000 blessés, d'importants immeubles complètement détruits ou endommagés, plusieurs ouvrages d'art déplacés, à [2].

Après le séisme de Chlef en 1980, l'Algérie est passée de l'inconscience totale des risques encourus à la mise en place d'actions d'information et de la prise en considération de l'aléa sismique dans la construction.

Dans ce contexte, le gouvernement Algérien a pris un certain nombre de mesures préventives dont les principales sont les dispositions efficaces pour la construction de bâtiments neufs et l'exigence de chercher des méthodes de préservation du bâti existant.

Les projets de constructions neuves se doivent d'apporter le maximum de sécurité, et de faire face à la crise.

Il faut penser à la sauvegarde des vies humaines, à la protection des équipements et infrastructures d'urgence (hôpitaux, secours, centrales électriques, eau, pistes

de minimiser l'impact économique, sanitaire et social.

L'analyse des bâtiments existants et la réévaluation du risque sismique peuvent conduire à effectuer une « mise à niveau » (renforcement ou réparation).

Pour chacun des ouvrages concernés, le problème de la décision à prendre se pose dans les termes suivants :

- Soit il n'y a rien à faire, le renforcement étant très important et la démolition n'étant pas d'une première urgence.
- Soit le bâtiment est « traité » c'est-à-dire renforcé ou démoli et reconstruit.[3]

Ce dernier choix, renforcement ou reconstruction après démolition, résulte d'une étude dans laquelle les coûts globaux des deux solutions sont comparés.

Le travail que nous avons entrepris s'intéresse à l'étude de la vulnérabilité de certains bâtiments stratégiques de la ville d'Alger classée zone III par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 versions 2003) après le séisme de Boumerdes. Il s'agit d'un des bâtiments stratégiques du complexe Mustapha III.

L'étude de vulnérabilité d'un tel ouvrage est assez délicate compte tenu de :

- la vétusté du bâtiment ;
- le manque de données telles que les plans de coffrage et de ferrailage, notes de ;
- l'hétérogénéité de la structure en raison des transformations apportées (extensions en plan et élévation).

1-2- OBJECTIF DE L'ETUDE

L'étude que nous avons abordé a deux objectifs, d'une part, l'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment au séisme (bâtiment stratégique du complexe Mustapha III) et d'autre part, la réhabilitation parasismique de ce bâtiment (non endommagé) afin d'augmenter sa capacité résistante et par conséquent réduire les dommages en cas de séisme.

Notre travail constitue une modeste contribution à l'évaluation de la vulnérabilité au séisme et au confortement du bâti existant.

1-3- CONTENU DU MEMOIRE

Notre mémoire comporte cinq chapitres.

Après le chapitre I « introduction » qui situe le problème et met l'accent sur son importance, le chapitre II « vulnérabilité des constructions » résume les principales notions de base utilisées dans le cadre de ce travail.

Le troisième chapitre présente la méthodologie d'étude de la vulnérabilité d'un bâti existant utilisée dans cette analyse.

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude de la vulnérabilité d'un cas détaillé, qui est un bâtiment stratégique du complexe Mustapha III.

Dans le cinquième chapitre une solution de renforcement est proposée.

Le dernier chapitre « conclusion générale » clôture notre étude en faisant une synthèse des difficultés rencontrées et de la solution proposée.

Chapitre II

Vulnérabilité des constructions

2-1- INTRODUCTION

Nous assistons ces dernières années à un engagement pour l'évaluation du risque sismique du tissu urbain en Algérie. Ces évaluations portent sur la détermination des taux de dommages qui pourraient survenir dans une ville donnée suite à un séisme. Parmi les motivations qui ont incité les décideurs et les chercheurs à entreprendre ce genre d'étude, on peut citer :

- l'intense activité sismique d'une grande partie du Nord du pays ;
- l'accroissement de l'activité économique ;
- l'augmentation du nombre d'habitants dans les grandes villes ;
- la prolifération des constructions informelles ;
- l'absence de contrôle ou suivi technique par les institutions régionales,...

Toutes ces raisons font que le tissu urbain qui s'est développé ces dernières années, contient des éléments (constructions ou infrastructures) qui ne sont pas protégés au même degré contre le risque sismique. De ce fait, il est nécessaire de revoir la vulnérabilité d'une ville dans son ensemble avec toutes ses composantes afin de déterminer les éléments à risque et de prendre les mesures qui s'y imposent.

La réduction du risque sismique nécessite tout d'abord son évaluation afin de hiérarchiser les priorités et définir un plan d'action à court, moyen et long terme.

Le nombre de travaux dans ce domaine ne cesse d'augmenter dans tous les pays sujets aux séismes.

La nature de ces travaux va de la plus simple (diagnostic de la structure,...) à la plus sophistiquée qui nécessite l'utilisation de fonctions de vulnérabilité. Ces fonctions sont spécifiques à chaque région et à chaque type de construction.

2-2 DEFINITIONS DES PRINCIPALES NOTIONS

2-2-1 ALEA SISMIQUE (SEISMIC HAZARD):

Pour un site donné, il est défini par la probabilité qu'au cours d'une période de référence (couramment prise égale à une année), un séisme atteint ou dépasse en ce site une certaine valeur de l'intensité (intensité macrosismique ou paramètres du mouvement du sol accélération maximale, vitesse, etc...) [4].

2-2-2- VULNERABILITE

Plusieurs définitions ont été données à ce terme variant d'un auteur à un autre selon le paramètre considéré dans l'analyse. Depuis 1980, sous l'égide de l'UNDRO (OFFICE OF THE UNITED NATIONS DISASTER RELIEF COORDINATOR), une définition a été élaborée et adoptée aujourd'hui par de nombreux pays, et qui est :

La vulnérabilité s'applique à une construction, un groupe ou catégorie de constructions, elle représente le dommage relatif, variant de zéro (0) pour un dommage nul, à un (1) pour la destruction totale de l'édifice [5].

En d'autres termes, elle représente le rapport en pourcentage entre le coût de réparation des dommages « Cd » et le coût de remplacement de la construction « Cc » C'est une fonction qui dépend du niveau de l'action sismique.

Selon la description de l'échelle des intensités modifiée de MERCALI (MMI), une corrélation peut être schématisée, qui se traduirait par : si l'intensité « I » est inférieure ou égale au degré six ($I \leq VI$), l'ouvrage ne peut subir de dommages, et sa vulnérabilité est nulle c'est à dire $Cd / Cc = 0$, dans le cas extrême, où l'intensité est maximale ($I = XI, X2$), l'ouvrage est complètement détruit, et donc correspondant à une vulnérabilité maximale c'est à dire $Cd / Cc = 1$ [5].

On distingue la vulnérabilité directe et la vulnérabilité indirecte.

a) La vulnérabilité directe :

L'élément soumis au risque subit directement les dommages structurels sous l'effet du séisme. L'évaluation de cette dernière lorsqu'il s'agit de constructions se réduit généralement par l'estimation du taux de dommages attendu.

b) La vulnérabilité indirecte :

L'élément soumis au risque peut par sa fonctionnalité se traduire par le dysfonctionnement social d'un quartier ou d'une ville du fait de l'endommagement ou de l'effondrement partiel ou total de ce dernier. Dans ce cas de figure, la première tâche à entreprendre concerne l'identification des éléments exposés et la hiérarchisation de leur relation de fonctionnalité dans une agglomération [5].

2-2-3- LE RISQUE SISMIQUE (SEISMIC RISK):

Selon DAVIDOVICI.V [5], le risque sismique représente l'espérance mathématique des pertes au cours d'une période de référence dans une région considérée, et rapportée à une construction ou un ensemble de constructions. Il est proportionnel au nombre de vies humaines et a la valeur des biens exposés et dépend donc de l'étendue de cette région. C'est pourquoi dans un désert parfait, le risque est nul quelque soit la sismicité.

Le risque sismique est défini comme étant le produit d'un aléa non maîtrisé ou non maîtrisable et de la vulnérabilité des ouvrages. Il se présente sous forme de carte de dommages prévisibles. Pour les séismes :

$$\begin{array}{l} \text{Risque} \\ \text{Carte de dommages} \\ \text{Prévisibles} \end{array} = \begin{array}{l} \text{Aléa} \\ \text{Carte de l'action sismique} \\ \text{Pour les séismes futurs} \end{array} * \begin{array}{l} \text{Vulnérabilité} \\ \text{des ouvrages existants} \end{array}$$

2-3- FONCTIONS DE VULNERABILITE

Les fonctions de vulnérabilité ou courbes de vulnérabilité sont la corrélation entre les pertes (dommages structurels, vies humaines, ...) et un paramètre de l'aléa sismique (accélération, intensité, magnitude, ...).

Le niveau de dommages s'exprime par le rapport du coût des pertes sur le coût de remplacement de la construction. Les autres pertes sont reliées aux résultats obtenus dans l'estimation des dommages.

Il existe trois (3) approches pour établir les fonctions de vulnérabilité

2-3-1- APPROCHE EMPIRIQUE

Elle se base sur les observations faites suite à un événement sismique donné pour une région déterminée. Les corrélations entre les dommages et les paramètres caractérisant le séisme (accélération, intensité, magnitude, ...) utilisent essentiellement les données (les dommages) relevées sur les ouvrages lors des enquêtes post-sismiques.

2-3-2- APPROCHE THEORIQUE

Elle se base sur l'interprétation des résultats obtenus d'une analyse de la réponse dynamique non linéaire de modèles numériques de structures représentatives. L'action sismique représentant l'effet dynamique dans l'analyse du modèle est simulée par l'utilisation d'accélérogrammes réels ou artificiels.

2-3-3- APPROCHE EXPERIMENTALE

Cette approche complète la précédente. Elle est basée sur des essais sur des modèles réduits. Les tests en laboratoires se font de plus en plus sur des prototypes de bâtiments à des échelles plus au moins grandes.

2-4- METHODES D'ESTIMATION DE LA VULNERABILITE

On distingue deux (2) types des méthodes ; méthode directe et méthode indirecte.

2-4-1- METHODE DIRECTE (MATRICE DE VULNERABILITE)

Trois (3) méthodes directes sont adoptées :

2-4-1-1- ECHELLE MACROSISMIQUE MSK 64

La méthode directe des matrices de vulnérabilité donne, par catégorie de bâtiments (béton armé, maçonnerie, etc. ...) le taux de dommage en fonction d'un des paramètres particuliers du mouvement sismique (intensité, accélération maximale, réponse spectrale).

La matrice la plus utilisée est celle qui donne le taux de dommages en fonction de l'intensité sismique. La fonction dommage – intensité reste la meilleure corrélation avec des dispersions assez faibles. Ceci est sans doute dû au fait que les échelles d'intensité sont établies à partir des observations faites sur les constructions endommagées par le séisme.

La figure 2.1 représente les courbes de vulnérabilité, de trois (3) classes de bâtiments, établies par KARNIK et AL [6], ces courbes ont été élaboré sur la base de l'échelle d'intensité MSK 64.

Le tableau 2.1 représente l'intensité en fonction de type de construction.

La philosophie de l'échelle **MSK** repose sur trois (3) niveaux d'effets sismiques :

- ✓ Effets sur les personnes et leur environnement
- ✓ Effets sur les structures (dommages)
- ✓ Effets sur les sites naturels

Les types de constructions A, B et C sont définis comme étant :

Type A : maisons en argile, pisé, briques crues, maisons rurales, constructions en pierres tout-venant.

Type B : constructions en briques ordinaire ou en blocs de béton, constructions mixtes maçonnerie - bois, constructions en pierres taillées.

Type C : constructions armées, construction de qualité en bois.

Tableau 2.1 – Echelle MSK : Corrélation taux de dommages-intensité [6]

TYPE DE CONSTRUCTION	INTENSITE MACROSISMIQUE MSK 64						
	V	VI	V2	V2I	IX	X	XI
A	0,001	0,015	0,227	0,565	0,825	0,950	1,000
B	0	0,001	0,057	0,227	0,565	0,825	0,950
C	0	0	0,010	0,072	0,227	0,565	0,900

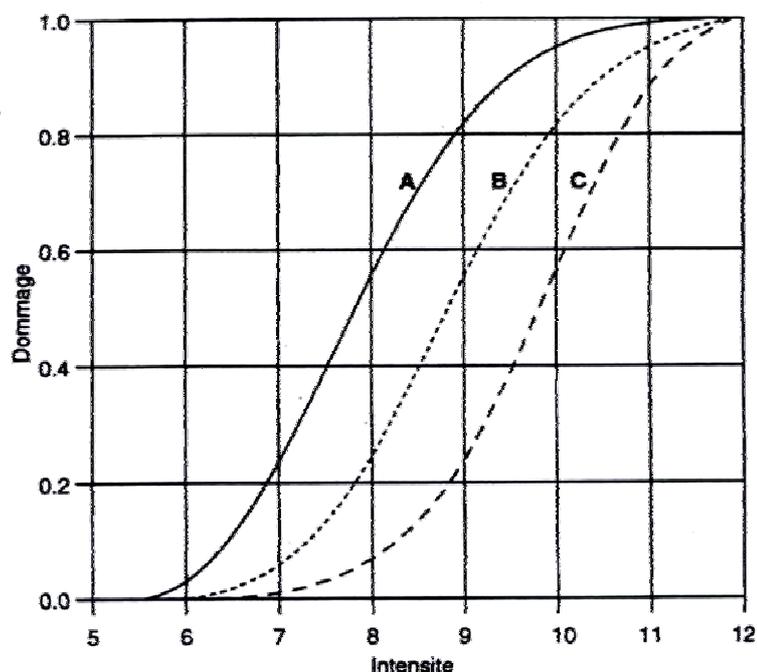


fig.2. 1-Courbes de vulnérabilité relatives à l'échelle MSK

Les niveaux de dommages introduits par l'échelle **MSK 64**, sont définis de la manière suivante :

Niveau 0 : Pas de dommage.

Niveau 1 : Dommages légers (petites fissures dans les plâtres, chute de petites plaques de plâtre).

Niveau 2 : Dommages modérés (petites fissures dans les murs, chute de quelques gros blocs de plâtre, chute de tuiles, fissures dans les cheminées ou chute de parties de cheminées).

Niveau 3 : Sérieux dommages (fissures larges et profondes dans les murs, chute de cheminées).

Niveau 4 : Effondrement partiel (brèches dans les murs, effondrement partiel de l'édifice, séparation des parties solidaires de la structure, destruction totale des murs de remplissage et des cloisons).

Niveau 5 : Effondrement total de l'édifice.

La figure 2.2 montre la représentation graphique des taux de dommage en fonction du niveau de dommage.

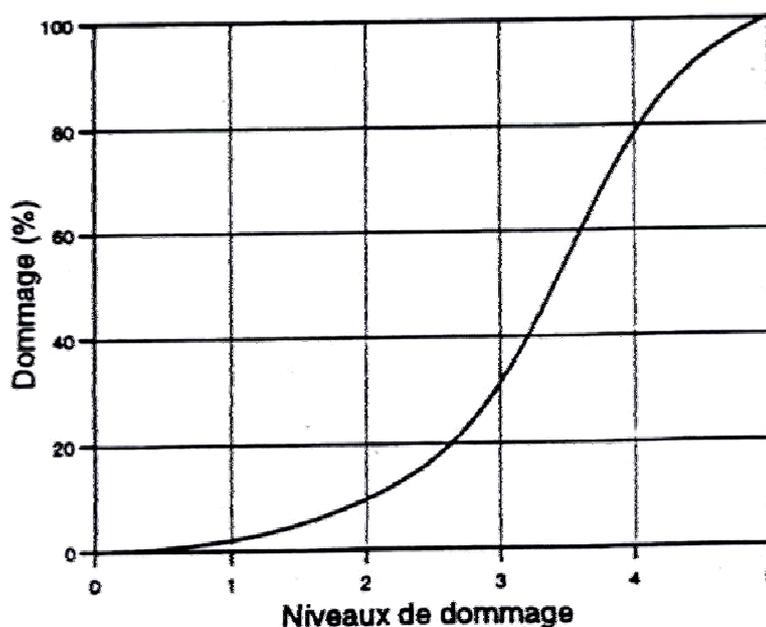


fig.2. 2- Taux de dommage correspondant à chaque niveau de dommage (KARNIK et AL, 1984)

2-4-1-2- ECHELLE MACROSISMIQUE EUROPEENNE DES INTENSITES EMS 92

L'échelle macrosismique européenne des intensités (EMS 92) dérive de l'échelle **MSK 64**. En effet les principales modifications qui ont été effectuées sur cette dernière portent sur la définition des classes de bâtiments.

La notion de capacité de résistance au séisme (classe de vulnérabilité) est introduite pour différencier, dans une même classe de bâtiments, entre les différentes structures calculées au séisme et celles qui ne l'ont pas été calculées. Elles portent aussi sur la définition des quantités des habitations endommagées (peu, beaucoup, la plupart), où une incertitude est introduite sur l'intervalle des pourcentages de ces dernières.

Dans la nouvelle échelle **EMS 92**, le nombre de trois (3) niveaux a été gardé mais l'arrangement a été modifié de la manière suivante :

- ✓ Effets sur les humains.
- ✓ Effets sur les objets et la nature (à l'exception des dommages sur le bâti et sur le sol).
- ✓ Effets sur les bâtiments.

L'échelle **EMS 92** utilise donc six (6) catégories différentes de bâtiments qui sont :

- **Classe A** : maçonnerie en pierraille tout venant, maçonnerie en briques de terre (adobe).
- **Classe B** : maçonnerie en pierres simples, maçonnerie en briques non armée, maçonnerie en blocs de béton.
- **Classe C** : maçonnerie en pierres massives, maçonnerie en briques avec des planchers en béton armé, constructions en béton armé non calculées au séisme.
- **Classe D** : maçonnerie en briques armées, constructions en béton armé avec un minimum de conception antisismique, constructions en bois.
- **Classe E** : constructions en béton armé avec une conception antisismique modérée.
- **Classe F** : constructions en béton armé avec une grande conception antisismique.

2-4-1-3- Corrélation intensité / taux de dommage selon EMS 92

La figure 2.3 représente les courbes (moyenne et moyenne \pm écart type) de taux de dommages en fonction de l'intensité, relative à cette échelle, pour les classes A, B, C, D, E et F telles qu'elles y sont définies.

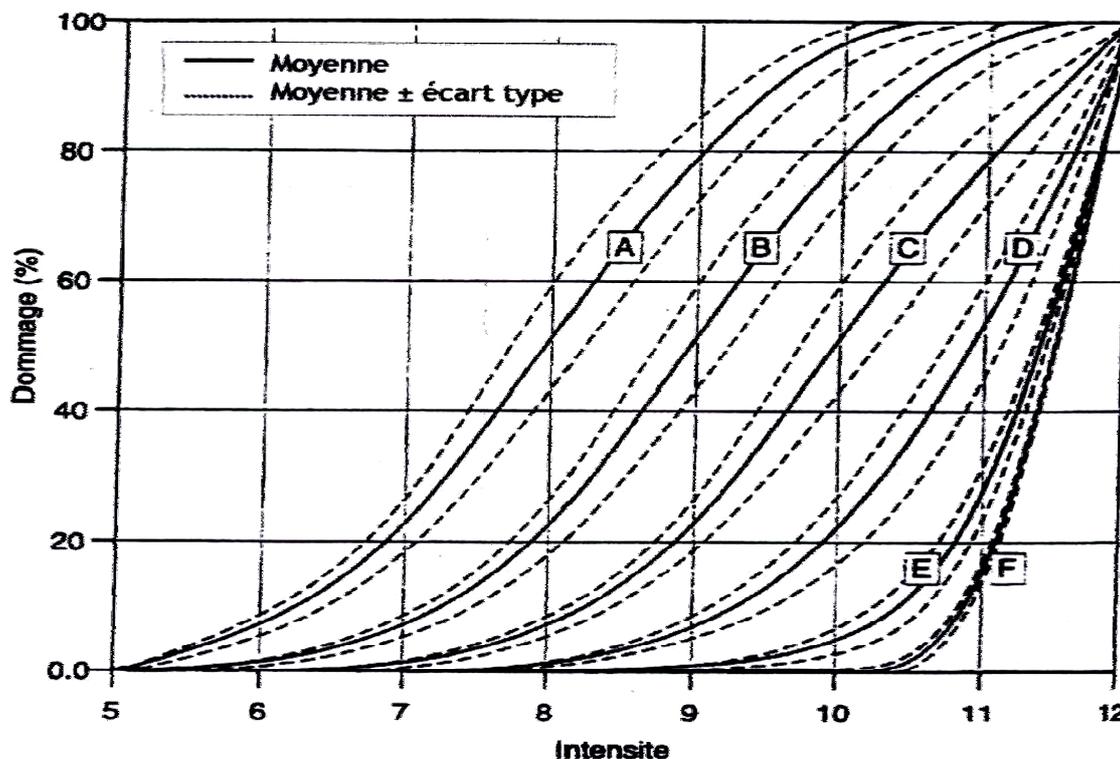


Fig 2.3 Courbes de vulnérabilité à l'échelle **EMS 92** pour les six classes des bâtiments [7].

2-4-1-4- FONCTIONS DE VULNERABILITE ETABLIES PAR COCHRANE ET SCHAAD

Ce sont des fonctions[8], empiriques établies sur la base d'enquête post-sismique, ayant pour objectifs la mise en évidence des différents paramètres influant sur la vulnérabilité d'un bâtiment qui sont : l'âge, la hauteur, la régularité, la symétrie, l'effort tranchant à la base, la valeur assurée et le type de matériau.

Compte tenu de l'interdépendance des différents paramètres, des coefficients d'influence ont été définis. Pour les sols, quatre (4) catégories ont été retenues, qui sont les alluvions, les sédiments avec une grande porosité, les sédiments compacts et le rocher correspondant, respectivement aux valeurs du coefficient d'influence à +2, +1, 0 et -1.

Pour construire les fonctions de vulnérabilité reliant le taux de dommage moyen à l'intensité **MMI**, ils affectent un poids à chacun de ces facteurs. Les courbes présentées sur la figure 2.4 pour les six (6) classes (3A, 3B, 3C, 4A, 4B et 4C) sont établies sur la base d'un âge moyen de trente (30) ans, d'un sol « sédiments compacts », des conditions de régularité situées entre « régularité normale » et « régularité modérée ».

Dans le cas de doute sur l'âge de l'ouvrage, l'hypothèse suivante a été admise pour une éventuelle interprétation ou extrapolation :

1. Pour les structures en maçonnerie, l'âge influe beaucoup.
2. Pour les structures souples, l'influence de l'âge apparaît pour les faibles intensités.

Tableau 2.2- Définitions des différentes classes

CLASSES DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION	DEFINITIONS DES SYSTEMES CONSTRUCTIFS
3A	portiques en béton armé avec murs en béton armé ou en briques
3B	portiques en béton armé sans murs de cisaillement et avec des murs de remplissage en béton précontraint, en briques, des vitres, etc...
3C	portiques en béton précontraint avec des planchers suspendus, avec ou sans murs de cisaillement
4A	murs en béton armé, précontraint, maçonnerie année ou murs en blocs de béton creux
4B	murs en briques non armées ou en blocs de béton pleins
4C	murs en blocs de béton creux non armés

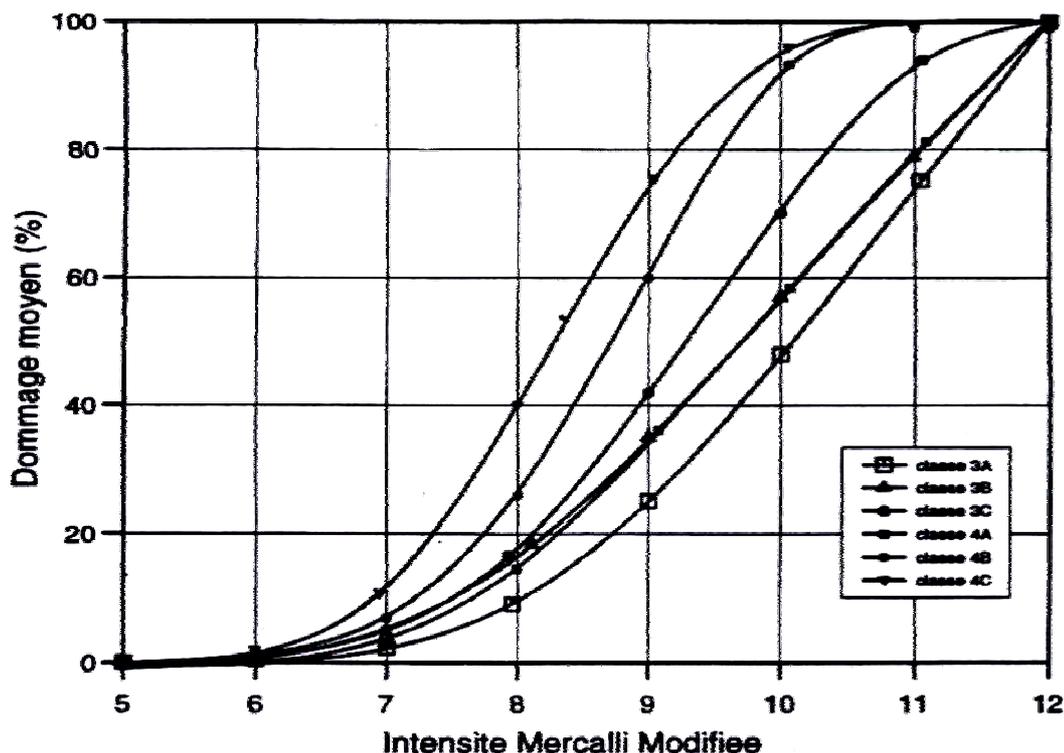


Fig 2.4 – Courbe de vulnérabilité de bâtiments pour différents types de matériaux COCHRANE et SCHAAD, 1992.

2-4-2- METHODE INDIRECTE (INDICE DE VULNERABILITE):

La méthode « indice de vulnérabilité » développée par D.BENDETTI [9], figure parmi le groupe de procédures d'évaluation rapides de vulnérabilité d'un bâti existant.

Elle est généralement utilisée pour évaluer la vulnérabilité des structures en maçonnerie non armée, basée sur l'observation d'un certain nombre de caractéristiques essentiellement structurales ou géométriques (détails dans le tableau 2.2). Ces caractéristiques sont ensuite pondérées par des coefficients variants de 0,25 à 1,5 à l'exception de trois d'entre eux (toiture, plancher, régularité en élévation) qui sont laissés à l'appréciation de l'expert.

Sur la base de l'indice de vulnérabilité « VI » ainsi obtenu par la somme de ces facteurs pondérés, on peut alors estimer, à l'aide de relations empiriques, les taux de dommages « d » attendus pour une intensité « I », par la formule :

$$d(VI, I) = a_0(I) + a_1(I)VI + a_2(I)VI^2$$

VI : indice de vulnérabilité

I : intensité sismique

Les a_i sont les coefficients de régression pour une intensité donnée obtenus à partir des données relatives aux constructions en maçonnerie inspectées après les séismes survenus en Italie (figure 2.5).

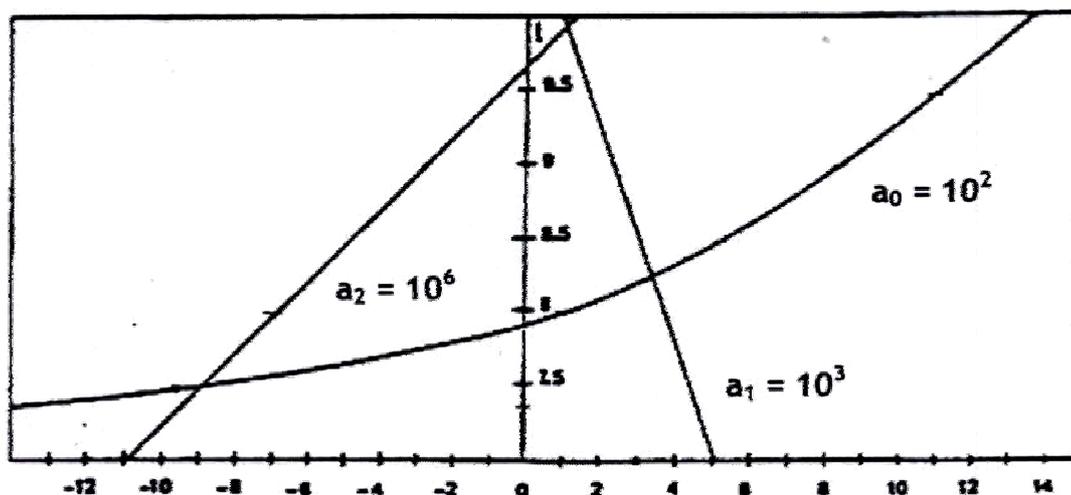


Fig 2.5 – Coefficients de régression «a_i» en fonction de l’intensité « I » (BENDETTI ET AL, 1988)

Tableau 2.3 –Coefficient de pondération correspondant à chaque classe de vulnérabilité

ELEMENT		CLASSE				POIDS
		A	B	C	D	
1	Liaison des murs	0	5	20	45	1,0
2	Type de murs	0	5	25	45	0,25
3	Condition de sol	0	5	25	45	0,75
4	Résistance globale à l’effort tranchant	0	5	25	45	1,5
5	Régularité en plan	0	5	25	45	0,5
6	Régularité en élévation	0	5	25	45	*
7	Planchers	0	5	15	45	*
8	Toiture	0	15	25	45	*
9	Détails	0	0	25	45	0,25
10	Condition générale d’entretien	0	5	25	45	1,0
Indice Global						

* Valeur laissée à l’appréciation de l’ingénieur

Le poids attribué à chaque élément vaut 0 (classe A) si cet élément est conforme aux règles parasismiques. Il vaut 45 si cet élément est très vulnérable (non conforme aux règles parasismiques). Les valeurs 5 (classe B) et 25 (classe C) correspondent à des cas où l'élément se situe entre « parasismique » et « très vulnérable ».

Par exemple le premier élément du tableau décrit la qualité de l'organisation des éléments verticaux.

Classe A : Constructions conformes aux normes parasismiques.

Classe B : Constructions ayant des chaînages en béton armé ou des tirants en acier à chaque étage, et ayant des jonctions entre les murs perpendiculaires.

Classe C : Constructions sans chaînages en béton armé ni tirants en acier à chaque étage, mais ayant des jonctions entre les murs perpendiculaires.

Classe D : Constructions avec de très mauvaises liaisons (ou aucune) entre les murs perpendiculaires (beaucoup de bâtiments anciens, dans lesquels les murs sont simplement construits adjacents aux autres, rentrent dans cette catégorie).

L'effort de cisaillement admissible du mur (élément n° 4 du tableau 2.3) est évalué avec une formule empirique, et classé en A si le rapport q entre cet effort et le poids total de l'édifice est supérieur à 0,4 ; classé en B si q est compris entre 0,24 et 0,4 ; classé en C si q est compris entre 0,16 et 0,24 ; et classé en D si q est inférieur à 0,16.

2-5- ETUDE DE VULNERABILITE DES BATIMENTS

STRATEGIQUES DE LA CAPITALE

Dès 1985, les études de vulnérabilité de bâtiments stratégiques de la ville d'Alger ont été inscrites dans le programme de réduction du risque sismique. Elles n'ont pu être entamées qu'avec la création du CGS qui les a prises en charge à partir de 1992.

Une première tranche d'environ 185 000 m² de plancher a été traitée durant la période 1992 – 1996, elle a concerné les bâtiments suivants (tableau 2.4)

Tableau 2.4 – Différents systèmes structuraux.

Ouvrages	Nombre d'ouvrages	Type de structures	Surface totale de plancher (m ²)
Siège de la wilaya d'Alger	01	Murs en maçonnerie de pierres	21 184
	01	Poteaux poutres (BA)	
Ouvrages de la protection civile	01	Charpente métallique et béton armé	21 915
Ouvrage du ministère des PTT	08	Poteaux poutres (BA)	42 450
Hôpital Mustapha Bacha	48	19 bâtés en poteaux poutres (BA) (≈42% m ²)	99 450
		18 bâtés en murs porteurs en maçonnerie de pierres (≈5,5% m ²)	
		11 bâtés en structure mixte (≈53% m ²)	

Système mixte : système porteur composé de murs en maçonnerie de pierres et poteaux poutres.

Deux scénarios ont été considérés : un séisme modéré défini pour une accélération de 0,15g ; correspondant à une période de retour de 100 ans, et un séisme majeur défini pour une accélération de 0,25g ; correspondant à une période de retour de 500 ans.

Ainsi trois (3) accélérogrammes ont été choisis sur la base de leur contenu fréquentiel, qui sont : celui d'Ulcinj (Yougoslavie) 1979, El Centro 1940 et de Charchell 1989.

2-6- CONCLUSION

Les études de vulnérabilité sismiques prennent de plus en plus d'importance dans les pays sujets au risque sismique qui ne cesse d'augmenter avec les développements urbains et l'augmentation des populations.

En Algérie, ce risque est réel et en particulier dans la capitale où les efforts entrepris depuis les débuts des années 80 pour réduire ce risque doivent être appuyés davantage. Les études qui ont été menées à Alger doivent être poursuivies dans cette ville même, et dans d'autres centres urbains, en particulier les études de vulnérabilité et d'évaluation du risque sismique qui sont nécessaires pour toute politique de planification.

La dernière étude menée à Alger, « étude de vulnérabilité et d'évaluation du risque sismique de la ville d'Alger », a montré l'importance des dommages et pertes qui peuvent survenir en cas de séisme modéré (magnitude 6,5) dans les quartiers les plus exposés.

Ces résultats qui concernent que les bâtiments, peuvent permettre d'ores et déjà aux autorités concernées de prendre des mesures, en attendant que cette étude soit plus raffinée, complète et étendue à tous les éléments exposés au risque (bâtiments, réseaux, eau potable, etc...).

Chapitre III

Méthodologie d'évaluation de la Vulnérabilité d'un bâti existant

3.1. INTRODUCTION

Dans la plupart des pays d'anciennes civilisations, le bâti urbain est constitué dans sa majeure partie de constructions en maçonnerie non chaînée et /ou de constructions en béton armé non conçues pour résister aux charges horizontales notamment aux charges d'origine sismique.

Les catastrophes d'origine sismique ont poussé l'homme à comprendre le phénomène et donc à développer des techniques pour se prémunir contre ce risque qui engendre des pertes en vies et en biens matériels parfois insurmontables pour le pays touché. La réduction du (des) risque (s) est directement liée à la situation politico socio-économique du pays concerné.

Pour réduire le risque dû à cette catastrophe, des actions essentielles sont à mener à savoir:

- évaluer l'aléa sismique ;
- développer des règles et des techniques de construction ;
- développer une méthodologie d'évaluation du risque sismique pour le bâti existant afin de prendre les mesures nécessaires pour les protéger ;
- sensibiliser les populations exposées.

Dans ce qui va suivre, nous allons présenter la méthode d'évaluation de la vulnérabilité au séisme du bâti existant utilisée en Algérie [10] .

3-2 OBJECTIF DE L'ANALYSE D'UN BATIMENT

L'étude de vulnérabilité vis à vis du séisme concerne généralement tous les types de constructions situées dans une région de moyenne à forte sismicité, conçues et réalisées sans respect des règles parasismiques.

L'étude de renforcement des constructions existantes est l'une des plus grosses difficultés auxquelles est confronté l'ingénieur, ses connaissances concernant la structure réalisée sont incomplètes du fait qu'il ignore les conditions de réalisation de cette dernière. Un projet d'ouvrage ne suit pas ou suit très rarement toutes les prescriptions recommandées lors de sa réalisation.

Les deux niveaux de sécurité d'un ouvrage à savoir à l'état projet et à l'état réalisé ne sont généralement pas identiques, la détermination du coefficient de sécurité est laissée à l'appréciation de l'ingénieur.

Le renforcement des structures existantes pose un problème très complexe, ainsi on se trouve dans le cas de deux approches extrêmes qui d'un côté ceux qui considère que le problème de renforcement d'une structure existante peut être résolu par une analyse sophistiquée en utilisant des moyens de calcul adéquats tel un ouvrage à projeter (ouvrage neuf), et d'un autre côté ceux qui considère que le renforcement d'une structure existante relève de l'art, de l'intuition et de l'expérience de l'ingénieur.

Les deux approches se rejoignent sur un seul point qui est la bonne connaissance des critères d'une bonne conception parasismique, qui est insuffisant car l'ingénieur est limité par les conditions du code.

Généralement les hypothèses de base et les méthodes d'analyse pour résoudre des problèmes d'engineering, et estimer la sécurité demandée lors d'un renforcement d'une structure peuvent être les mêmes que celles considérées pour une structure neuve.

Cependant les prévisions des codes peuvent ne pas être complètes compte tenu de la complexité des structures existantes lorsque le problème de renforcement se pose.

3-3 CONCEPTS METHODOLOGIQUES

L'approche adoptée par l'ingénieur de structure comprend six (06) phases qui sont:

- 1 - Examen (expertise) de la structure existante.
- 2 - Etude statique de la structure
- 3 - Analyse de la capacité de la structure
- 4 - Proposition d'une ou plusieurs solutions de renforcement.
- 5 - Examen de la faisabilité technique et estimation du coût pour finalement choisir une des solutions.
- 6 - Finalisation de la solution.

3.3.1. EXPERTISE DE LA STRUCTURE EXISTANTE

Grâce au réseau de surveillance et aux études de site faites ces dernières décennies, la connaissance du mouvement sismique est en permanente évolution, conjuguée avec les dommages observés sur les ouvrages, l'aléa et le risque sismique se précisent. Sur la base des résultats obtenus le(s) code(s) parasismique(s) subissent des modifications chaque fois que cela est nécessaire afin de réduire le risque.

L'expertise des ouvrages existants a pour objectif d'abord d'estimer leur capacité en résistance et en déformation, et d'essayer ensuite de trouver une solution de renforcement dans le cas possible, afin de leur conférer la résistance et la déformabilité recommandée par le code en vigueur.

Dans ce cas d'étude, l'expertise d'un ouvrage donné doit nous renseigner sur les six paramètres suivants:

Conditions de sol, l'historique de l'ouvrage, type de structure porteuse et non porteuse, matériaux, détails de réalisation et dommages subis par l'ouvrage.

3.3.1.1. Historique de l'ouvrage :

Sur la base d'une enquête menée sur l'ouvrage, soit sur site auprès des occupants, soit auprès de l'administration (ou propriétaire) gérant l'ouvrage ou groupe d'ouvrages, nous devons établir l'histoire de ce dernier, afin de savoir si l'ouvrage a subi ou non des transformations. Ces transformations, qui sont parfois difficiles à détecter au cours d'une visite des lieux, sont généralement réalisées à des époques très espacées dans le temps, et conduisent dans la plupart des cas à utiliser des matériaux différents de ceux de l'ouvrage existant.

L'exploitation de l'ouvrage est aussi un facteur prédominant, le poids, et la répartition de la surcharge et la densité des cloisons peuvent parfois engendrer des dommages significatifs sur la structure.

L'histoire de l'ouvrage peut donc nous renseigner sur ces différents points, et nous aider à mieux comprendre l'état des lieux.

3-3-1-2 Type de structure :

La connaissance du système structurel est indispensable pour la suite de l'analyse.

La collecte des données et la constitution du dossier de l'ouvrage peuvent dans certains cas se heurter à des difficultés. Dans la majorité des cas le dossier (plans et note de calcul) est très souvent inexistant. Ce dernier est généralement reconstitué sur la base de relevés d'état des lieux, ce qui rend parfois la connaissance du système structurel incomplète.

L'expertise de l'ouvrage doit dans une certaine mesure, trouver une solution aux problèmes posés, afin de compléter le relevé. En d'autre terme, elle permet de reconnaître les éléments verticaux, le(s) type(s) de plancher(s), et par conséquent, elle nous permet de comprendre la conception initiale de l'ouvrage.

De cette expertise, nous devons redéfinir le type de sollicitations pour lequel le système porteur a été conçu, comprendre le cheminement des efforts et donner des explications probables aux dommages observés, notamment si un événement sismique est déjà survenu dans la région.

3.3.1.3. Matériaux, investigations :

Du type de matériaux utilisés pour la réalisation des éléments structuraux de l'ouvrage dépend le comportement global de la structure. La loi de comportement diffère d'un matériau à un autre, et d'une structure à une autre.

Le comportement aux charges horizontales et/ou verticales d'un ouvrage réalisé en charpente métallique ou en béton, en maçonnerie de pierre ou en maçonnerie de briques change considérablement. Il est donc très important de connaître le type de matériau avec lequel sont réalisés les éléments structuraux et surtout l'état dans lequel ils se trouvent. La qualité telle le degré de corrosion de l'acier, la compacité et la résistance du béton, le type et la qualité du mortier pour un ouvrage réalisé en maçonnerie joue un rôle prépondérant dans les hypothèses à prendre en compte dans l'estimation de la capacité d'une structure existante.

3.3.1.4. Détails de réalisation :

La connaissance du détail des jonctions entre éléments d'une structure contribue d'une façon évidente au choix du modèle de calcul à considérer.

En effet, la liaison entre plancher et éléments verticaux, noeuds entre poteaux poutres, murs et plancher (ouvrage en maçonnerie), structure porteuse et système de remplissage, entre deux système structuraux dans le cas d'un ouvrage ayant subi des extensions, tous ces points constituent les paramètres fondamentaux pour la modélisations de l'ouvrage en question. Le détail de réalisation rend le modèle choisi plus fiable et les résultats à obtenir ne seront que plus précis.

3.3.1.5. Conditions de sol :

Une visite du site peut en général nous donner parfois des informations sur l'état du sol, ces informations concernant surtout les glissements de terrain, les tassements, la présence d'eau ou de remblai, peuvent parfois se confirmer par les dommages subis par les ouvrages.

Une enquête sur les études de sol faites sur le site ou sur les terrains avoisinants est également recommandée, afin de connaître les différentes couches de sol constituant le terrain d'assise de l'ouvrage à expertiser.

3.3.1.6. Dommages subis par l'ouvrage

Les dommages probables à observer sur un ouvrage existant peuvent être engendrés par l'un des phénomènes suivants :

- 1 – l'ancienneté de l'ouvrage ;
- 2 - un événement sismique ;
- 3 - surcharge (d'exploitation) ;
- 4 – mauvais sol.

L'expertise d'un ouvrage doit être complétée par une descente de charge, afin d'évaluer la capacité portante du système de fondation préalablement connu.

En conclusion, l'expertise détaillée d'un ouvrage à analyser (ouvrage indépendant ou représentatif d'un échantillon) reste donc une étape incontournable dans une étude d'estimation de la vulnérabilité au séisme.

Dans certain cas, sur la base seulement de l'expertise, l'ouvrage peut être déclasser ou même condamné, c'est pour cela que l'expertise est une étape indispensable dans l'étude de la vulnérabilité d'un bâti existant.

3.3.2. ANALYSE STATIQUE DE LA STRUCTURE

Cette étape consiste à faire une analyse statique de l'ouvrage selon la réglementation en vigueur (RPA99 version 2003) et comparer les résultats obtenus à ceux de l'étude faite lors de son premier renforcement.

Une comparaison entre les efforts tranchants de la première étude (RPA88) et ceux calculés suivant le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) sera effectuée.

3.3.3 -ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

L'analyse dynamique de la structure sera faite a l'aide d'un logiciel ETABS [11] dans le but de déterminer les modes propre ainsi que les différents sollicitations de la structure.

3.3.4 ANALYSE DE LA CAPACITE DE LA STRUCTURE:

En principe l'intervention sur une structure existante dans ce type d'investigations consiste à augmenter la capacité de la structure en respectant totalement ou à la limite raisonnablement le code en vigueur.

Durant la phase expertise, l'ingénieur doit non seulement relever toutes les insuffisances que présente la structure existante par rapport à la conception adoptée par le code en vigueur, mais aussi et déjà réfléchir aux solutions de renforcement à proposer de façon à relever le niveau de sécurité de l'ouvrage expertisé.

Les critères de sécurité proposés généralement par les codes sont:

- Prévenir d'importants dommages dans les éléments non structuraux et des dommages significatifs dans les éléments structuraux après un séisme modéré.
- Prévenir des dommages excessifs dans les éléments non structuraux et des dommages importants dans les éléments structuraux après un séisme majeur.
- Eviter un effondrement partiel ou total après un séisme sévère.

En général ces exigences sont interprétées dans les codes comme suit:

Assurer une bonne distribution des éléments de contreventement dans la mesure du possible, avoir une distribution uniforme de la rigidité en plan et une légère variation de cette dernière selon la hauteur de l'ouvrage.

- Attribué un coefficient de sécurité inclus dans l'évaluation de la force sismique.
- Limiter les déplacements inter - étages pour protéger les éléments non structuraux des dommages excessifs.
- Assurer une bonne ductilité à la structure en dotant les éléments structuraux d'une capacité de déformation suffisante pour la phase post - élastique.

En d'autres termes ceci peut se résumer en:

- Une bonne conception de l'ouvrage, dotée d'une résistance nécessaire dans le domaine élastique.
- Conférer une déformabilité adéquate à la structure et lui assurer une ductilité nécessaire.

3.3.4 -1 Evaluation des capacités (en déformation et en effort tranchant)

L'estimation de la capacité de la structure sera faite par la méthode dite « approche par la capacité », elle prend en considération les caractéristiques de portance et de déformation à l'état élastique et à l'état plastique correspondant au comportement de la structure respectivement dans le domaine élastique et post-élastique.

L'analyse aux états ultimes permet de déterminer la capacité en déformation et en résistance de la structure.

Les données de base nécessaires à l'analyse aux états sont essentiellement:

- Les caractéristiques géométriques des éléments de la structure porteuse
- Les charges verticales comprenant le poids propre et la surcharge
- Les sections d'acier (horizontales et verticales) dans les éléments verticaux pour les structures en béton armé
- Les caractéristiques des matériaux des éléments porteurs

Les résultats principaux obtenus sont les efforts tranchants à l'état élastique et à l'état ultime (Q_y et Q_u), ainsi que les déformations à l'état élastique et à l'état ultime (D_y et D_u) pour chaque élément porteur et pour chaque étage de la structure, et ceci selon les deux directions principales de la structure.

Le modèle utilisé est un modèle élasto-plastique loi bilinéaire (fig 3.1)

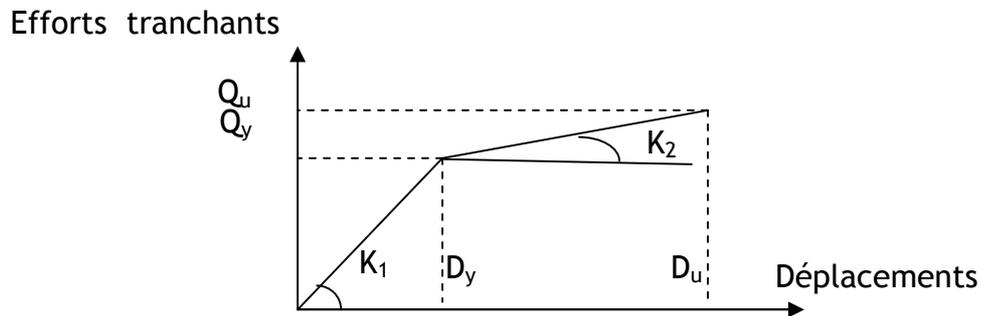


Figure 3.1 : Loi bilinéaire

Avec :

- D_y : Déplacement à l'état limite élastique
- Q_y : Effort tranchant à l'état limite élastique
- K : Rigidité
- D_u : Déplacement à l'état ultime
- Q_u : Effort tranchant à l'état limite ultime

La Capacité en ductilité est : $\mu = \frac{D_u}{D_y}$

Une fois ces capacités déterminées, on peut calculer les rigidités élastique et plastique ainsi que la ligne plastique à partir des formules suivantes :

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= \frac{Q_y}{D_y} \\ K_2 &= \frac{Q_u - Q_y}{D_u - D_y} \end{aligned} \right\} \Rightarrow L_p = \frac{K_2}{K_1}$$

K1 : Rigidité la dans le domaine élastique

K2 : Rigidité dans le domaine plastique

Ensuite les résultats capacitaires sont comparés aux résultats obtenus selon la réglementation en terme d'effort tranchant et de déplacement comme ce qui suit :

- Dans le cas où la capacité de la structure est supérieure ou égale à la demande selon le code, l'ouvrage ne nécessite pas de renforcement.

- Dans le cas où la capacité de la structure est inférieure à la demande, une ou plusieurs solutions de renforcement sont alors proposées. Ces solutions sont complétées par une analyse de faisabilité et une analyse économique.

- Dans le cas où la simulation de la solution de renforcement combinée avec l'analyse de faisabilité et économique n'est pas satisfaisante, le reclassement de l'ouvrage de catégorie stratégique à un ouvrage courant s'impose.

3.3.5. RENFORCEMENT DU L'OUVRAGE

Le renforcement d'une structure existante est l'un des plus pertinent problème que l'ingénieur de structure a rencontré. En effet, les études faites à travers le monde et notre très modeste expérience dans ce domaine montrent que l'étude du comportement au séisme des anciens ouvrages est d'une grande complexité tant dans la phase diagnostic que dans la phase renforcement.

3.3.5.1. Définition

Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service d'un bâtiment, autrement dit à lui conférer une stabilité suffisante vis à vis d'une agression qui est dans notre cas l'action sismique et ceci en prévoyant dans la solution proposée une résistance ou une déformabilité additionnelle ou la combinaison des deux critères.

La capacité de résistance aux forces horizontales d'une structure existante peut être augmentée en ajoutant des éléments structuraux de base, afin de reprendre partiellement ou totalement les efforts sismiques, laissant ainsi les éléments structuraux existants reprendre la part dont ils sont capables.

L'incorporation de nouveaux éléments de structures dans un ouvrage existant change considérablement son comportement dynamique durant un séisme, cette opération engendre une nouvelle redistribution des efforts horizontaux entre les éléments résistants aux forces latérales. Donc il est très important que les conditions les plus favorables soient réunies à savoir:

1. En évitant de grandes concentrations de forces dans les éléments de faible résistance et de faible ductilité, en positionnant rationnellement les éléments de renforcement de la structure.
2. En améliorant la distribution de l'effort horizontal en réduisant les effets de torsion et des irrégularités.
3. En procurant aux éléments de la structure et à la structure globale, une résistance, une rigidité et une ductilité suffisante.
4. En donnant une résistance adéquate aux liaisons entre la structure existante et les nouveaux éléments incorporés.
5. En veillant à ce que les liaisons établies entre la nouvelle structure et l'ancienne reflète le modèle de calcul choisi.

3.3.5.2. Choix du type de renforcement dans le bâtiment

Renforcer un bâtiment, c'est d'appliquer des techniques de renforcement à certains de ses éléments constitutifs; il faut donc choisir de la façon la plus rigoureuse possible les éléments sur lesquels il faut pratiquer l'intervention ou les interventions. Ce choix découle de toute l'analyse qui précède, c'est à dire la description du bâtiment et le diagnostic établi. Du choix de certains principes de renforcement, nous déduisons les techniques correspondantes, après avoir récapitulé les points faibles.

3.3.4.3. Mode de renforcement

L'approche méthodologique de réhabilitation et de renforcement des ouvrages est résumée dans l'organigramme [10] suivant :

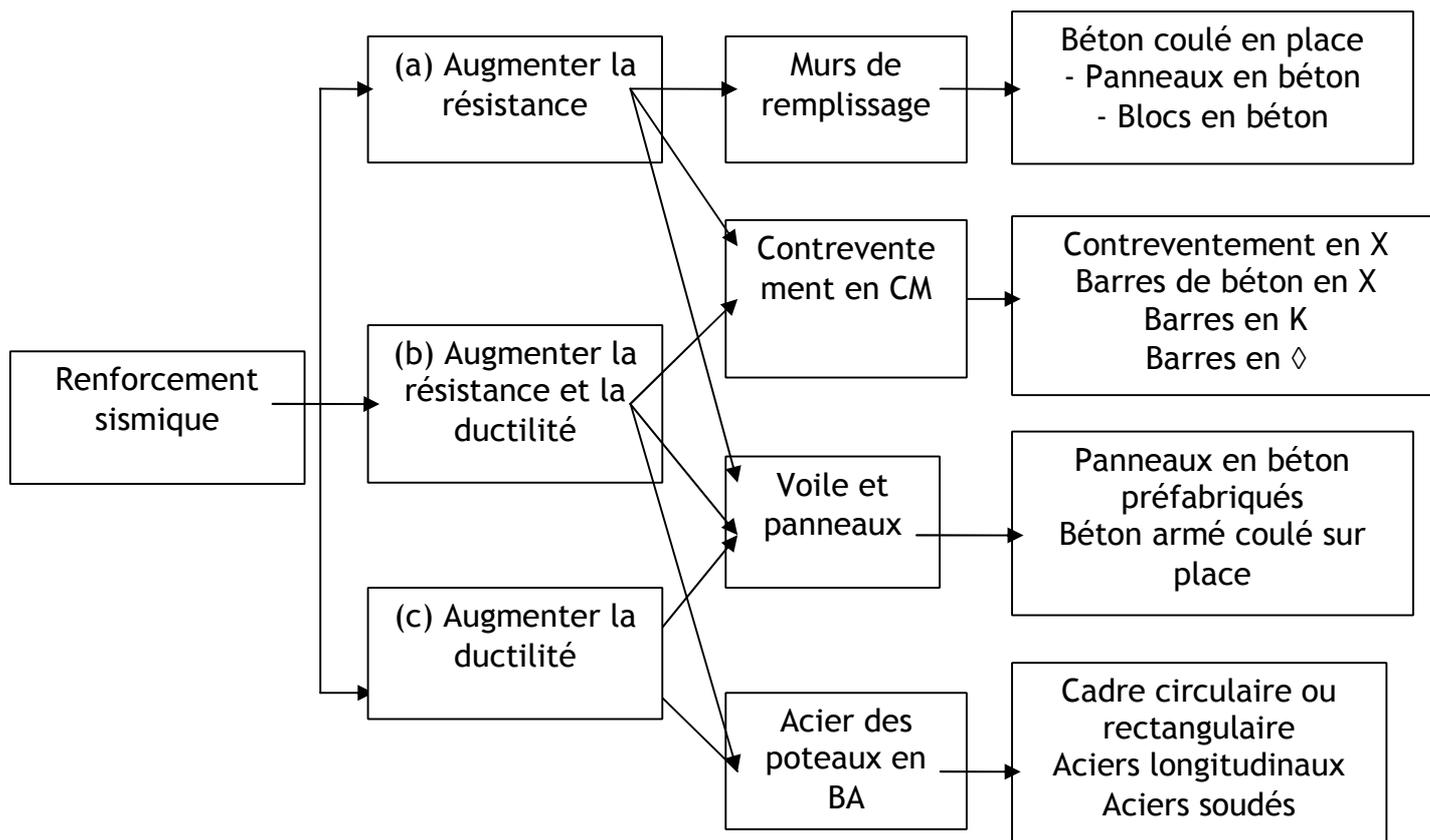


Figure 3-2 Organigramme de renforcement

3.3.5.4. Aspect économique du renforcement :

Du point de vue économique, l'efficacité d'une solution est définie par le rapport du coût du renouvellement de l'ouvrage et le coût de renforcement pour assurer les mêmes fonctions.

a) Evaluation du coût de renforcement

Afin de prendre une décision la plus rationnelle possible, le coût de renforcement peut être subdiviser en quatre coefficients correspondant à :

K1 : Coût relatif à la réparation et renforcement.

K2 : Coût de réparation des éléments non structuraux.

K3 : Coût de réparation des dommages dans les éléments non structuraux.

K4 : Coût de réparation des éléments structuraux non touchés lors de l'intervention, mais cette réparation est nécessaire pour le bon fonctionnement de l'ouvrage.

Le coût total sera : $KT = K1 + K2 + K3 + K4$

b) Evaluation du coût de renouvellement

Dans ce cas, on définit trois coefficients qui sont:

V_{ex} : Le coût du renouvellement de l'ouvrage pour assurer les mêmes fonctions, avec la même conception (même système structural).

V_{rep} : Le coût du renouvellement de l'ouvrage pour assurer les mêmes fonctions sociales, mais pas nécessairement la même conception.

KD : Coût de démolition de l'ouvrage existant.

Finalement le rendement économique « Re » est évalué par deux expressions:

$$\mathbf{Re1} = \frac{KT}{V_{ex} + KD} \quad \text{et} \quad \mathbf{Re2} = \frac{KT}{V_{rep} + KD}$$

Le choix d'évaluation du rendement « Re » dépend également des spécificités de l'ouvrage futur tels les matériaux à utiliser, les finitions exigées,...

Une limite raisonnable dépendant du caractère socio-économique et architectural est fixée, elle correspond en général à 80 %.

Selon le type de structure existante et de renforcement proposé, l'expérience a montré qu'on peut estimer les valeurs de **K1** et **K2**.

3.3.5.5. Examen de la faisabilité

Certaines possibilités de renforcement ne sont pas adéquates ou non faisables à cause de l'aspect architectural de l'ouvrage, qui est essentiel pour le choix du renforcement, par exemple dans le cas d'un monument historique les méthodes de renforcement sont très réduites cela pour ne pas lui changer sa forme historique.

Sinon pour les autres constructions le choix de la solution dépend du niveau de risque contre le quel on désire protéger l'ouvrage, de la faisabilité de la solution et des frais à engager.

3.3.5.6. Examen de la sécurité (stabilité d'ensemble)

La stabilité de la structure renforcée sera vérifiée dans les deux directions principales et sera assurée si l'excentricité e due aux charges verticales est inférieure ou égale au quart de la dimension du bâtiment dans le sens considéré.

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

Avec :

M : Moment fléchissant du au séisme à la base de la structure

N : Effort normal global de la structure sous « G+Q »

L : Dimension du bâtiment dans le sens considéré



Complexe Mustapha III

Chapitre IV

Etude détaillée d'un cas

4-1 - INTRODUCTION :

Dans le cadre de ce travail, nous nous sommes intéressé à l'étude de la vulnérabilité au séisme d'un bâtiment appartenant au complexe Mustapha III classé comme ouvrage stratégique. Cet ouvrage doit donc rester opérationnel immédiatement après un séisme.

Le manque de données telles que les notes de calcul et les plans de ferrailage ont rendu cette étude difficile pour l'application de la méthodologie adoptée.

Les différentes étapes d'analyse sont :

- vérification in situ des différents éléments de la structure,
- vérification de la structure suivant le code original RPA88 et le règlement actuel (R.P.A 99 version 2003),
- calcul de la capacité de l'ouvrage et analyse de la demande générée par des accélérogrammes des séismes définis comme ci- dessous :

Deux scénarios ont été considérés : un séisme modéré défini pour une accélération de 0,15g correspondant à une période de retour de 100 ans, et un séisme majeur défini pour une accélération de 0,40g correspondant à une période de retour de 500 ans.

Ainsi trois (3) accélérogrammes ont été choisis sur la base de leur contenu fréquentiel, qui sont : celui d'Ulcinj (Yougoslavie) 1979, El Centro 1940 et de Chershell 1989 (figures 4.1, 4.2 et 4.3).

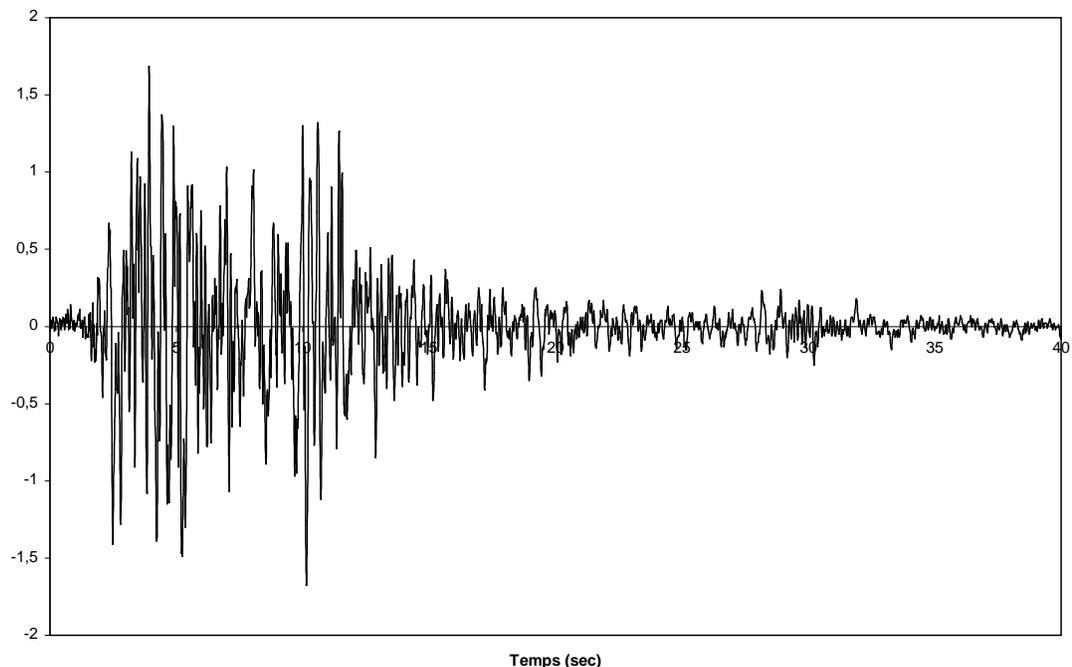


fig.4. 1 -Accélérogramme d'Ulcinj

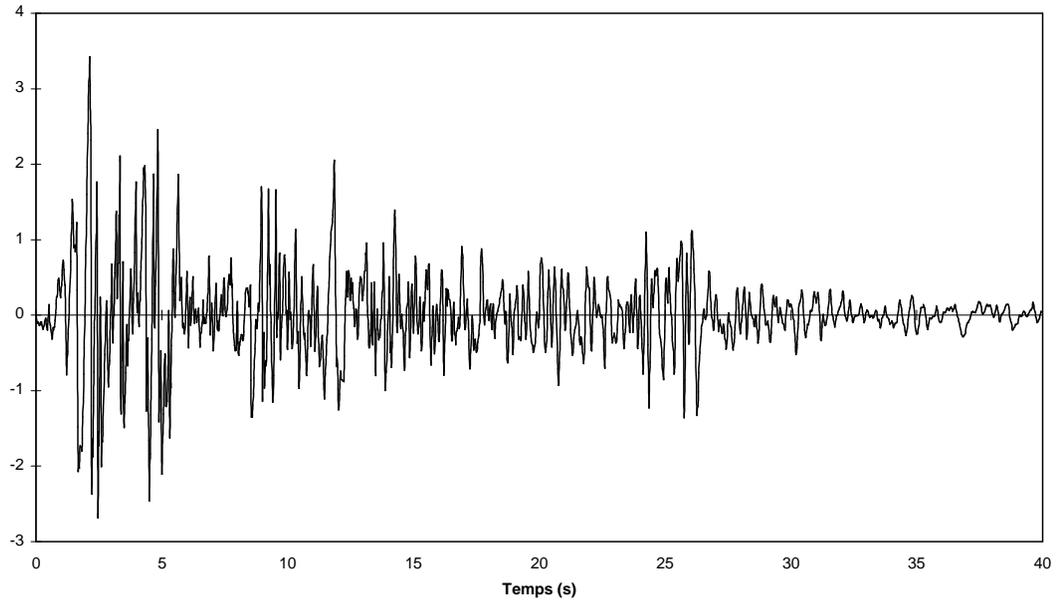


fig.4. 2-Accélérogramme d'El Centro

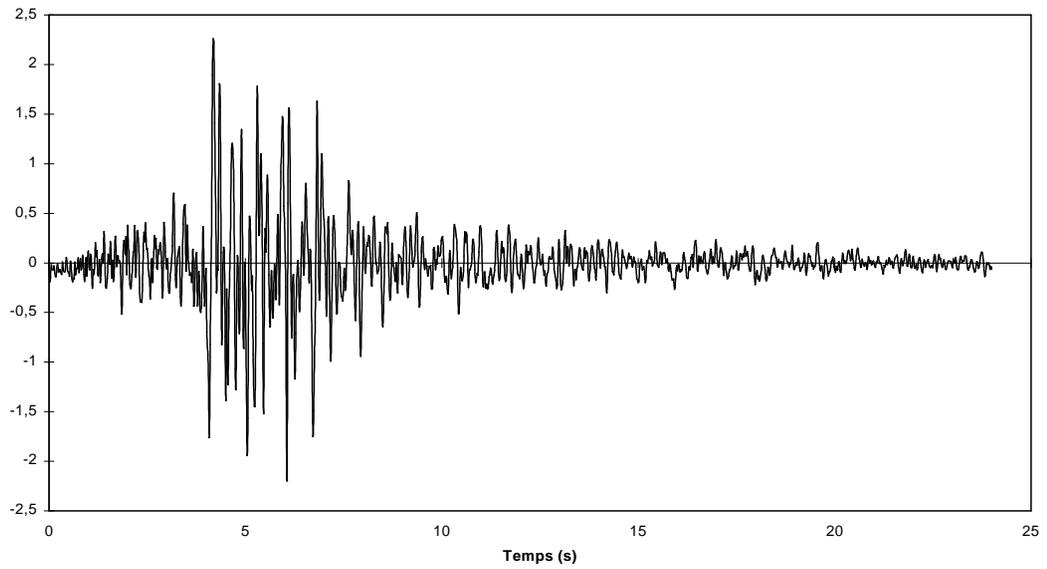


fig.4. 3-Accélérogramme de Cherchell

4 -2 - DESCRIPTION ET EXPERTISE DE L'OUVRAGE

4 -2- 1- DESCRIPTION

Le bâtiment est à usage mixte :

- Habitation servant de logements de fonction.
- Administratif servant de centre de préparation des annuaires (C .P.A).

Le bloc se compose de neuf (09) niveaux :

Deux sous-sols, un rez de chaussée et six étages.

La hauteur des étages à usage d'habitation (étages 2 à 6) est de 3.06m, celle du rez de chaussée et du premier étage sont respectivement de 4.08 m et 3.40 m. Le premier sous-sol a une hauteur de 3.91m, et celle du deuxième sous sol est de 3.45m d'où une hauteur totale du bâtiment de 30.14m.

Cet ouvrage à une ossature mixte en béton armé, composé de poteaux-poutres et de voiles.

Les voiles sont disposés uniquement dans le sens transversal et ont une épaisseur constante de 20 cm. Par contre, les poteaux ont des dimensions variables de bas en haut. Les planchers sont en béton armé d'épaisseur 16 cm et 20 cm. Leur revêtement est en carrelage (voir annexe A).

4-2- 2- EXPERTISE :

1) Superstructure :

Les différentes visites sur site nous ont permis de constater qu'il n'y a aucune détresse, ni avarie sur les éléments porteurs et non porteurs du bâtiment, pas de désordres ni de fissures apparentes dans les poteaux et les poutres et cela à tous les niveaux.

2) Sol et fondation :

L'assiette du bâtiment présente une topographie plane, ce qui est d'ailleurs le cas de tout le complexe Mustapha.

Le terrain étant plat, ne présente donc aucun risque d'instabilité au glissement (rapport de sol de l'îlot Belhafaf LNHC 01 1988 N° 054/87).

Le profil de sol moyen se présente comme suit :

- au dessous de la couche de remblai, les conditions de sols pour fondation sont bonnes,
- la résistance au pénétromètre dynamique dépasse rapidement les 60 bars pour l'ensemble de ce site.

Compte tenu de la proximité des deux sites (Aissat Idir et Mustapha III) nous pouvons retenir ces conditions de sol pour le complexe Mustapha III.

D'autre part, le rapport de sol du complexe établi par le laboratoire LNTPB (référéncé sous : S11 B20 (390) du 30.04.1969), le terrain est pratiquement horizontal et le sol est constitué de trois horizons distincts sous une couche de remblais d'épaisseur de 2 m.

- une couche de 2.00m d'épaisseur constituée de marne jaune,
- une couche de 2.00m d'épaisseur moyenne de tuf compact,
- au dessous de cette couche de tuf, et jusqu'à 20 m de profondeur, il a été trouvée une couche de marne grise très consistante et de plus en plus compacte en profondeur.

Les caractéristiques géotechniques des différents éléments ont été déterminées par des essais au pénétromètre dynamique lourd et des essais des laboratoires (compression triaxiale, essai de compression simple, essai à l'oedomètre, –).

Le taux de travail préconisé par le laboratoire est de 2 bars dans le cas d'un chargement normal. Cette contrainte sera majorée de 30% dans le cas d'un chargement accidentel (séisme).

4-3 - PARAMETRES DE L'ANALYSE SISMIQUE ET CRITERES DE SECURITE

Compte tenu de l'importance stratégique des bâtiments étudiés, il a été décidé de représenter les actions sismiques à prendre en compte dans les calculs par deux types de séismes et pour deux périodes de retour, de 100 ans et de 500ans.

1. Un séisme enregistré à faible distance de la source, représenté par la composante N-S de l'accélérogramme du séisme de Chenoua (1989) enregistré Cherchell (distance=15km, M=6)
- 2- Un séisme enregistré à grande distance de la source, représenté par la composante N – S de l'accélérogramme du séisme de Monténégro (1976) enregistré à Ulcinij (ex Yougoslavie).
- 3-Un calcul similaire avec la composante N-S de l'accélérogramme d'El Centro (USA 1940) servira de référence.

Les valeurs en (%g) des accélérations maximales au sol recommandées, correspondant à des périodes de retour de 100 ans et de 500 ans et pour des conditions de sol moyennes sont données dans le tableau suivant.

Tableau 4 -1 accélérations maximales au sol pour des accélérogramme référentiels

distance	Période de retour (ans)		accélérogramme
	100ans	500ans	
Proche	0.15g	0.4g	Cherchell
Eloigné	0.15g	0.4g	Ulcinj et Centro

La prise en compte de ces critères dans l'analyse permettra la vérification de certaines valeurs spécifiques telles que :

- le niveau des forces.
- les déplacements inter- étages.
- la demande en ductilité.

4-4 ANALYSE STATIQUE ET DYNAMIQUE.

4-4-1 MODELISATIONS DE LA STRUCTURE A L'AIDE D'UN LOGICIEL :

La structure utilisée à été modélisée par un système élastique en prenant en compte toutes les masses et rigidité de la structure.

Les modes propres de la structure (période propre et déformée modale) sont calculés à l'aide du logiciel ETABS [11].

a- Présentation du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul non linéaire dont le nom est issu de l'abréviation de *Extended 3D Analysis of Building Systems*. Ce logiciel fait des calculs en utilisant la méthode des éléments finis sur des modèles en 3 dimensions ou 2 dimensions donnés par l'utilisateur et sollicités par des actions statiques ou dynamiques.

Après la modélisation du bâtiment et la définition des différents cas de chargement, les résultats donnés par ETABS sont :

- modes propres ;
- les sollicitations dans les différents éléments du bâtiment sous les différents cas de chargements et les combinaisons d'actions pré définies par l'utilisateur ;

b- Modes propres :

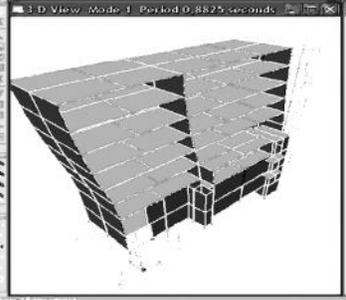
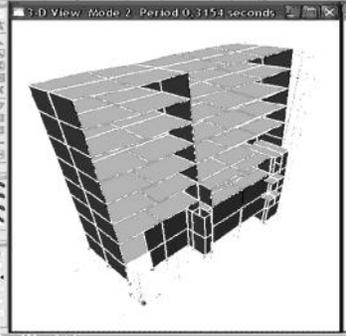
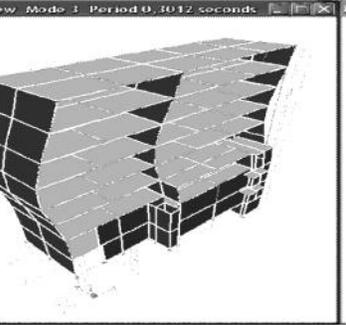
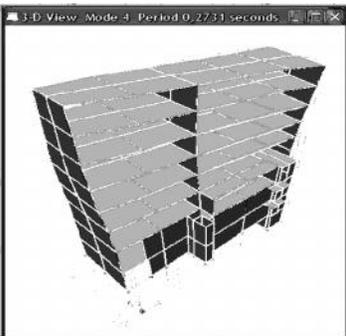
Après la définition de la structure et les cas de charges auxquels elle est soumise, il faut définir les sources de masse à introduire pour le calcul des modes propres, le calcul de la masse sismique selon le RPA 99 version 2003 par la combinaison :

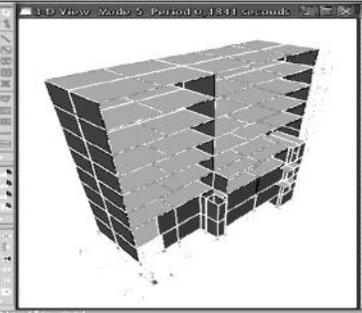
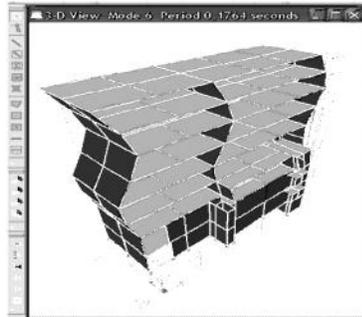
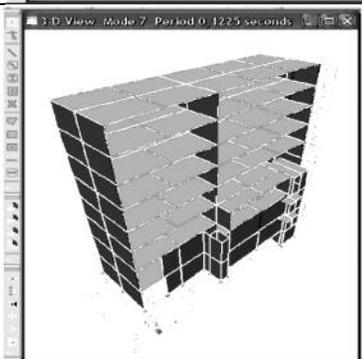
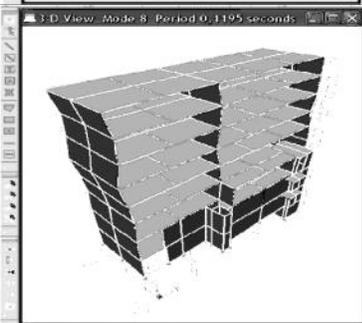
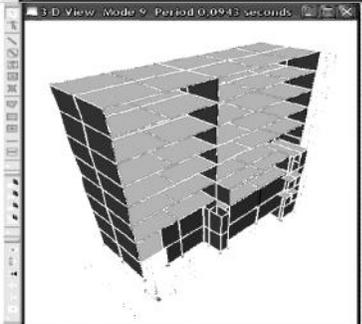
$$G + .Q$$

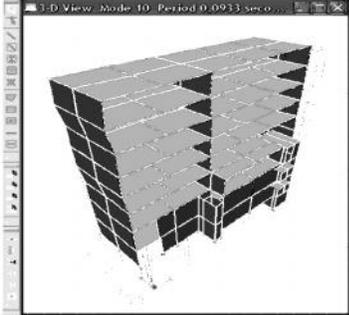
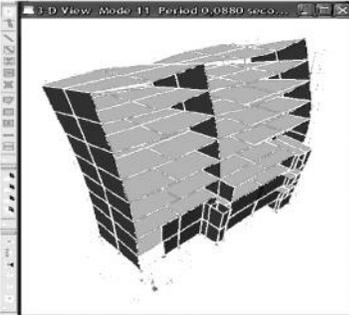
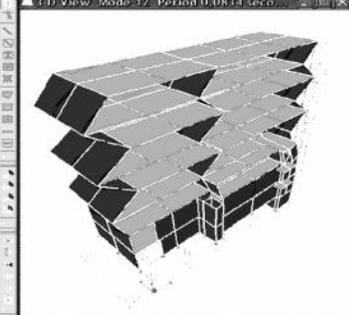
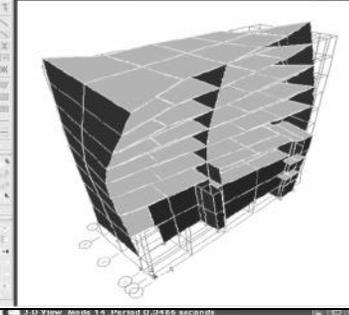
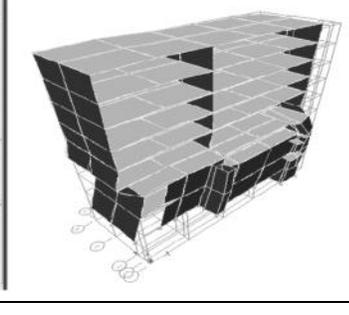
Avec $\gamma = 0,6$.

Les périodes propres et la participation modale données par ETABS sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 4-2 Les Déformées et Périodes

Mode	Période	Déformée	Participation modale de la masse en (%)
1	0,8725		58.2187
2	0,3154		58.2193
3	0,3012		64.9564
4	0,2731		65.1581

5	0,1841		65.4035
6	0,1764		68.7553
7	0,1225		68.9123
8	0,1195		71.4119
9	0,0943		72.2231

10	0.0933		73.6753
11	0.0880		73.6780
12	0.0834		74.6196
13	0.0714		74.6217
14	0.0486		96.1529

Remarque : Le RPA nous impose que Les modes sont arrêtés quand la masse vibrante participe a 90 %.

L'Analyse dynamique du bloc a été faite en utilisant le programme ETABS afin de déterminer d'une part les efforts normaux N, les moments fléchissants M, les efforts tranchants T sous l'effet des charges permanentes (poids propre des éléments) et des surcharges d'exploitation, et d'autre part, les modes fondamentaux de la structure.

Les périodes obtenus sont les suivantes :

- Sens longitudinal : $T_x=0.87$ s

- Sens Transversal : $T_Y=0.31$ s

Les charges et surcharges estimées pour la détermination des efforts internes sont représentées dans le tableau 4-3 .

Tableau 4 -3 : Estimation des charges permanentes et d'exploitations

Niveaux	Charges G (daN/m ²)	Surcharges (daN/m ²)
Niveau terrasse	900	100
Etages courants D'habitation	720	175
Etages techniques et administration	720	250

4-4 -2- CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans les calculs sont :

a- Béton :

Résistance à la compression : $f_{c28}=20.000$ Kpa

Contrainte de traction : $\sigma_t=1800$ Kpa

Déformation en début d'écoulement : $\epsilon_e=2$ ‰

Déformation ultime : $\epsilon_u=3,5$ ‰

b- Acier :

Armature longitudinale HA40: $f_e=400$ Mpa

Armature transversale RL

Déformation élastique : $\epsilon_e=2$ ‰

Déformation ultime : $\epsilon_u=10$ ‰

4-5 ANALYSE SISMIQUE SELON LE REGLEMENT RPA88 :

L'effort tranchant à la base est donné par la relation :

$$V=A .D.B.Q.W$$

Où

A : coefficient d'accélération de zone

D : coefficient d'amplification dynamique.

R : facteur de comportement de la structure.

Q : facteur de qualité de la structure.

W : poids total de la structure.

Sens longitudinal :

A= 0 ,15 groupe d'usage 2, zone II

B= 0 ,2 ossature mixte voile-portique en béton armé.

Tx = 0,87 s calculé par le programme ETABS.

Dx = 1,31

Qx = 1 ,25 conditions minimales des files porteuses, surabondance en plan, contrôle de qualité des matériaux et contrôle de qualité de la construction non observés.

W=30700 KN poids totale de l'ouvrage

Donc $V_x = 1508,25$ KN

Les efforts sur chaque niveau sont représentés dans le tableau 4-4 :

Tableau 4-4 l Effort sur chaque niveau suivant la direction longitudinale

Niveau	Z _i (m)	W _i (KN)	F _{Xi} (KN)	T _{Xi} (KN)	M _{Xi} (KN.m)
6	26.69	3400	277,16	277,16	0
5	23.63	3600	259,82	536,98	1129,17
4	20.57	3600	226,18	763,16	1956,03
3	17.51	3600	192,53	955,69	2518,15
2	14.45	3600	158,88	1114,57	8118,34
1	11.39	4150	144,37	1258,94	11620,78
RDC	7.99	4250	103,72	1362,66	17159,52
SS	3.91	4500	53,74	1416,40	19439,26

Sens transversal :

A= 0 ,15 groupe d'usage 2, zone II

B= 0 ,2 ossature mixte voile-portique en béton armé.

Ty = 0, 31 s Calculé par le programme ETABS.

Dy = 2 ,205

Qy = 1 ,25 conditions minimales des fils porteuse, surabondance en plan, contrôle de qualité des matériaux et contrôle de qualité de la construction non observés.

W=30700 KN

Donc $V_y = 1761,40$ KN

Les efforts sur chaque niveau sont représentés dans le tableau 4-5 :

Tableau 4-5 Effort sur chaque niveau suivant la direction transversal

Niveau	Z _i (m)	W _i (KN)	F _{yi} (KN)	T _{yi} (KN)	M _{yi} (KN.m)
6	26.69	3400	345,98	345,98	0
5	23.63	3600	324,33	670,31	1158,69
4	20.57	3600	282,33	952,64	3109,84
3	17.51	3600	233,66	1186,30	6024,92
2	14.45	3600	198,33	1384,63	9955,90
1	11.39	4150	180,22	1564,85	13065,74
RDC	7.99	4250	129,47	1694,32	16175,58
SS	3.91	4500	67,08	1761,40	19785,88

4-6 ANALYSE SISMIQUE ET EXIGENCES DU RPA99 VERSION 2003 :

La méthode statique équivalente stipule que :

Les force sismiques selon le code en vigueur seront déterminées en fonction de la catégorie du bâtiment, les périodes propres de ces modes fondamentaux, les factures, de comportement et de qualité et du poids propre total de la structure.

$$V = \frac{AD Q}{R} W$$

L'application de ces forces (indice r_{eq} signifie requis ou demandé) au bâtiment concerné permet d'obtenir les efforts M_{req}, T_{req}, N_{req} qui sont respectivement le moment fléchissant, l'effort tranchant et l'effort normal dans chaque élément de la structure.

Les déformations relatives sont également déterminées (Δ_{req})

Lorsque la conception et l'étude originelle (notes de calcul, plans etc.) existent, les efforts et les déformations seront affectés d'un indice (or = originel).

Cette analyse nous permettra l'évaluation des paramètres suivants :

$$\eta_c = C_{breq} / C_{bor} \leq 1$$

$$\eta_q = T_{req} / T_{or} \leq 1$$

$$\eta_{\Delta} = \Delta_{req} / \Delta_{or} \leq 1$$

$$\eta_m = M_{req} / M_{or} \leq 1$$

$$\eta_n = N_{req} / N_{or} \leq 1$$

Si ces critères sont satisfaits, il n'est pas nécessaire de continuer davantage l'analyse.

Dans le cas contraire qui est le notre, à défaut de note de calcul de la structure et sans les résultats considérés lors de l'étude originelle de l'ouvrage, les efforts internes et les

déplacements calculés selon le R .P.A, ne peuvent être comparés et le coefficient de sécurité ne peut être évalué.

La première décision ne peut être prise quant à l'évaluation de la sécurité de la structure. Il y a lieu de procéder à l'étude de la capacité limite de la structure en force et en déformation.

4-6-1 ACTION SISMIQUE :

Conformément au règlement parasismique Algérien RPA99, la charge sismique (effort tranchant global à la base) est évaluée comme suit :

$$V = \frac{ADQ}{R}W$$

A : coefficient d'accélération de zone

D : coefficient d'amplification dynamique.

R : facteur de comportement de la structure.

Q : facteur de qualité de la structure.

W : poids total de la structure.

Tableau 4-6 -Masse sismique de chaque niveau:

Niveau	SS	RDC	1	2	3	4	5	6
W (KN)	4500	4250	4150	3600	3500	3600	3600	3400

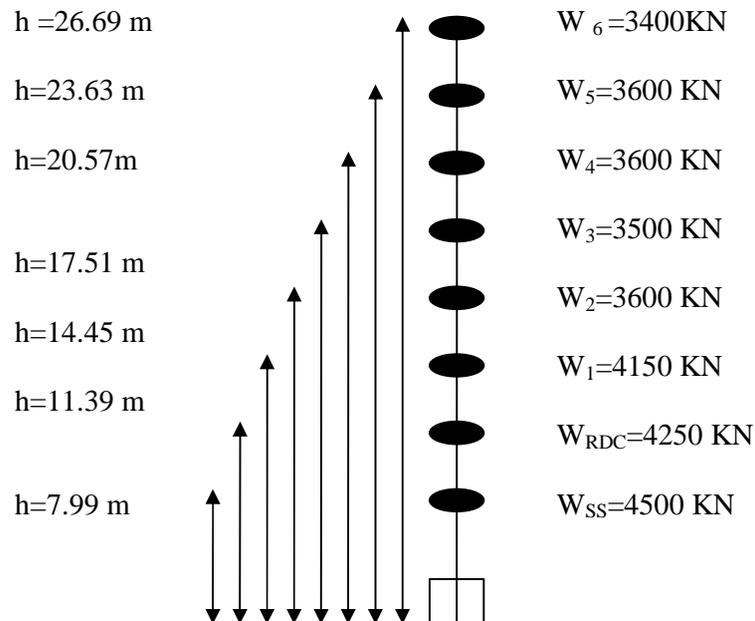


Fig. 4.1-Modèle mathématique adopté

4-6 -2- DETERMINATION DE LA FORCE SISMIQUE

i- SENS LONGITUDINAL L_x

i-1- Calcul de la période propre

$T_x = 0.87$ s , calculée par le programme ETABS

i-2- Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente

$$V_x = \frac{AD_x Q_x}{R_x} W$$

i-3- Calcul des coefficients A, D_x , Q_x et R_x

a) Coefficient d'accélération de zone « A »

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 1A} \\ \text{Zone III} \end{array} \right\} \Rightarrow A=0,40$$

b) Facteur d'amplification dynamique moyen « D_x »

Site ferme $S_2 \Rightarrow T_2=0,40$ s

$$D_x = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T_x \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} & T_2 \leq T_x \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T_x} \right)^{2/3} & T_x \geq 3,0s \end{cases}$$

$T_2=0,40$ s $\leq T_x=0,87$ s $\leq 3,00$ s

$$\Rightarrow D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \text{ , } \xi = 7 \text{ \% (remplissage dense) } \Rightarrow \eta = 0,88$$

$$\Rightarrow D_x = 1,31$$

c) Facteur de qualité « Q_x » suivant l'axe « xx »

Les critères suivants ne sont pas vérifiés :

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

Donc :

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$$= 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0,05 + 0,1).$$

$$Q_x = 1,25$$

d) Coefficient de comportement global « R_x »

R_x=5 (contreventement mixte portique voile)

i-4- Charge verticale « W »

$$W = \sum_1^8 W_i = 30700 \text{ KN avec } W_i = W_{Gi} + W_{Qi} (\alpha = 0,6)$$

$$V_x = 4021,7 \text{ KN}$$

i-5- Force additionnelle au sommet « F_{ix} »

$$T_x = 0,87 \text{ s} > 0,7 \text{ s} \Rightarrow F_{ix} = 0,07 \cdot T \cdot V_x = 244,92 \text{ KN}$$

i-6- Répartition de la force sismique « F_{xi} »

$$F_{xi} = \frac{(V_x - F_{ix}) W_i Z_i}{\sum_1^n W_j Z_j}$$

i-7- Calcul des efforts tranchants « T_{xi} »

$$T_{xi} = F_{xi} + \sum_{i+1}^n F_{xj}$$

i-8- Calcul des moments « M_{xi} »

$$M_{xi} = F_{ix} (H - Z_i) + \sum_i^n (F_{xi} (Z_j - Z_i))$$

Tableau 4.7-Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage
(Sens longitudinal xx)

Niveau	Z _i (m)	W _i (KN)	F _{Xi} (KN)	T _{Xi} (KN)	M _{Xi} (KN.m)
6	26.69	3400	741.848	986.768	0,00
5	23.63	3600	695.43	1682.198	2877,47
4	20.57	3600	605.374	2287.572	7056,24
3	17.51	3600	501.004	2788.576	11446,80
2	14.45	3600	425.263	3213.839	16010,87
1	11.39	4150	386.42	3600.259	21483,95
RDC	7.99	4250	277.602	3877.861	22985,02
SS	3.91	4500	143.839	4021.7	19223,85

ii- SENS TRANSVERSAL L_Y

ii-1- Calcul de la période propre

T_y = 0.31 s (calculée par le logiciel ETABS)

ii-2- Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente

$$V_y = \frac{AD_y Q_y}{R_y} W$$

ii-3- Calcul des coefficients A, D_Y, Q_Y et R_Y

a) Coefficient d'accélération de zone « A »

Groupe d'usage 1A
Zone III } ⇒ A=0,40

b) Facteur d'amplification dynamique moyen « D_Y »

Site ferme S₂ ⇒ T₂=0,40s

$$D_y = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T_y \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} & T_2 \leq T_y \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T_y} \right)^{5/3} & T_y \geq 3,0s \end{cases}$$

T₂=0,40s donc 0 ≤ T_y = 0.31 ≤ T₂ = 0.4

$$\Rightarrow D_Y = 2,5\eta$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}, \quad \xi = 7\% (\text{remplissage dense}) \Rightarrow \eta = 0,88$$

$$\Rightarrow D_Y = 2.205$$

c) Facteur de qualité « Q_Y » selon l'axe « yy »

Les critères suivants ne sont pas vérifiés :

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

$$\begin{aligned} \text{Donc : } Q_Y &= 1 + \sum_1^6 P_q \\ &= 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0,05 + 0,1) \\ Q_Y &= 1,25 \end{aligned}$$

d) Coefficient de comportement global « R_Y »

R_X=5 (ossature en béton armé contreventée par voile avec interaction portique voile)

ii-4- Charge verticale W :

$$W = \sum_1^7 W_i = 10830 \text{ t} \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + W_{Qi} \quad (=0,6)$$

$$V_Y = 6769.35 \text{ KN}$$

ii-5- Force additionnelle au sommet « F_{tY} »

$$T_Y = 0,68s \leq 0,7s \Rightarrow F_{tY} = 0$$

ii-6- Répartition de la force sismique « F_{Yi} »

$$F_{Yi} = \frac{(V_Y - F_{tY}) W_i Z_i}{\sum_1^n W_j Z_j} = \frac{V_Y W_i Z_i}{\sum_1^n W_j Z_j}$$

ii-7- Calcul des efforts tranchants « T_{Yi} »

$$T_{Yi} = F_{Yi} + \sum_{i+1}^n F_{Yj}$$

ii-8- Calcul des moments « M_{Yi} »

$$M_{Yi} = F_{tY} (H - Z_i) + \sum_i^n (F_{Yi} (Z_j - Z_i))$$

Tableau 4.8-Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage
(Sens transversal yy)

Niveau	Z _i (m)	W _i (KN)	F _{Yi} (KN)	T _{Yi} (KN)	M _{Yi} (KN.m)
6	26.69	3400	1329.66	1329.66	0,00
5	23.63	3600	1246.46	2576.12	3814,17
4	20.57	3600	1085.05	3661.17	9960,76
3	17.51	3500	897.98	4559.15	16486,91
2	14.45	3600	762.22	5321.37	23323,93
1	11.39	4150	692.60	6013.97	31790,34
DC	7.99	4250	497.56	6511.53	32988,23
SS	3.91	4500	257.81	6769.35	24455,86

4-7- COMPARAISON DES RESULTATS OBTENUS (RPA88 ET RPA99 VERSION 2003)

4-7 -1 -Sens longitudinal

Les résultats obtenus suivant la direction longitudinale sont représentés dans le tableau 4-9

Tableau 4-9 Résultats suivant xx :

Niveau	T _x (RPA88)	T _x (RPA99)	M _x (RPA88)	M _x (RPA99)
6	277,16	986.768	0	0,00
5	536,98	1682.198	1129,17	2877,47
4	763,16	2287.572	1956,039	7056,24
3	955,69	2788.576	2518,158	11446,80
2	1114,57	3213.839	8118,349	16010,87
1	1258,94	3600.259	11620,783	21483,95
RDC	1362,66	3877.861	17159,524	22985,02
SS	1416,40	4021.7	135439,26	19223,85

4-7 -2 Sens transversal

Les résultats obtenus suivant la direction transversale sont représentés dans le tableau 4-10

Tableau 4-10 Résultats suivant yy :

Niveau	T _y (RPA88)	T _y (RPA99)	M _y (RPA88)	M _y (RPA99)
6	345,98	1329.66	0	0,00
5	670,31	2576.12	1158,69	3814,17
4	952,64	3661.17	3109,84	9960,76
3	1186,30	4559.15	6024,92	16486,91
2	1384,63	5321.37	9955,90	23323,93
1	1564,85	6013.97	13065,74	31790,34
RDC	1694,32	6511.53	16175,58	32988,23
SS	1761,40	6769.35	19785,88	24455,86

Commentaire :

D'après les tableaux 4-9 et 4-10, nous constatons que les efforts tranchants et les moments fléchissants sont plus importants selon le RPA 99 version 2003 que ceux obtenus par le RPA 88 . Une solution de renforcement ou un déclassement l'ouvrage s'impose.

4-8 VERIFICATION DE LA STRUCTURE SELON LE RPA99 VERSION 2003 :

4-8-1 VERIFICATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE :

Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 % (RPA99 version 2003 page 32).

Donc :

$$T_d \text{ (Etabs)} \leq 1.3 T_{se} \text{ (RPA)}$$

Tableau 4-11 : Vérification de la période fondamentale de la structure

Période / Sens	T _d (ETABS)	T _{se} (RPA)	1.3 T _{se}	Vérification
longitudinal	0,875	0,712	0.92	OUI
Transversal	0,315	0,453	0.58	OUI

4-8-2 VERIFICATION DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL :

La résultante des forces sismiques à la base V_d (dyn) obtenue par (ETABS) ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{se} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si V_d < V_{se} il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (force, déplacement, moment, Dans le rapport 0,8 V_{se} /V_d .

La vérification des forces sismiques de calcul est résumée dans le tableau 4-12

Tableau 4-12 Vérification des forces sismiques de calcul :

Forces sismiques / Sens	Vt _{dyn} (Etabs) (s)	V _{sta} (statique équivalente)	Vérification
longitudinal	6074.02	4021.7	OUI
Transversal	8736.00	6769.35	OUI

Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$k = R \cdot e_k$$

e_k : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$k = k - k-1$$

4-8-3 JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ :

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

$$\theta_k = P_K \Delta_k / V_K \cdot h_k \leq 0,1.$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessous du niveau k

$$P_K = \sum_{i=k}^n w_{g_i} + \beta w_{q_i}$$

V_K : Effort tranchant au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : Hauteur de l'étage k .

Si $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1- \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Le poids propre de la structure (paragraphe 4-6-2) est :

$$P_k = 30700 \text{ KN}$$

Tableau 4-13 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Niv	$\Delta_{kx}(m)$	$\Delta_{ky}(m)$	$h_k(m)$	$V_{xi}(KN)$	$V_{yi}(KN)$	θ_{kx}	θ_{ky}	Vérification
6	0.0028	0.0015	3.06	986.768	1329.66	0.028	0.011	OUI
5	0.0046	0.0016	3.06	1682.198	2576.12	0.027	0.006	OUI
4	0.0063	0.0016	3.06	2287.572	3661.17	0.027	0.004	OUI
3	0.0233	0.0015	3.06	2788.576	4559.15	0.083	0.003	OUI
2	0.0061	0.0012	3.06	3213.839	5321.37	0.019	0.002	OUI
1	0.0001	0.0010	3.40	3600.259	6013.97	0.0002	0.001	OUI
RDC	0.0003	0.0009	4.08	3877.861	6511.53	0.0006	0.001	OUI
SS	0.0003	0.0006	3.91	4021.7	6769.34	0.0005	0.0003	OUI

4-8-4 JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES DEFORMATIONS :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Tableau 4-14 Justification vis-à-vis des déformations.

Niveaux	$\Delta_{ky(m)}$	$\Delta_{ky(m)}$	$h_{k(m)}$	$H_{k/100}$	Vérification
6	0.0015	0.0015	3.06	0.0306	OUI
5	0.0016	0.0016	3.06	0.0306	OUI
4	0.0016	0.0016	3.06	0.0306	OUI
3	0.0015	0.0015	3.06	0.0306	OUI
2	0.0012	0.0012	3.06	0.0306	OUI
1	0.0010	0.0010	3.40	0.034	OUI
RDC	0.0009	0.0009	4.08	0.0408	OUI
SS	0.0006	0.0006	3.91	0.0391	OUI

4-9- EVALUATION DE LA CAPACITE DE RESISTANCE ET DE DEFORMABILITE DE LA STRUCTURE

4-9-1 INTRODUCTION :

Compte tenu de l'importance de l'ouvrage à analyser, l'approche capacitaire en terme de force et de déformation reste le meilleur moyen pour vérifier la résistance ultime de la structure ainsi que sa capacité limite de déformation.

Dans ce contexte, le logiciel de calcul « UARCS », Analysis of Ultimate states of Rectangular Reinforced Concrete Cross-Sections of Frame Wall Systems) [15], permet de calculer la capacité portante en efforts tranchants et en déformations de chaque élément vertical ainsi que de la structure toute entière.

Le mécanisme de rupture retenu dans ce calcul est celui des poutres c'est à dire que les sections de ces dernières atteignent l'état élasto-plastique avant celles des poteaux.

La sollicitation prise en compte dans l'estimation de la capacité est l'effort normal évalué pour chaque poteau et le ferrailage vertical et horizontal pris égal à celui relevé lors des différentes expertises.

4-9-2 CAPACITES DE RESISTANCE ET DE DEFORMABILITE:

En tenant compte des objectifs d'estimation de la vulnérabilité et des décisions à prendre quant à la sécurité des structures des bâtiments stratégiques, nous considérons que l'analyse par les méthodes dites "approche par la capacité", demeure la plus appropriée.

Cette méthode prend en considération les caractéristiques réelles de résistance et de déformabilité à l'état élastique et à l'état plastique de la structure suivant son comportement respectivement dans le domaine élastique et post élastique.

Les données de base nécessaires à cette analyse sont les suivantes :

- Caractéristiques géométriques des éléments de la structure.
- Armatures dans le cas d'une structure en béton armé.
- Caractéristiques des matériaux des éléments porteurs.
- Charges verticales comprenant le poids propre et les surcharges.
- Résultats principaux peuvent être obtenus aussi bien pour un élément porteur que pour l'ensemble des éléments d'un étage suivant une direction donnée.
- Déplacement relatif à l'état limite élastique y
- L'effort tranchant à l'état limite élastique Q_y
- Déplacement relatif à l'état ultime u
- L'effort tranchant à l'état limite ultime Q_u
- Capacité en ductilité $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$
- Rigidité K

Les résultants obtenus par "l'approche par la capacité" serviront comme données de base pour l'élaboration du modèle utilisé dans l'analyse dynamique destinée à étudier les effets des séismes réels.

La réponse de la structure (indice req) exprimée en termes de déplacement ou de ductilité est comparée à la capacité de la structure afin de définir l'état réel de celle-ci

Les relations suivantes peuvent être définies comme suit:

$$\text{Capacité en ductilité : } \mu_{cap} = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

$$\text{Demande en ductilité: } \mu_{req} = \frac{\delta_{req}}{\delta_y}$$

Si $\mu_{req} \leq 1$: la structure se comporte dans le domaine élastique.

Si $1 \leq \mu_{req} \leq \mu_{cap}$: la structure a un comportement dans le domaine élasto-plastique .

Si $\mu_{cap} \leq \mu_{req}$: la structure est dans un état de rupture.

La capacité de la structure a été déterminée à l'aide du programme URACS.

Le chargement considéré pour faire fonctionner ce dernier est celui des efforts normaux sur les éléments porteurs, dans notre cas, il s'agit des poteaux.

L'analyse a été faite dans les deux directions longitudinale et transversale.

Les tableaux 4-15 et 4-16 regroupent les résultats obtenus pour chaque niveau :

Tableau 4-15: capacité de la structure sens longitudinal « xx » :

Niveau	Masse	Rigidité	y (cm)	L.P	u (cm)	μ_{cap}	Q_u (KN)
6	3400	1374.2	1.311	0.162	3.428	2.61	2217.0
5	3600	1488.5	1.430	0.269	1.918	1.34	2324.0
4	3600	1478.7	1.454	0.544	1.883	1.29	2495.0
3	3600	958.7	1.503	0.463	1.850	1.23	1595.0
2	3600	907.2	1.516	0.648	1.865	1.23	1580.0
1	4150	2560.4	1.391	0.589	1.795	1.29	4170.0
RDC	4250	1319.1	1.971	0.667	2.588	1.31	3143.0
SS	4500	1452.2	1.844	0.657	2.348	1.27	3158.0

Tableau 4-16: capacité de la structure sens transversal « yy »

Niveau	Masse	Rigidité	y (cm)	L.P	u (cm)	μ_{cap}	Q_u (KN)
6	3400	70651.7	0.06	0.043	0.68	11.33	6123.0
5	3600	47432.0	0.091	0.067	0.98	10.76	7142.0
4	3600	37905.3	0.116	0.087	1.005	8.7	7329.0
3	3600	39681.6	0.107	0.076	0.840	7.85	6457.0
2	3600	37241.9	0.112	0.077	0.830	7.41	6230.0
1	4150	27347.5	0.174	0.142	0.082	4.71	7267.0
RDC	4250	16475.7	0.273	0.185	1.210	4.43	7354.0
SS	4500	46887.6	0.087	0.085	0.670	7.69	6403.0

4-9-3 Corrélation entre la capacité et la demande en effort tranchant selon le RPA99

Cette corrélation est nécessaire afin d'évaluer le coefficient de sécurité en effort tranchants de chaque niveau de la structure vis-à-vis de la demande du code RPA 99 version 2003.

Le coefficient de sécurité s ($s = Q_{ultime} / Q_{(RPA)}$) doit être supérieur ou égal à 1.15.

Les résultats de cette corrélation sont résumés dans les tableaux 4-17 et 4-18 :

Tableau 4-17 Sens longitudinal « xx » :

Niveau	Capacité Q_u (KN)	Demande V_x (KN)	Rapport $s = Q_u / V_x$
6	2271.0	986.768	2,301
5	2324.0	1682.198	1,381
4	2495.0	2287.572	1,090
3	1595.0	2788.576	0,571
2	1580.0	3213.839	0,491
1	4170.0	3600.259	1,158
RDC	3143.0	3877.861	0,810
SS	3158.0	4021.7	0,785

Tableau 4-18 Sens transversal yy :

Niveau	Capacité Q_u (KN)	Demande V_y (KN)	Rapport $s = Q_u / V_y$
6	6123.0	1329.66	4,604
5	7142.0	2576.12	2,772
4	7329.0	3661.17	2,001
3	6459.0	4559.15	1,416
2	6230.0	5321.37	1,170
1	7267.0	6013.97	1,208
RDC	7354.0	6511.53	1,129
SS	6403.0	6769.35	0,945

Commentaire :

D'après les résultats obtenus, nous constatons que la capacité de la structure en terme d'effort et de déformation n'est pas suffisante dans les deux directions.

Nous remarquons aussi (tableaux 4.17 et 4.18) que la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis de l'effort tranchant induit par le séisme n'est pas assurée ($S < 1,15$).

4-10- ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

L'analyse de réponse dynamique de la structure a pour but l'étude du comportement linéaire et non linéaire de l'ouvrage sous sollicitations sismiques réelles (à partir d'accélérogrammes) et en considérant deux niveaux d'agression (niveau I, $A_{max}=0,15g$ et niveau II, $A_{max}=0,40g$).

Les demandes en ductilité et/ou en déplacement seront déterminées et comparées aux capacités en ductilité et/ou en déplacement pour les deux niveaux d'agression sismique.

La loi de comportement adoptée est basée sur un modèle bilinéaire simplifié (figure 4.2). Ce modèle tient compte de la dégradation de la rigidité.

Les paramètres de cette loi sont déterminés à partir de l'analyse de la capacité de la structure (résultats donnés par le logiciel « UARCS »).

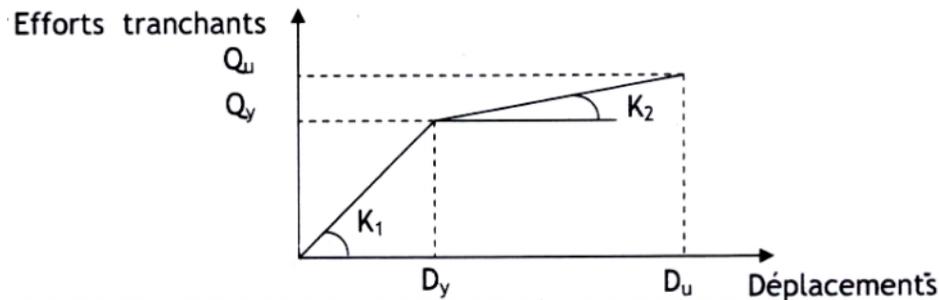


Fig 4.2- Loi bilinéaire adoptée

L'analyse sera faite suivant les deux directions du bâtiment (longitudinale et transversale) en utilisant le logiciel de calcul « DRABS »[16]. (Dynamic Response Analysis of Buildings Structures).

La méthodologie adoptée préconise :

1- Niveau I : Séisme modéré (Période de retour 100 ans)

La structure ne doit pas subir de dommages. Le bâtiment doit garder sa fonction immédiatement après le séisme sans nécessité de réparation. Pour cela, la structure doit avoir un comportement élastique.

De ce fait, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

a) Déplacements inter- étages

Les déformations maximales admises sont :

=h / 300 à 400 pour les portiques en béton armé
=h / 350 à 450 pour les systèmes mixtes (portiques et voiles)

Avec h=hauteur d'étage

b) Demande en ductilité

On doit vérifier que la ductilité requise est inférieure à la capacité en ductilité :

$$\mu_{req} \leq \mu = \frac{y}{y_{el}}$$

μ_{req} 1 à 1,25 pour les portiques en béton armé
 μ_{req} 1 à 1,5 pour les systèmes mixtes (portiques et voiles)

avec :

y_{el} demande en déplacement à l'étage considéré
y capacité en déplacement élastique de l'étage

2- Niveau II : Séisme majeur (période de retour 500 ans)

La structure peut avoir un comportement non linéaire mais les dommages subis par les éléments structuraux doivent être acceptables et réparables pour ne pas compromettre l'état de service du bâtiment après le séisme.

On doit donc vérifier :

a) Déplacements inter-étages

Les déformations maximales admises sont :

$$\Delta = \frac{h}{125 \text{ à } 150} \text{ pour les portiques en béton armé}$$

$$\Delta = \frac{h}{150 \text{ à } 175} \text{ pour les systèmes mixtes (portiques et voiles)}$$

Avec h=hauteur d'étage

b) Demande en ductilité

On doit vérifier que la ductilité requise est inférieure à la capacité en ductilité :

$$\mu_{req} \leq \mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

Avec en plus les limitations suivantes :

μ_{req} 2,5 à 3 pour les portiques en béton armé
 μ_{req} 3 pour les systèmes mixtes (portiques et voiles)

avec :

Δ_y demande en déplacement sous séisme majeur
 Δ_u capacité ultime en déplacement à l'étage considéré
 Δ_{el} capacité en déplacement de l'étage au seuil élastique

Les résultats de l'analyse dynamique suivant les deux directions sont résumés dans les tableaux 4-19 et 4-20 .

Tableau 4-19-Réponse dynamique de la structure (sens xx)

Niveau	Séismes	Demande en déplacement (cm)		Demande en Ductilité		Déplacement absolu (cm)	
		μ_{req}	μ_{req} / y	μ_{req}	μ_{req} / y	μ_{req}	μ_{req} / y
		0, 15g	0,4g	0,15g	0,4g	0,15g	0,4g
6	Ulcinj	0.303	0.612	0,231	0,179	8.103	17.790
	El centro	0.240	0.568	0,183	0,166	6.562	16.917
	Cherchell	0.160	0.400	0,122	0,117	3.218	8.687
5	Ulcinj	0.545	1.134	0,381	0,591	7.673	17.781
	El centro	0.439	0.976	0,307	0,509	6.380	16.426
	Cherchell	0.290	0.710	0,203	0,370	3.066	8.289
4	Ulcinj	0.739	1.801	0,548	0,956	7.673	16.781
	El centro	0.632	1.360	0,435	0,722	6.035	15.524
	Cherchell	0.412	0.974	0,283	0,517	2.793	7.580
3	Ulcinj	1.558	5.144	1,037	2,781	7.183	15.871
	El centro	1.209	3.816	0,804	2,063	5.513	14.217
	Cherchell	0.771	2.31	0,513	1,249	2.414	6.606
2	Ulcinj	2.041	5.207	1,346	2,792	6.087	12.920
	El centro	1.49	4.044	0,983	2,168	4.448	11.155
	Cherchell	0.878	2.391	0,579	1,282	1.740	4.755
1	Ulcinj	0.783	1.760	0,563	0,981	4.428	8.942
	El centro	0.605	1.254	0,435	0,699	3.079	7.681
	Cherchell	0.318	0.800	0,229	0,446	1.275	3.399
RDC	Ulcinj	1.842	4.402	0,935	1,701	3.661	7.551
	El centro	1.317	3.139	0,668	1,213	2.507	6.475
	Cherchell	0.667	1.725	0,338	0,667	1.838	2.837
SS	Ulcinj	1.839	4.500	0,997	1,917	1.064	3.748
	El centro	1.282	3.381	0,695	1,440	1.235	3.381
	Cherchell	0.641	1.673	0,348	0,713	0.557	1.487

Tableau 4.20- Réponse dynamique de la structure (sens yy)

		Demande en déplacement (cm)		Demande en Ductilité		Déplacement absolu (cm)	
		$0,15g_{req}$	$0,4g$	$0,15g_{req}$	$0,4g_{req/y}$	$0,15g$	$0,4g$
Niveau	Séismes	0,15g	0,4g	0,15g	0,4g	0,15g	0,4g
6	Ulcinj	0.015	0.022	0,250	0,032	1.342	5.329
	El centro	0.013	0.019	0,217	0,028	1.184	3.257
	Cherchell	0.012	0.021	0,200	0,031	0.642	1.291
5	Ulcinj	0.046	0.064	0,505	0,065	1.331	5.311
	El centro	0.039	0.057	0,429	0,058	1.171	3.242
	Cherchell	0.036	0.064	0,396	0,065	0.632	1.280
4	Ulcinj	0.083	0.114	0,716	0,113	1.298	5.257
	El centro	0.072	0.107	0,621	0,106	1.134	3.198
	Cherchell	0.067	0.113	0,578	0,112	0.603	1.248
3	Ulcinj	0.101	2.210	0,944	2,631	1.235	5.155
	El centro	0.088	0.284	0,822	0,338	1.064	3.115
	Cherchell	0.082	0.147	0,766	0,175	0.549	1.185
2	Ulcinj	0.137	0.665	1,223	0,801	1.153	4.365
	El centro	0.112	0.557	1,000	0,671	0.980	3.004
	Cherchell	0.103	0.255	0,920	0,307	0.484	1.140
1	Ulcinj	0.214	0.848	1,230	1,034	1.024	3.732
	El centro	0.173	0.812	0,994	0,990	0.877	2.644
	Cherchell	0.161	0.377	0,925	0,460	0.406	1.072
RDC	Ulcinj	0.532	1.665	1,949	1,376	0.821	2.893
	El centro	0.417	1.630	1,527	1,347	0.716	2.096
	Cherchell	0.295	0.950	1,081	0,785	0.280	0.861
SS	Ulcinj	0.293	1.229	3,368	1,829	0.293	1.229
	El centro	0.301	1.030	3,460	1,533	0.301	0.903
	Cherchell	0.165	0.702	1,897	1,045	0.062	0.279

Les résultats de cette analyse nous permettent de procéder à la comparaison entre la demande et la capacité de la structure en termes de déplacement et de ductilité pour les différents accélérogrammes.

4-10-1 COMPARAISON ENTRE LA REPOSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE (DEMANDE) ET LA CAPACITE EN DEFORMABILITE

Les résultats de cette comparaison suivant les deux directions sont résumés dans les tableaux 4.21 et 4.22.

Tableau 4.21-Comparaison en terme de déplacement (sens xx)

		Demande en déplacement (cm) <small>req</small>		Capacité en déplacement (cm)		Méthodologie	
Niveau	Séismes	0, 15g	0,4g	0,15g	0,4g	0,15g	0,4g
6	Ulcinj	0.303	0.612	1.311	3.425	0.76	1.88
	El centro	0.240	0.568				
	Cherchell	0.160	0.400				
5	Ulcinj	0.545	1.134	1.430	1.915	0.76	1.88
	El centro	0.439	0.976				
	Cherchell	0.290	0.710				
4	Ulcinj	0.739	1.801	1.454	1.880	0.76	1.88
	El centro	0.632	1.360				
	Cherchell	0.412	0.974				
3	Ulcinj	1.558	5.144	1.504	1.850	0.76	1.88
	El centro	1.209	3.816				
	Cherchell	0.771	2.31				
2	Ulcinj	2.041	5.207	1.517	1.865	0.76	1.88
	El centro	1.49	4.044				
	Cherchell	0.878	2.391				
1	Ulcinj	0.783	1.760	1.391	1.795	0.85	2.09
	El centro	0.605	1.254				
	Cherchell	0.318	0.800				
RDC	Ulcinj	1.842	4.402	1.970	2.585	1.02	2.51
	El centro	1.317	3.139				
	Cherchell	0.295	0.950				
SS	Ulcinj	0.293	1.229	1.845	2.345	0.97	2.40
	El centro	0.301	1.030				
	Cherchell	0.165	0.702				

Tableau 4.22-Comparaison en terme de déplacement (sens yy)

		Demande en déplacement (cm) <small>req</small>		Capacité en déplacement (cm)		Méthodologie	
Niveau	Séismes	0, 15g	0,4g	0, 15g	0,4g	0, 15g	0,4g
6	Ulcinj	0.015	0.022	0.060	0.680	0.76	1.88
	El centro	0.013	0.019	0.060	0.680		
	Cherchell	0.012	0.021	0.060	0.680		
5	Ulcinj	0.046	0.064	0.091	0.980	0.76	1.88
	El centro	0.039	0.057	0.091	0.980		
	Cherchell	0.036	0.064	0.091	0.980		
4	Ulcinj	0.083	0.114	0.116	1.007	0.76	1.88
	El centro	0.072	0.107	0.116	1.007		
	Cherchell	0.067	0.113	0.116	1.007		
3	Ulcinj	0.101	2.210	0.107	0.840	0.76	1.88
	El centro	0.088	0.284	0.107	0.840		
	Cherchell	0.082	0.147	0.107	0.840		
2	Ulcinj	0.137	0.665	0.112	0.830	0.76	1.88
	El centro	0.112	0.557	0.112	0.830		
	Cherchell	0.103	0.255	0.112	0.830		
1	Ulcinj	0.214	0.848	0.174	0.820	0.85	2.09
	El centro	0.173	0.812	0.174	0.820		
	Cherchell	0.161	0.377	0.174	0.820		
RDC	Ulcinj	0.532	1.665	0.273	1.210	1.02	2.51
	El centro	0.417	1.630	0.273	1.210		
	Cherchell	0.295	0.950	0.273	1.210		
SS	Ulcinj	0.293	1.229	0.087	0.672	0.97	2.40
	El centro	0.301	1.030	0.087	0.672		
	Cherchell	0.165	0.702	0.087	0.672		

4-10-2 COMPARAISON ENTRE LA DEMANDE ET LA CAPACITE EN DUCTILITE

Les corrélations entre la réponse dynamique de l'ouvrage (demande) et la capacité en ductilité suivant les deux directions sont résumées dans les tableaux 4.23 et 4.24.

Tableau 4.23-Comparaison en terme de ductilité (sens xx)

		Capacité en ductilité μ		Demande en Ductilité $\mu_{req} = \frac{req}{y}$		Méthodologie	
Niveau	Séismes	0, 15g	0,4g	0,15g	0,4g	0,15g	0,4g
6	Ulcinj	2.61	2.61	0,231	0,179	1.25	3
	El centro			0,183	0,166		
	Cherchell			0,122	0,117		
5	Ulcinj	1.34	1.34	0,381	0,591	1.25	3
	El centro			0,307	0,509		
	Cherchell			0,203	0,370		
4	Ulcinj	1.29	1.29	0,508	0,956	1.25	3
	El centro			0,435	0,722		
	Cherchell			0,283	0,517		
3	Ulcinj	1.23	1.23	1,037	2,781	1.25	3
	El centro			0,804	2,063		
	Cherchell			0,513	1,249		
2	Ulcinj	1.23	1.23	1,346	2,792	1.25	3
	El centro			0,983	2,168		
	Cherchell			0,579	1,282		
1	Ulcinj	1.29	1.29	0,563	0,981	1.25	3
	El centro			0,435	0,699		
	Cherchell			0,229	0,446		
RDC	Ulcinj	1.31	1.31	0,935	1,701	1.25	3
	El centro			0,668	1,213		
	Cherchell			0,338	0,667		
SS	Ulcinj	1.27	1.27	0,997	1,917	1.25	3
	El centro			0,695	1,440		
	Cherchell			0,348	0,713		

Tableau 4.24- Comparaison en terme de ductilité (sens yy)

		Capacité en ductilité μ		Demande en Ductilité $\mu_{req} = \frac{req}{y}$		Méthodologie	
Niveau	Séismes	0, 15g	0,4g	0,15g	0,4g	0,15g	0,4g
6	Ulcinj	11.33	11.33	0,250	0,032	1.25	3
	El centro			0,217	0,028		
	Cherchell			0,200	0,031		
5	Ulcinj	10.77	10.77	0,505	0,065	1.25	3
	El centro			0,429	0,058		
	Cherchell			0,396	0,065		
4	Ulcinj	8.68	8.68	0,716	0,113	1.25	3
	El centro			0,621	0,106		
	Cherchell			0,578	0,112		
3	Ulcinj	7.85	7.85	0,944	2,631	1.25	3
	El centro			0,822	0,338		
	Cherchell			0,766	0,175		
2	Ulcinj	7.41	7.41	1,223	0,801	1.25	3
	El centro			1,000	0,671		
	Cherchell			0,920	0,307		
1	Ulcinj	4.71	4.71	1,230	1,034	1.25	3
	El centro			0,994	0,990		
	Cherchell			0,925	0,460		
RDC	Ulcinj	4.43	4.43	1,949	1,376	1.25	3
	El centro			1,527	1,347		
	Cherchell			1,081	0,785		
SS	Ulcinj	7.72	7.72	3,368	1,829	1.25	3
	El centro			3,460	1,533		
	Cherchell			1,897	1,045		

COMMENTAIRE

En terme de déplacement, la demande obtenue par les trois accélérogrammes à 0,15g et à 0.4g est plus grande que le déplacement admissible fixé par la méthodologie pour les niveaux 3 et 2 suivant les deux directions.

Pour l'accélérogramme d'Ulcinj au 3^{ème} étage ,la capacité n'est pas suffisante.

En terme de ductilité, les conditions fixées par la méthodologie ne sont pas vérifiées dans le sens longitudinal au 3^{ème} étage pour l'accélérogramme d'Ulcinj à 0.15g et dans le sens transversal, les conditions exigées par la méthodologie ne sont pas vérifiées pour les trois accélérogrammes à 0,15g dans les niveaux RDC et SS.

4-10-3-CONCLUSION ET RECOMMANDATION

Les résultats obtenus de l'étude de vulnérabilité du bâtiment peuvent être résumés comme suit :

- La demande en effort tranchant calculée suivant le RPA 99 version 2003, est supérieure à la capacité de la structure pour tous les niveaux et dans les deux directions. Ce résultat peut s'expliquer par le fait que la capacité de la structure étudiée est très faible par rapport à la demande.

- Les déplacements engendrés par les séismes modérés adoptés par la méthodologie (Ulcinj et El Centro), dépassent les capacités en déplacement de ce bâtiment pour le niveaux 2 et 3 et ceci suivant la direction longitudinale.

- En terme de ductilité, les conditions fixées par la méthodologie ne sont pas vérifiées dans le sens longitudinal au 3^{ème} étage pour l'accélérogramme d'Ulcinj à 0.15g .

Dans le sens transversal, les conditions exigées par la méthodologie ne sont pas vérifiées pour les trois accélérogrammes à 0,15g dans les niveaux RDC et SS.

A partir de ces constatations, nous pouvons proposer l'une des solutions suivantes :

- déclasser l'ouvrage,
- ou bien le renforcer.

Notre choix c'est porté sur la solution de renforcement.

Chapitre V

Renforcement de l'ouvrage

5.1 PROPOSITION DE RENFORCEMENT

Plusieurs variantes de renforcement et plusieurs simulations ont été testées dans le but de rehausser les capacités élastiques et post-élastiques de la structure.

La solution retenue consiste à insérer deux voiles dans la direction longitudinale et deux voiles dans la direction transversale de la structure.

Les voiles insérés ont pour dimensions 20 cm d'épaisseur dans la direction longitudinale et 25 cm dans la direction transversale sur toute la hauteur du bâtiment.

(Voire annexe B vue en plan de renforcement)

5-1-1 FERRAILLAGE DES VOILES :

a) Ferrailage longitudinal :

Voile 1 et 2 (0,2m x 9.45m)

Sur une distance $L / 10 = 100$ cm (les deux extrémités) 4 $\phi 14$ / face, espacés de $S / 2 = 15$ cm.

Sur la distance de 4,64 m, 12 $\phi 14$ / face, espacés de $S = 30$ cm.

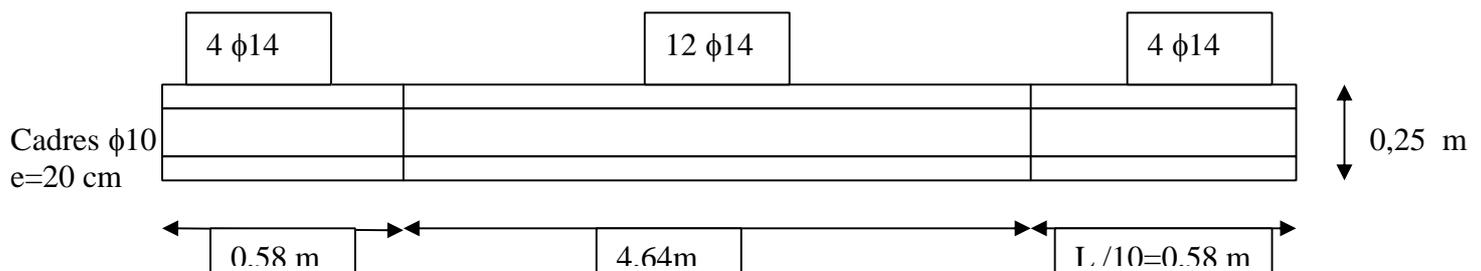
Voile 3 et 4 (0,25m x 5.8m)

Sur une distance $L / 10 = 60$ cm (les deux extrémités) 9 $\phi 14$ / face, espacés de $S / 2 = 15$ cm.

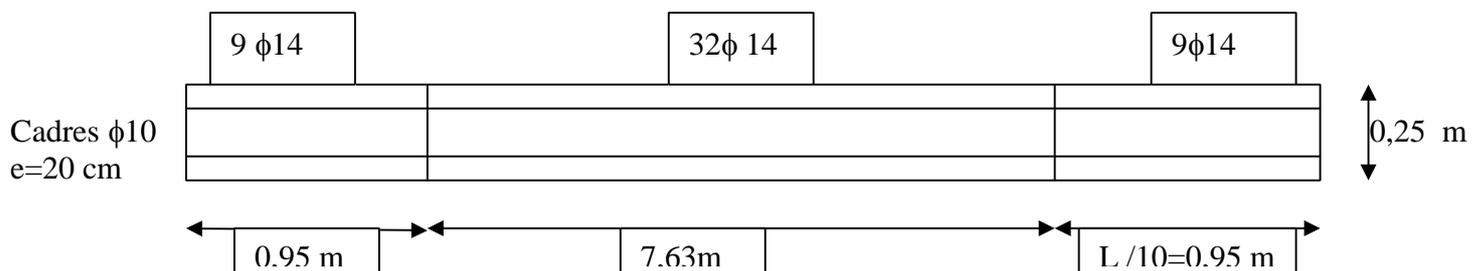
Sur la distance de 9,54 m, 32 $\phi 14$ / face, espacés de $S = 30$ cm.

b) Ferrailage transversal :

Le ferrailage transversal se compose de cadres en $\phi 10$, espacés de 20 cm.



VOILES 1,2



VOILES 3,4

5-2 -ANALYSE STATIQUE ET DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE RENFORCEE :

a)- DETERMINATION DE LA FORCE SISMIQUE

L'Analyse dynamique la structure renforcée est faite en utilisant le programme ETABS afin de déterminer d'une part, les efforts normaux N, les moments fléchissant M et les efforts tranchants T sous l'effet des charges permanentes (poids propre des éléments) et des surcharges d'exploitation, et d'autre part, les périodes fondamentales de la structure .

Ces périodes sont :

- Sens longitudinal : $T_x=0.34$ s

- Sens Transversal : $T_y=0.24$ s

On remarque que les périodes de la structure renforcée sont plus faibles.

I-SENS TRANSVERSAL YY:

Les coefficients sismiques de la structure renforcée sont :

$$A=0,40, D_y =2.2 Q_y =1,25, R_y=5$$

$$W = \sum_1^8 W_i = 35060 \text{KN avec } W_i = W_{Gi} + W_{Qi} (\gamma = 0,6)$$

L'effort tranchant à la base est donc :

$$V_y = 7713.2 \text{KN}$$

La distribution de cette effort est représenté dans le tableau 5-1

Tableau 5.1-Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage

Niveau	Z _i (m)	W _i (KN)	F _{yi} (KN)	T _{yi} (KN)	M _{yi} (KN.m)
6	26.69	3670	1427,79	1427,79	0.000
5	23.63	4183	1440,79	2868.58	4369.037
4	20.57	4183	1254,21	4122.79	1513.647
3	17.51	4183	1067,64	5190.43	19601.870
2	14.45	4183	881,06	6071.49	26960.436
1	11.39	4718	783,31	6854.8	37285.556
RDC	7.99	4908	571,61	7426.41	41201.648
SS	3.91	5032	286,79	7713.2	28375.002

II-SENS LONGITUDINAL XX

$A=0,40$, $D_x=2,2$, $Q_x=1,20$, $R_x=5$

$$W = \sum_{i=1}^8 W_i = 35060 \text{KN} \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + W_{Qi} \quad (\alpha = 0,6)$$

$$V_x = 7404,6 \text{KN}$$

Tableau 5.2-Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage

Niveau	Z _i (m)	W _i (KN)	F _{xi} (KN)	T _{xi} (KN)	M _{xi} (KN.m)
6	26.69	3670	1370,68	1370,68	0.000
5	23.63	4183	1383,16	2753.84	4232.469
4	20.57	4183	1204,05	3957.89	11053.179
3	17.51	4183	1024,93	4982.82	18817.714
2	14.45	4183	845,82	5828.64	25882.092
1	11.39	4718	751,97	6580.61	35793.772
RDC	7.99	4908	548,75	7129.36	39553.9
SS	3.91	5032	275,32	7404.6	27240.160

b)-EVALUATION DE LA CAPACITE DE RESISTANCE ET DE DEFORMABILITE DE LA STRUCTURE**Tableau 5.3-** Capacité de résistance et de déformabilité (sens xx)

Niveau	W _i (KN)	Rigidité (KN/cm)	y(cm)	L.P.	u(cm)	μcap	Q _y (KN)	Q _u (KN)
6	3670	13760.5	0.162	0.072	1.428	8.79	2231	3480
5	4183	9987.7	0.229	0.116	1.49	6.49	2292	3746
4	4183	8333.3	0.282	0.149	1.533	5.43	2350	7378
3	4183	8370.3	0.272	0.139	1.530	5.63	2275	6545
2	4183	7125.4	0.317	0.134	1.585	5.01	2256	9267
1	4718	7405.1	0.480	0.286	1.770	3.42	3558	12832
RDC	4908	4744.1	0.620	0.284	2.288	3.62	2940	12262
SS	5032	12702.9	0.189	0.064	1.670	8.84	2396	11551

Tableau 5.4- Capacité de résistance et de déformabilité (sens yy)

Niveau	W_i (KN)	Rigidité (KN/cm)	y (cm)	L.P.	u (cm)	μ_{cap}	Q_u (KN)	Q_Y (KN)
6	3670	130987.8	0.059	0.033	0.680	11.52	11644	7669
5	4183	86978.2	0.089	0.052	0.980	10.96	11769	7777
4	4183	67962.8	0.115	0.068	1.008	8.74	11939	7838
3	4183	71972.9	0.107	0.060	0.840	7.85	11573	7708
2	4183	68126.1	0.112	0.061	0.830	7.41	11361	7619
1	4718	48238.6	0.170	0.105	0.820	4.82	13133	8191
RDC	4908	28946.8	0.275	0.139	1.210	4.40	12772	7950
SS	5032	85854.4	0.088	0.069	.672	7.66	11013	7537

c)-Comparaison entre la capacité et la demande en effort tranchant selon le RPA 99 version 2003

Tableau 5.5- Coefficient de sécurité « S » (sens xx)

Niveau	Capacité Q_u (KN)	Demande Q_{RPA} (KN)	$S= Q_u/ Q_{RPA}$
6	3480	1370,68	2.53
5	3746	2753.84	1.36
4	7378	3957.89	1.86
3	6545	4982.82	1.31
2	9267	5828.64	1.58
1	12832	6580.61	1.94
RDC	12262	7129.36	1.71
SS	11551	7404.6	1.55

Tableau 5.6- Coefficient de sécurité « S » (sens yy)

Niveau	Capacité Q_u (KN)	Demande Q_{RPA} (KN)	$S=Q_u/ Q_{RPA}$
6	11644	1427,79	8.15
5	11769	2868.58	4.10
4	11939	4122.79	2.89
3	11573	5190.43	2.22
2	11361	6071.49	1.87
1	13133	6854.8	1.91
RDC	12772	7426.41	1.71
SS	11013	7713.20	1.42

5. 3 -ANALYSE DE LA REPONSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

Tableau5-7-Réponse dynamique de la structure (sens xx)

		Demande en déplacement (cm)		Demande en Ductilité		Déplacement absolu (cm)	
		μ_{req}		$\mu_{req} = \frac{req}{y}$			
Niveau	Séismes	0.15g	0.40g	0.15g	0.40g	0.15g	0.40g
6	Ulcinj	0.046	0.065	0.271	0.382	3.236	7.391
	El centro	0.047	0.061	0.279	0.362	2.306	5.558
	Cherchell	0.033	0.057	0.193	0.339	1.768	2.009
5	Ulcinj	0.132	0.182	0.531	0.732	3.197	7.348
	El centro	0.136	0.172	0.545	0.692	2.271	5.520
	Cherchell	0.094	0.163	0.378	0.654	1.738	1.986
4	Ulcinj	0.238	0.311	0.771	1.005	3.084	7.222
	El centro	0.242	0.294	0.783	0.951	2.169	5.410
	Cherchell	0.169	0.281	0.546	0.908	1.652	1.918
3	Ulcinj	0.288	0.647	0.982	2.209	2.629	6.984
	El centro	0.290	0.397	0.991	1.354	1.981	5.203
	Cherchell	0.204	0.375	0.696	1.280	1.496	1.788
2	Ulcinj	0.540	1.439	1.666	4.441	2.629	6.345
	El centro	0.548	0.943	1.692	2.911	1.748	4.836
	Cherchell	0.263	0.672	.812	2.075	1.301	1.656
1	Ulcinj	0.468	1.094	1.041	2.431	2.090	4.949
	El centro	0.477	0.813	1.060	1.807	1.437	3.901
	Cherchell	0.327	0.514	0.727	1.143	1.042	1.461
RDC	Ulcinj	1.057	2.492	1.711	4.032	1.645.	3.855
	El centro	1.104	1.979	1.787	3.202	1.056	3.115
	Cherchell	0.526	1.334	0.851	2.159	1.042	1.134
SS	Ulcinj	0.601	1.367	3.495	7.945	0.601	1.367
	El centro	0.589	1.170	3.425	6.800	0.425	1.170
	Cherchell	0.197	0.863	1.144	5.018	0.197	0.503

Tableau 5.8- Réponse dynamique de la structure (sens yy)

Niveau	Séismes	Demande en déplacement (cm) μ_{req}		Demande en Ductilité $\mu_{req} = \mu_{req} / y$		Déplacement absolu (cm)	
		0, 15g	0,4g	0,15g	0,4g	0,15g	0,4g
	Ulcinj	0.012	0.017	0.205	0.294	0.780	1.976
	El centro	0.008	0.015	0.143	0.259	0.684	1.162
	Cherchell	0.008	0.017	0.139	0.295	0.479	0.747
5	Ulcinj	0.037	0.053	0.418	0.590	0.768	1.965
	El centro	0.026	0.047	0.292	0.526	0.676	1.150
	Cherchell	0.025	0.053	0.284	0.593	0.472	0.734
4	Ulcinj	0.070	0.096	0.613	0.835	0.732	1.930
	El centro	0.050	0.088	0.432	0.765	0.649	1.120
	Cherchell	0.048	0.096	0.417	0.835	0.452	0.693
3	Ulcinj	0.085	0.111	0.798	1.034	0.663	1.863
	El centro	0.061	0.105	0.572	0.979	0.600	1.067
	Cherchell	0.059	0.114	0.549	1.068	0.414	0.620
2	Ulcinj	0.106	0.173	0.950	1.545	0.584	1.779
	El centro	0.078	0.132	0.700	1.179	0.539	1.008
	Cherchell	0.074	0.180	0.665	1.604	0.367	0.552
1	Ulcinj	0.169	1.825	0.994	10.737	0.493	1.651
	El centro	0.130	0.201	0.766	1.185	0.460	0.909
	Cherchell	0.122	0.318	0.716	1.869	0.310	0.511
RDC	Ulcinj	0.378	0.850	1.375	3.090	0.349	1.353
	El centro	0.243	0.484	0.884	1.760	0.330	0.742
	Cherchell	0.222	0.759	0.806	2.759	0.218	0.426
SS	Ulcinj	0.197	0.503	2.236	5.714	0.097	0.503
	El centro	0.087	0.400	.989	4.545	0.087	0.296
	Cherchell	0.076	0.426	.867	4.840	0.055	0.109

Les résultats de cette comparaison sont résumés dans les tableaux 5.9 et 5.10.

Tableau 5-9-Comparaison en terme de déplacement (sens xx)

		Demande en déplacement (cm) _{req}		Capacité en déplacement (cm)		Méthodologie	
Niveau	Séismes	0,15g	0,4g	0,15g	0,4g	0,15g	0,4g
6	Ulcinj	0.046	0.065	0.169	1.798	0.76	1.88
	El centro	0.047	0.061				
	Cherchell	0.033	0.057				
5	Ulcinj	0.132	0.182	0.249	1.863	0.76	1.88
	El centro	0.136	0.172				
	Cherchell	0.094	0.163				
4	Ulcinj	0.238	0.311	0.309	1.878	0.76	1.88
	El centro	0.242	0.294				
	Cherchell	0.169	0.281				
3	Ulcinj	0.033	0.647	0.293	1.900	0.76	1.88
	El centro	0.132	0.397				
	Cherchell	0.136	0.375				
2	Ulcinj	0.094	1.439	0.324	1.855	0.76	1.88
	El centro	0.238	0.943				
	Cherchell	0.242	0.672				
1	Ulcinj	0.169	1.094	0.450	1.640	0.85	2.09
	El centro	0.033	0.813				
	Cherchell	0.132	0.514				
RDC	Ulcinj	1.057	2.432	0.618	2.460	1.02	2.51
	El centro	1.104	1.979				
	Cherchell	0.526	1.334				
SS	Ulcinj	0.601	1.367	0.172	1.253	0.97	2.40
	El centro	0.589	1.170				
	Cherchell	0.197	0.863				

Tableau 5.10-Comparaison en terme de déplacement (sens yy)

		DEMANDE EN DEPLACEMENT (cm) _{Req}		CAPACITE EN DEPLACEMENT (cm)		METHODOLOGIE	
Niveau	Séismes	0, 15g	0,4g	0, 15g	0,4g	0, 15g	0,4g
6	Ulcinj	0.012	0.017	0.059	0.680	0.76	1.88
	El centro	0.008	0.015	0.059	0.680		
	Cherchell	0.008	0.017	0.059	0.680		
5	Ulcinj	0.037	0.053	0.089	0.980	0.76	1.88
	El centro	0.026	0.047	0.089	0.980		
	Cherchell	0.025	0.053	0.089	0.980		
4	Ulcinj	0.070	0.096	0.115	1.008	0.76	1.88
	El centro	0.050	0.088	0.115	1.008		
	Cherchell	0.048	0.096	0.115	1.008		
3	Ulcinj	0.085	0.111	0.107	0.107	0.76	1.88
	El centro	0.061	0.105	0.107	0.107		
	Cherchell	0.059	0.114	0.107	0.107		
2	Ulcinj	0.106	0.173	0.112	0.830	0.76	1.88
	El centro	0.078	0.132	0.112	0.830		
	Cherchell	0.074	0.180	0.112	0.830		
1	Ulcinj	0.169	0.825	0.170	0.820	0.85	2.09
	El centro	0.130	0.201	0.170	0.820		
	Cherchell	0.122	0.318	0.170	0.820		
RDC	Ulcinj	0.378	0.850	0.275	1.210	1.02	2.51
	El centro	0.243	0.484	0.275	1.210		
	Cherchell	0.222	0.759	0.275	1.210		
SS	Ulcinj	0.197	0.503	0.088	0.672	0.97	2.40
	El centro	0.087	0.400	0.088	0.672		
	Cherchell	0.076	0.426	0.088	0.672		

5-2-1 COMPARAISON ENTRE LA DEMANDE ET LA CAPACITE EN DUCTILITE

Les corrélations entre la réponse dynamique de l'ouvrage (demande) et la capacité en ductilité sont résumées dans les tableaux 5.11 et 5.12

Tableau 5.11-Comparaison en terme de ductilité (sens xx)

		CAPACITE EN DUCTILITE μ		DEMANDE EN DUCTILITE $\mu_{REQ} = \frac{REQ}{Y}$		METHODOLOGIE	
Niveau	Séismes	0, 15g	0,4g	0,15g	0,4g	0,15g	0,4g
6	Ulcinj	8.79	8.79	0.271	0.382	1.25	3
	El centro			0.279	0.362		
	Cherchell			0.193	0.339		
5	Ulcinj	6.49	6.49	0.531	0.732	1.25	3
	El centro			0.545	0.692		
	Cherchell			0.378	0.654		
4	Ulcinj	5.43	5.43	0.771	1.005	1.25	3
	El centro			0.783	0.951		
	Cherchell			0.546	0.908		
3	Ulcinj	5.63	5.63	0.982	2.209	1.25	3
	El centro			0.991	1.354		
	Cherchell			0.696	1.280		
2	Ulcinj	5.01	5.01	1.166	4.441	1.25	3
	El centro			1.192	2.911		
	Cherchell			0.812	2.075		
1	Ulcinj	3.42	3.42	1.041	2.431	1.25	3
	El centro			1.060	1.807		
	Cherchell			0.727	1.143		
RDC	Ulcinj	3.62	3.62	1.711	3.032	1.25	3
	El centro			1.787	3.202		
	Cherchell			0.851	2.159		
SS	Ulcinj	8.84	8.84	1.495	2.945	1.25	3
	El centro			1.425	2.800		
	Cherchell			1.144	2.018		

Tableau 5.12-Comparaison en terme de ductilité (sens yy) :

		CAPACITE EN DUCTILITE μ		DEMANDE EN DUCTILITE $\mu_{REQ} = \frac{REQ}{Y}$		METHODOLOGIE	
Niveau	Séismes	0, 15g	0,4g	0,15g	0,4g	0,15g	0,4g
6	Ulcinj	11.52	11.52	0.205	0.294	1.25	3
	El centro			0.143	0.259		
	Cherchell			0.139	0.295		
5	Ulcinj	10.96	10.96	0.418	0.590	1.25	3
	El centro			0.292	0.526		
	Cherchell			0.284	0.593		
4	Ulcinj	8.74	8.74	0.613	0.835	1.25	3
	El centro			0.432	0.765		
	Cherchell			0.417	.835		
3	Ulcinj	7.85	7.85	0.798	1.034	1.25	3
	El centro			0.572	.979		
	Cherchell			0.549	1.068		
2	Ulcinj	7.41	7.41	0.950	1.545	1.25	3
	El centro			0.700	1.179		
	Cherchell			0.665	1.604		
1	Ulcinj	4.82	4.82	0.994	10.737	1.25	3
	El centro			0.766	1.185		
	Cherchell			0.716	1.869		
RDC	Ulcinj	4.40	4.40	1.375	3.090	1.25	3
	El centro			0.884	1.760		
	Cherchell			0.806	2.759		
SS	Ulcinj	7.66	7.66	1.236	2.714	1.25	3
	El centro			0.989	1.545		
	Cherchell			0.867	3.840		

5-4 Commentaire des résultats

L'analyse des résultats obtenus pour la structure après renforcement montre qu'il y a un dépassement léger de la limite élastique admissible pour les deux niveaux d'agression (séisme modéré et séisme majeur) .

5.5- DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF SOMMAIRE DE LA PROPOSITION DE RENFORCEMENT.

Dans ce qui suit , un devis quantitatif sommaire de la proposition de renforcement est établi en tenant compte des voiles qui ont été insérés, à savoir les voiles V₁ et V₂ dans le sens longitudinal. et les voiles V₃ et V₄ dans le sens transversal

Le volume de béton à mettre en place est de 190 m³.

Le devis estimatif correspondant sera évalué selon le bordereau des prix unitaires de plusieurs entreprises de réalisation.

Le prix TTC du m³ de béton armé réalisé et fini (toutes sujétions comprises) est de 28.000,00 DA.

L'évaluation globale de la réalisation du béton armé sera obtenue en multipliant le devis estimatif par le quantitatif correspondant, il en résulte un coût de renforcement de **5320000,00 DA.**

La surface totale des planchers du bâtiment renforcée est de 2642 m².

Le prix d'une nouvelle construction calculée en considérant le même prix du m³ du béton est estimé à **5541700000,00 DA.**

Le coût sommaire du renforcement s'élève à environ **5.6%** de la valeur estimée sans tenir compte des travaux de peinture, et autres sujétions.

5.6- VERIFICATION DES FONDATIONS.

Le taux du travail du sol est pris égal à 2.00 bars (résultat de l'étude du sol) .Pour les actions accidentelles (séisme) ce taux est majoré de 30%.

On doit vérifier la relation suivante dans les deux directions, longitudinale et transversale.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} v \leq \sigma_{\text{sol limite}}$$

avec :

N: Somme des efforts normaux au niveau des fondations.

M: Moment dû aux forces sismiques.

S: Somme des sections de l'ensemble des semelles (S=Σ S_i)

I: Inertie totale par rapport au centre de gravité des différentes semelles.

$$I = \sum I_i + \sum S_i d_i^2$$

v: Demie largeur de l'assise de la structure.

$$\sigma_{\text{sol limite}} = 1.3 \sigma_{\text{sol adm}} = 2.60 \text{ bars.}$$

Remarque :

Les semelles filantes et isolées sont tellement rapprochées que nous pouvons assimiler l'ensemble à un radier général.

1. Sens Longitudinal:

$$M = \Sigma F_i h_i = 1597 \text{ tm}$$

$$N = 3070 \text{ t}$$

$$I = 32274 \text{ m}^4.$$

$$S = 403 \text{ m}^2.$$

$$\text{D'où: } \sigma_1 = \frac{3070}{403} + \frac{1597*31}{32274*2} = 0.84 \text{ Kg /cm}^2.$$

$$\text{et } \sigma_2 = \frac{3070}{403} - \frac{1597*31}{32274*2} = 0.69 \text{ Kg /cm}^2.$$

Ces deux contraintes sont inférieures à la contrainte admissible.

2. Sens Transversal:

$$M = \Sigma F_i h_i = 3302 \text{ tm.}$$

$$N = 3070 \text{ t}$$

$$I = 5676 \text{ m}^4.$$

$$S = 403 \text{ m}^2.$$

$$\text{D'où: } \sigma_1 = \frac{3070}{403} + \frac{3302*13}{5676*2} = 1.14 \text{ Kg /cm}^2.$$

$$\text{et } \sigma_2 = \frac{3070}{403} - \frac{3302*13}{5676*2} = 0.39 \text{ Kg /cm}^2.$$

Ces deux contraintes sont inférieures à la contrainte admissible.

3- Vérification de la stabilité des fondations:

Il s'agit de vérifier dans le sens transversal qui est le plus défavorable

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$e = \frac{M}{N} = 1.08\text{m et, } \frac{B}{4} = \frac{13}{4} = 3.25 \text{ m. C'est donc vérifiée.}$$

4- Commentaire

Les calculs montrent que les contraintes σ_1 et σ_2 sont vérifiées.

Par conséquent, les contraintes, et il n'y a aucun risque de soulèvement des fondations.

Chapitre VI

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Le nord de l'Algérie incluant les plus grandes villes, dont la plupart ont été édifiées avant la mise en œuvre de la réglementation technique parasismique, est caractérisée par un tissu urbain relativement dense ce qui peut accentuer le risque sismique.

A titre d'illustration parmi les plus importants tremblements de terre enregistrés dans cette zone, on peut citer :

- ALGER, 1716, 20 000 morts.
- CHLEF, 1980, 3 500 morts.
- BOUMERDES, 2003, 7 000 morts.

Pour réduire ce risque, l'évaluation de la vulnérabilité s'impose à l'ensemble des ouvrages stratégiques.

Le travail que nous avons entrepris s'intéresse à la méthodologie utilisée en Algérie pour l'évaluation de la vulnérabilité au séisme du bâti existant.

Cette méthodologie est appliquée à un ouvrage classé stratégique par le RPA99. Il s'agit d'un bâtiment appartenant au complexe Mustapha III.

L'étude appliquée à cet ouvrage est une étude analytique basée sur l'évaluation de la capacité en terme de déplacement et de ductilité que l'on compare à la demande fixée par le règlement en vigueur.

Le résultat des différentes analyses montrent que l'ouvrage ne remplit pas les critères imposés par la réglementation en vigueur. Aussi, une solution de renforcement est proposée. Cette solution est appuyée par une étude technico-économique,.

Parmi les obstacles rencontrés lors de ce travail, nous pouvons citer les suivants :

- la difficulté de diagnostic à cause de l'absence de dossiers techniques (méconnaissance des détails de ferrailage des nœuds de portique,...) ;
- l'absence de référentiel dans le domaine du renforcement sismique ;
- la difficulté du choix du niveau de protection ;
- l'impossibilité de retrouver dans les codes les dispositions parasismiques pour les ouvrages anciens ;
- l'absence de logiciels de calcul. Les logiciels utilisés dans cette étude ne sont pas disponibles (propriété du CGS)

BIBLIOGRAPHIQUES

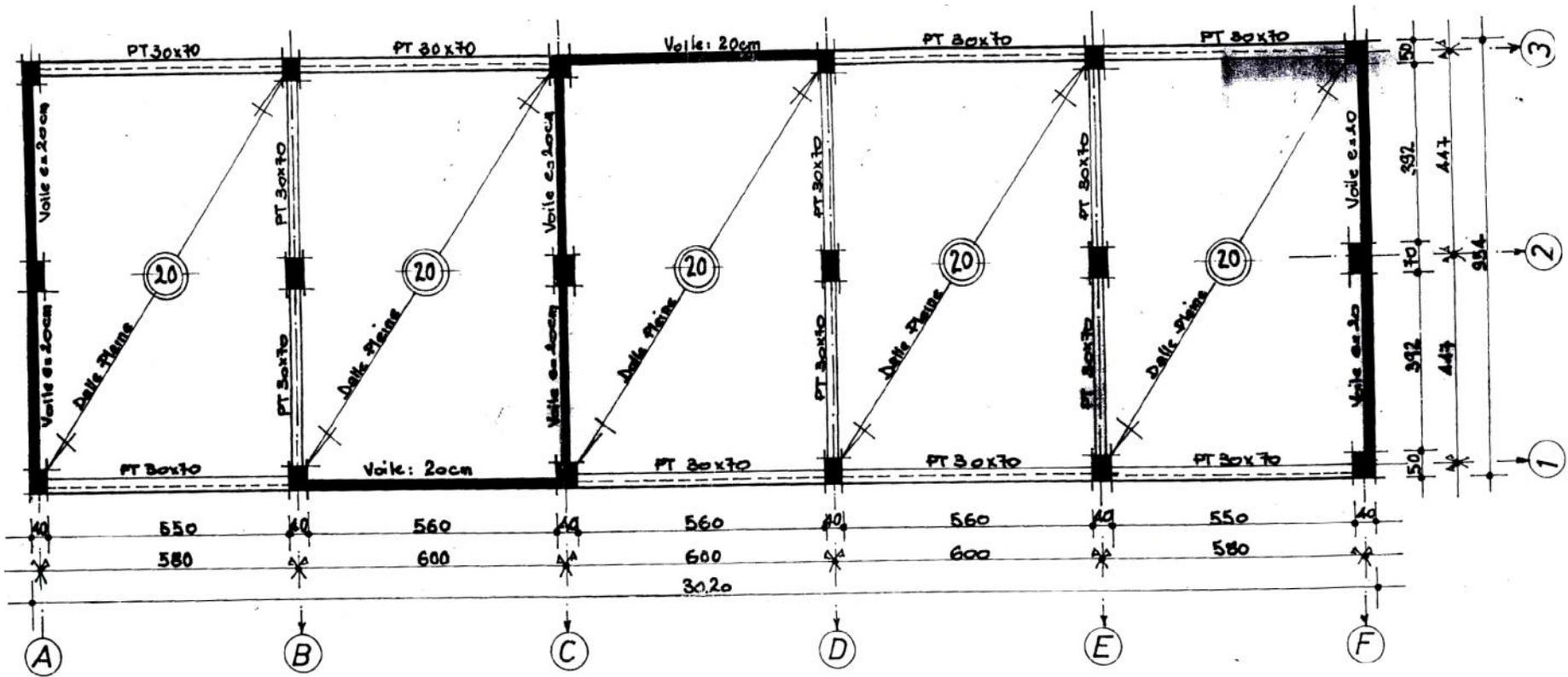
BIBLIOGRAPHIE

- [1] : Journées post-sismique : « Le séisme de Boumerdès du 21 mai 2003, un an après ».
- [2] : Colloque international : « Le risque en Génie Civil » 18 et 19 mars 2004 – Hammamet – TUNISIE « Enseignement au séisme du 21 mai en Algérie ».
- [3] : Colloque international : « Risque, vulnérabilité et fiabilité dans la construction » 11 et 12 octobre 2003, Alger, ALGERIE.
- [4] : DAVIDOVICI V. : Synthèse et analyse des différentes communications traitant du thème, « Vulnérabilité et réhabilitation du bâti existant », 1996
- [5] : THIBAUT.H : « Réflexion sur l'évaluation quantitative du risque ». Bulletin de liaison laboratoire des Ponts et Chaussées, 1994.
- [6] : KARNIK.V, SCHENKOVA.Z, SCHENKA.V : « Vulnerability and the MSK scale, Engeneering Geology», 1984.
- [7] : FARSI.M.N : « Identification des structures de Génie Civil à partir de leur réponses vibratoires, vulnérabilité du bâti existant », Université Joseph Fourier, Grenoble, Thèse de doctorat 1996.
- [8] : COCHRANE S.W, SCHAAD W.H :« Adesment of earthquake vulnerability of buildings » Madrid, 1992.
- [9] : BENEDETTI.D, BENZONI G., PARISI M.A : « Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclear, earthquake engineering ad structural dynamic» vol.16, 1988.
- [10] : CGS : « Méthodologie de l'étude de vulnérabilité du bâti stratégique de la capitale », 1996
- [11] : User Manual "3D Analysis of Building Systems" ETABS non linéaire version 8.45 Copyright 1984-2004 computer and structures USA
- [12] : « Règlement Parasismique Algérien, RPA 88» CGS 1988
- [13] : «Règlement Parasismique Algérien, RPA 99 version 2003» . CGS 2003
- [14] DTR, BC 22 : « Charges permanentes et charges d'exploitation » CGS
- [15] :User Manual : « Analysis of Ultimate States of Rectangular Reinforced Concrete Cross-Sections of Frame Wall Systems» , Zivko Bozinovski et Predrage Gavrilovic, Institute of Earthquake and Engeneering Seismology, University St. Cyril and Methodius, Skopje, June 1993.

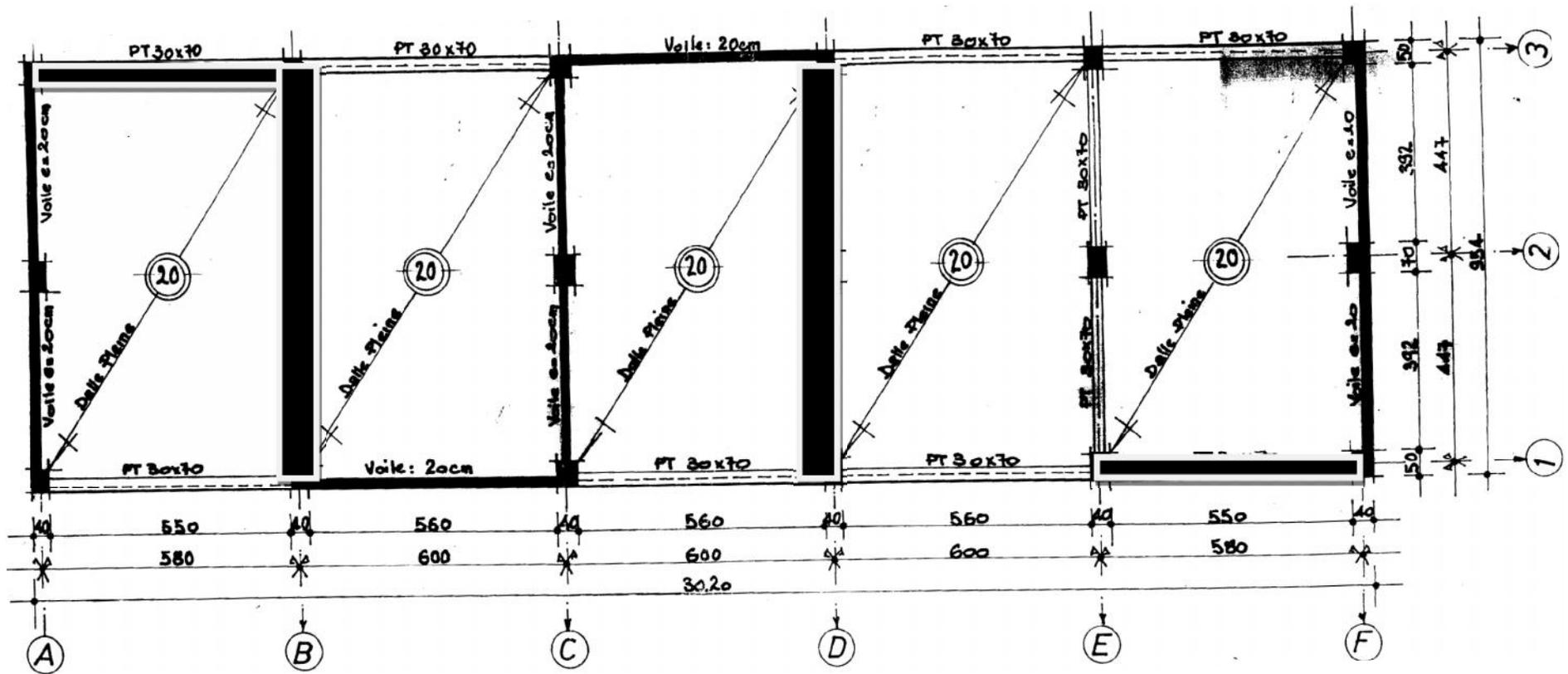
- [16] User Manual; «Dynamic Response Analysis of Buildings Structures », Zivko Bozinovski et Predrage Gavrilovic, Institute of Earthquake and Engineering Seismology, University St. Cyril and Methodius, Skopje, June 1993.

CGS, 1992.

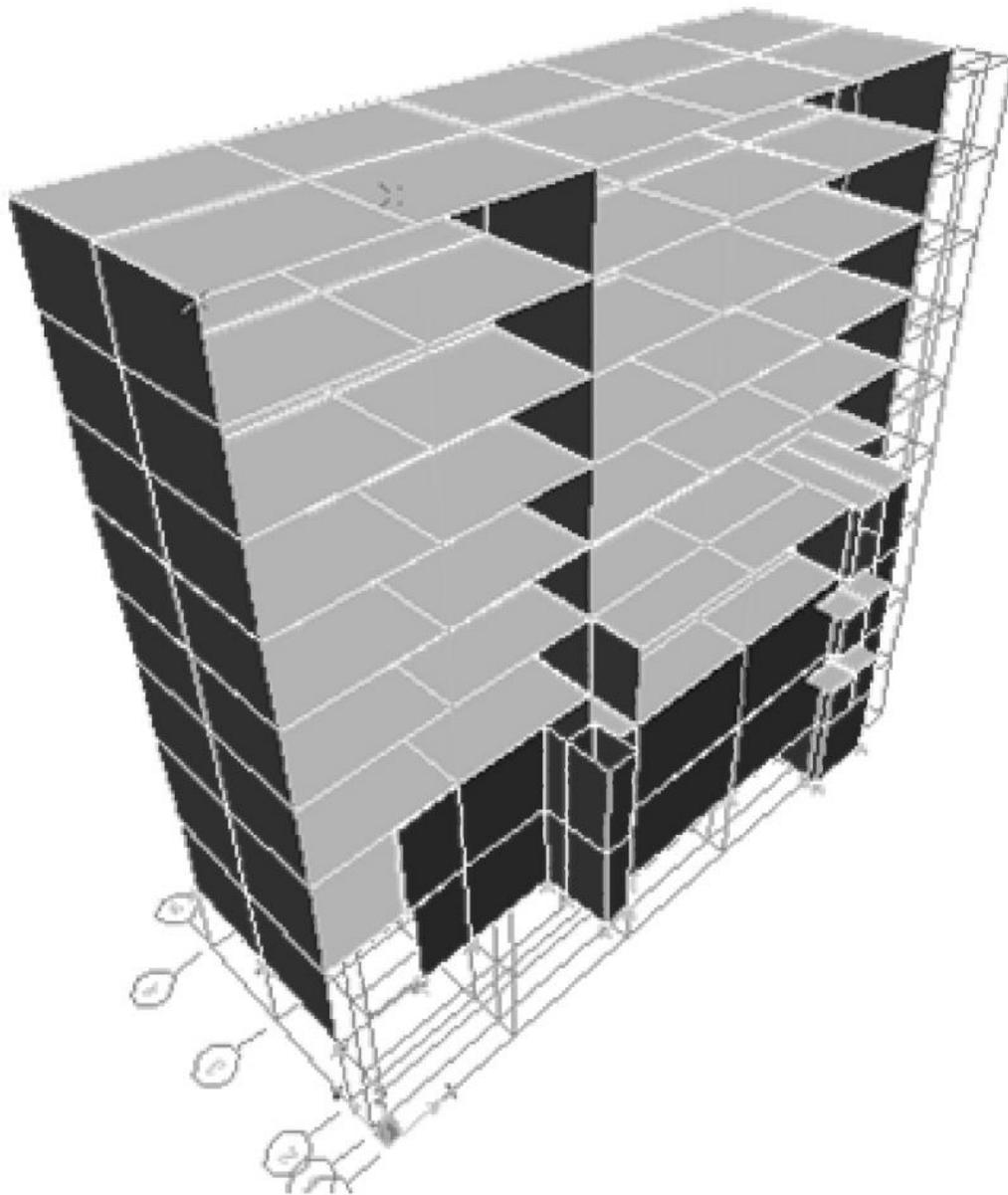
ANNEXE



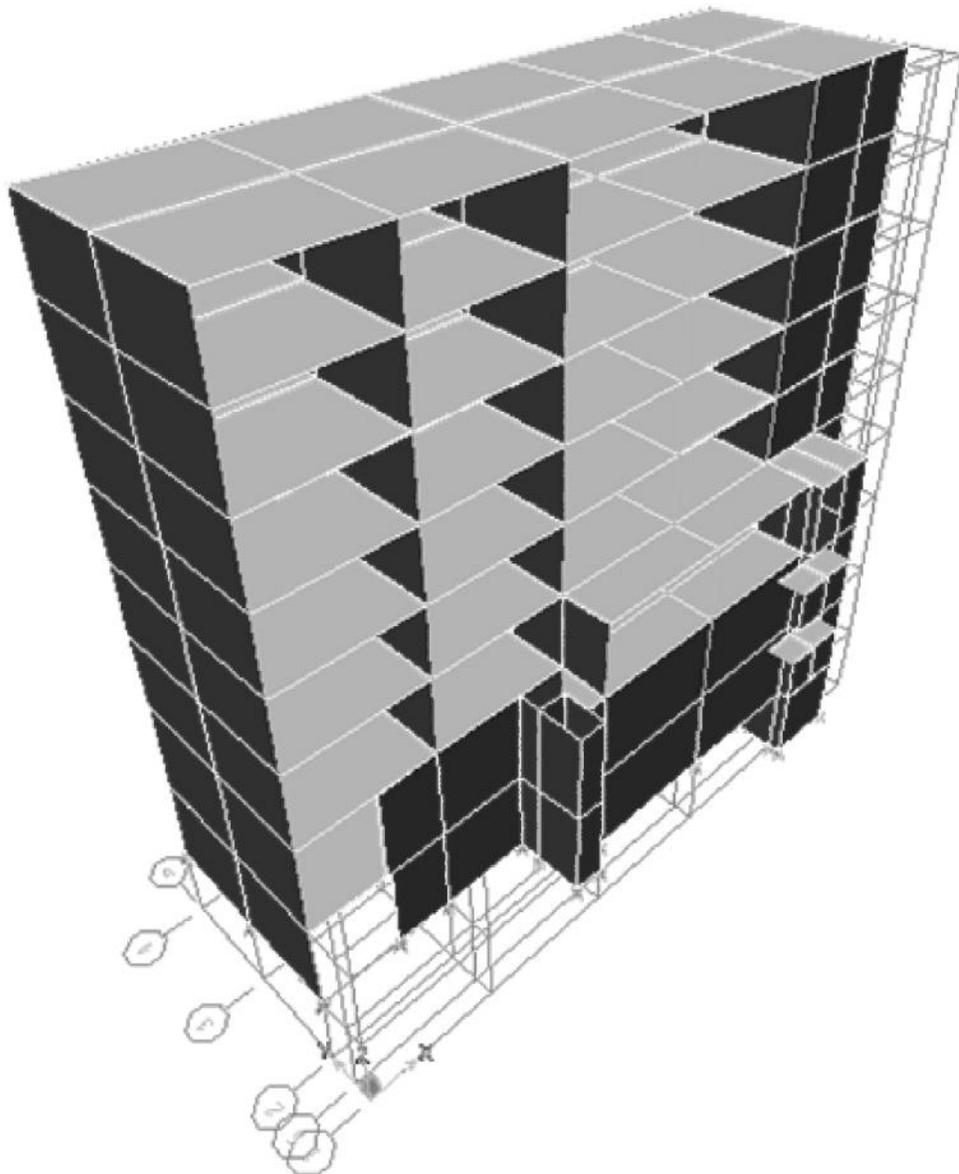
Vue en plan de la structure avant renforcement



Vue en plan de la structure après renforcement



Vue 3D de la structure avant renforcement



Vue 3D de la structure après renforcement

الملخص

عملنا هذا يهدف إلى دراسة هشاشة بناية موجودة معرضة للزلازل. المثال المدروس يتعلق ببناية المركز الهاتفى للجزائر العاصمة التى تنتمى إلى البنايات ذات الاحتياجات الأولية . الطريقة المستعملة لتقييم الهشاشة تسمى " طريقة السعة ". النتيجة المعصل عليها تكمن فى عدم موافقة البناية للمعايير المطلوبة الشيء الذى جعلنا نقترح حلا يكمن فى تقوية هذه الأخيرة متبوعا بدراسة اقتصادية.

RESUME

Le présent travail a pour but l'étude de la vulnérabilité d'un bâti existant au séisme. L'exemple traité concerne la centrale téléphonique d'Alger qui fait partie des ouvrages de première nécessité. La méthode utilisée pour évaluer la vulnérabilité s'intitule « méthode des capacités ». Le résultat, auquel on a abouti était que l'ouvrage ne remplissait pas les critères imposés par la réglementation en vigueur. Ceci nous a emmené à proposer une solution de renforcement suivie d'une étude technico-économique.

Mots clés : Vulnérabilité, Renforcement, Séisme, Capacité.

ABSTRACT

The purpose of this work is the study of the vulnerability of frame existing with the seism. The treated example relates to telecommunication centre of Algiers which forms part of the works of first need. The method used to evaluate the vulnerability is entitled "method of the capacities". The result with which one succeeded was that the work did not fill the criteria imposed by the regulation in force. This took us along proposed a solution of reinforced followed of a technico-economic study.

Key words: Vulnerability, Reinforcement, Seism, Capacity.