

République Algérienne

Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Ecole nationale Polytechnique

Département de Génie Civil



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

P0005/05A

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

دائرة الهندسة المدنية

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN GENIE CIVIL

Thème

ETUDE DE LA VULNERABILITE
D'UN BÂTI EXISTANT AU SEISME
"CENTRALE TELEPHONIQUE D'ALGER"

Proposé et dirigé par :

Mme N.BAUCHE
Mr A.KIBBOUA

Réalisé par :

Mr M.GUELLIL

Promotion : JUIN 2005

*Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-Harrach
16200 Alger (Algérie)*

Tel : 213 21 52 53 01/03 — Fax : 213 21 52 29 73

عملنا هذا يهدف إلى دراسة هشاشة بناية موجودة معرضة للزلازل. المثال المدروس يتعلق ببناية المركز الهاتفي للجزائر العاصمة التي تنتمي إلى البنايات ذات الاحتياجات الأولية. الطريقة المستعملة لتقييم الهشاشة تسمى "طريقة السعة". النتيجة المحصل عليها تكمن في عدم موافقة البناية للمعايير المطلوبة الشيء الذي جعلنا نقترح حلا يكمن في تقوية هذه الأخيرة متبوعا بدراسة اقتصادية. الكلمات المفتاحية : الهشاشة، التقوية، الزلازل، السعة.

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.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- Mes très chers parents, pour tous ce qu'ils ont fait pour moi.
- Mes frères et mes sœurs.
- Mes grands parents.
- Mes oncles et mes tantes et leurs familles respectives.
- Tous mes amis.

REMERCEMENTS

Je tiens à exprimer ma gratitude et mes remerciements à tous ceux qui de près ou de loin, m'ont aidé par leurs critiques constructives à réaliser ce modeste travail.

J'adresse mes remerciements les plus sincères à :

- ❖ Ma promotrice Mme BAUCHE, pour ses conseils précieux, son orientation quant à l'aboutissement de ce travail.
- ❖ Tous les responsables et le personnel du CGS, particulièrement à Mr KIBBOUA.
- ❖ Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.
- ❖ Aux membres du jury pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant d'examiner mon travail.
- ❖ L'effectif du bureau d'études MAMOUNI pour leur précieux aide.

الجامعة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

SOMMAIRE

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

1-1-INTRODUCTION.....	1
1-2-OBJECTIF DE L'ETUDE.....	2
1-3-PRESENTATION DU MEMOIRE.....	2

CHAPITRE II : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

2- 1-INTRODUCTION.....	3
2-2-DEFINITIONS.....	3
2- 2-1-ALEA SISMIQUE « SEISMIC HAZARD ».....	3
2-2-2-VULNERABILITE.....	3
2-2-3-LE RISQUE SISMIQUE « SEISMIC RISK ».....	4
2-3-FONCTIONS DE VULNERABILITE.....	4
2-3-1-APPROCHE EMPIRIQUE.....	4
2-3-2-APPROCHE THEORIQUE.....	5
2-3-3-APPROCHE EXPERIMENTALE.....	5
2-4- METHODES D'ESTIMATION DE LA VULNERABILITE.....	5
2-4-1-METHODE DIRECTE (MATRICE DE VULNERABILITE).....	5
2-4-2-METHODE INDIRECTE (INDICE DE VULNERABILITE).....	10
2-5- EXPERIENCE ALGERIENNE DANS LE DOMAINE DE LA VULNERABILITE.....	12
2-5-1-INTRODUCTION.....	12
2-5-2-ETUDE DE VULNERABILITE DE LA VILLE DE DJELFA.....	12
2-5-3- ETUDE DE LA VULNERABILITE DE LA VILLE D'ALGER.....	13
2-5-4- ETUDE DE VULNERABILITE DES BATIMENTS STRATEGIQUES DE LA CAPITALE... ..	14
2-5-5-FONCTIONS DE VULNERABILITE DEVELOPPEES EN ALGERIE.....	18
2-6-CONCLUSION.....	21

CHAPITRE III : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

3-1-INTRODUCTION.....	22
3-2-DESCRIPTION ET EXPERTISE DE L'OUVRAGE.....	22
3-2-1- DESCRIPTION.....	22
3-2-2- EXPERTISE.....	22
3-2-3-TESTS EFFECTUEES SUR LE BATIMENT.....	23

CHAPITRE IV : ETUDE DE LA VULNERABILITE DE L'OUVRAGE EXISTANT

4-1-ANALYSE STATIQUE DE LA STRUCTURE.....	24
4-1-1- DESCENTE DE CHARGE.....	24
4-1-2-DETERMINATION DU COEFFICIENT DE SECURITE SOUS CHARGES VERTICALES....	24
4-1-3-ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE SELON LE RPA 99 VERSION 2003.....	26
4-2-EVALUATION DE LA CAPACITE DE RESISTANCE ET DE DEFORMABILITE DE LA STRUCTURE.....	32
4-2-1-HYPOTHESES DE CALCUL.....	32
4-2-2-CAPACITE DE LA STRUCTURE.....	32
4-2-3-INTERPRETATION DES RESULTATS.....	33
4-3-COMPARAISON ENTRE LA CAPACITE ET LA DEMANDE EN EFFORT TRANCHANT SELON LE RPA 99 VERSION 2003.....	34

4-4-ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE.....	35
4-4-1-NIVEAU I : SEISME MODERE.....	35
4-4-2-NIVEAU II : SEISME MAJEUR.....	36
4-5-COMPARAISON ENTRE LA REPOSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE ET LA CAPACITE EN DEFORMABILITE.....	39
4-6-COMPARAISON ENTRE LA DEMANDE ET LA CAPACITE EN DUCTILITE.....	41
4-7-CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	43
CHAPITRE V : ETUDE DE RENFORCEMENT	
5-1-RENFORCEMENT DES OUVRAGES.....	44
5-1-1-DEFINITION.....	44
5-1-2-PRINCIPES DIRECTEURS DU RENFORCEMENT PARASISMIQUE.....	44
5-1-3-TECHNOLOGIE DE RENFORCEMENT.....	45
5-2-PROPOSITION DE SOLUTION DE RENFORCEMENT	45
5-2-1-SOLUTION 1 : RENFORCEMENT DE L'OUVRAGE PAR HUIT VOILES.....	46
5-2-2-SOLUTION 2 : RENFORCEMENT PAR VOILES (08 VOILES).....	59
CHAPITRE VI : CONCLUSION GENERALE.....	72

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE I

INTRODUCTION GENERALE

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,...[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 d'atterrissages...) mais aussi la pérennité du patrimoine national (musées, archives...) afin 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 version 2003) après le séisme de Boumerdes. Il s'agit de la centrale téléphonique d'Alger.

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

- la vétusté du bâtiment ;
- le manque de données comme les plans de coffrage et de ferrailage, notes de calcul... ;
- 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 entreprise a deux objectifs, d'une part, l'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment au séisme (centrale téléphonique d'Alger) 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 est donc une modeste contribution à l'expertise et la réhabilitation du bâti existant.

1-3- PRESENTATION DU MEMOIRE

Notre mémoire est divisé en cinq chapitres.

Après le chapitre d'introduction qui situe le problème et met l'accent sur son importance, une synthèse bibliographique permet de recenser les principales méthodes d'estimation de la vulnérabilité et de définir certaines notions de base utilisées pour la suite de ce travail.

L'expérience Algérienne dans l'étude de la vulnérabilité des ouvrages clôture le deuxième chapitre.

Le troisième chapitre, est une description brève de l'ouvrage à analyser.

Le quatrième chapitre présente l'étude de la vulnérabilité d'une structure existante, vitale qui est la centrale téléphonique d'Alger.

Le choix d'un type de renforcement (par voiles) tenant compte des aspects techniques et économiques ainsi que l'étude de la vulnérabilité de la structure renforcée, pour les deux solutions proposées, sont abordés dans un cinquième chapitre.

Le sixième chapitre, conclusion, fait la synthèse de ce travail et met en évidence les difficultés rencontrées.

CHAPITRE II

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

2-1- INTRODUCTION

Nous assistons ces dernières années à un engagement pour l'évaluation du risque sismique du tissu urbain. 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 :

- a) L'intense activité sismique d'une grande partie du Nord du pays
- b) L'accroissement de l'activité économique
- c) L'augmentation du nombre d'habitants dans les grandes villes
- d) La prolifération des constructions informelles
- e) 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

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 DESASTER 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, à 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 ($Cd / Cc = 0$), dans le cas extrême, où l'intensité est maximale ($I = XI, XII$), l'ouvrage est complètement détruit, et donc correspondant à une vulnérabilité maximale ($Cd / Cc = 1$) [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 d'étude, 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 à 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 ou moins grandes.

2-4- METHODES D'ESTIMATION DE LA VULNERABILITE

On distingue deux (2) types différents de méthodes ; la méthode directe et la 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] sur la base de l'échelle d'intensité **MSK 64** (corrélation entre le taux de dommage et l'intensité macrosismique résumée dans le tableau 2.1).

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 :

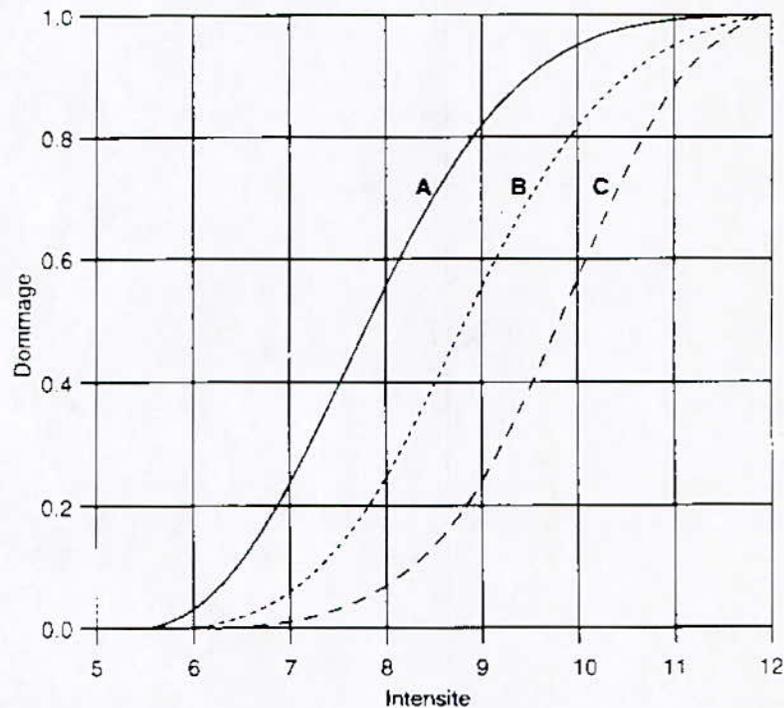
Type A : maisons en argile, pisé, briques crues, maisons rurales, constructions en pierres tout-venant.

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	Intensité macrosismique MSK 64						
	V	VI	VII	VIII	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 d'assez 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.

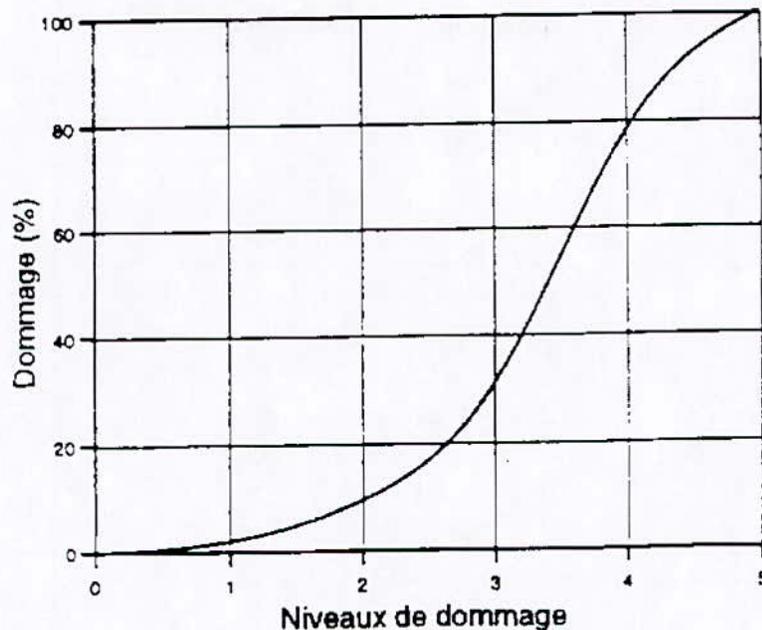


Fig 2.2 – Taux de dommage correspondant à chaque niveau de dommage (KARNIK et AL, 1984)

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. 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- CORRELATION INTENSITE / 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.

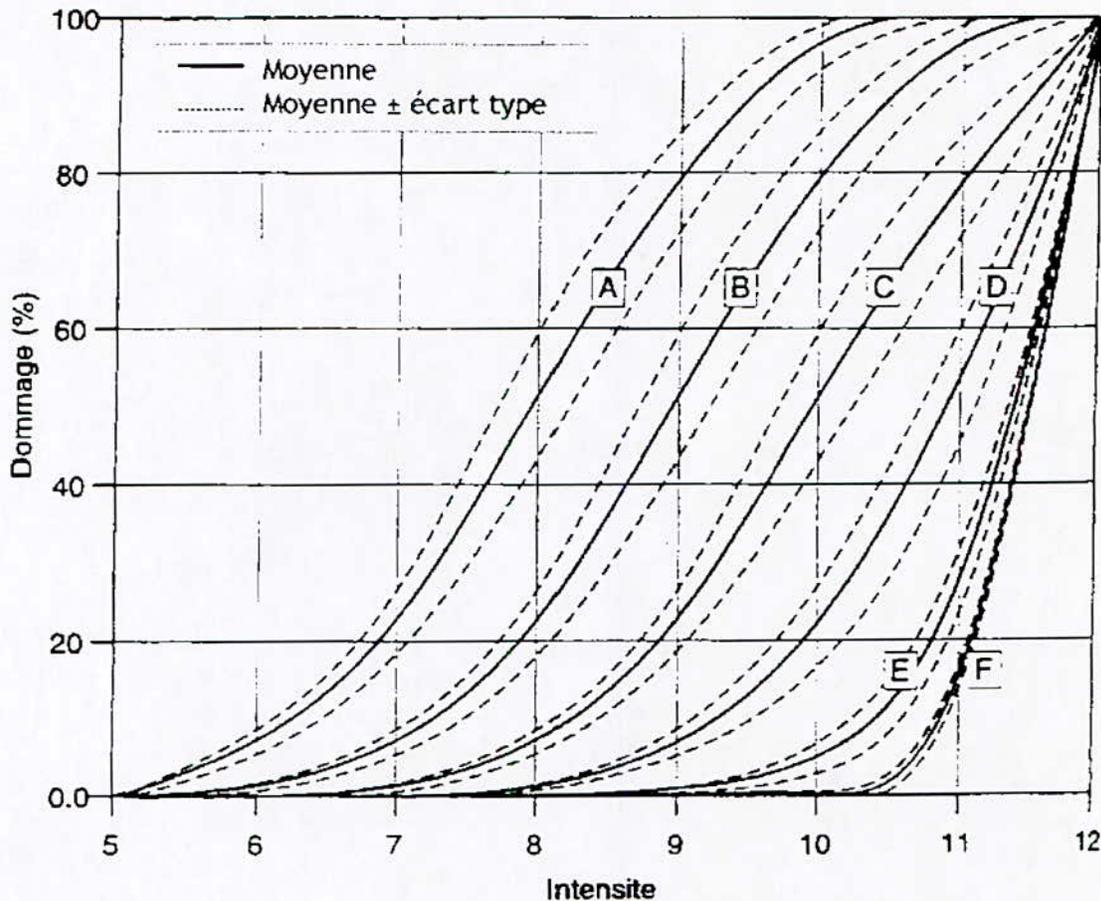


Fig 2.3 – Courbes de vulnérabilité à l'échelle EMS 92 pour les six classes des bâtiments [7].

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 matériaux de construction	Définitions des systèmes 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 armée 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

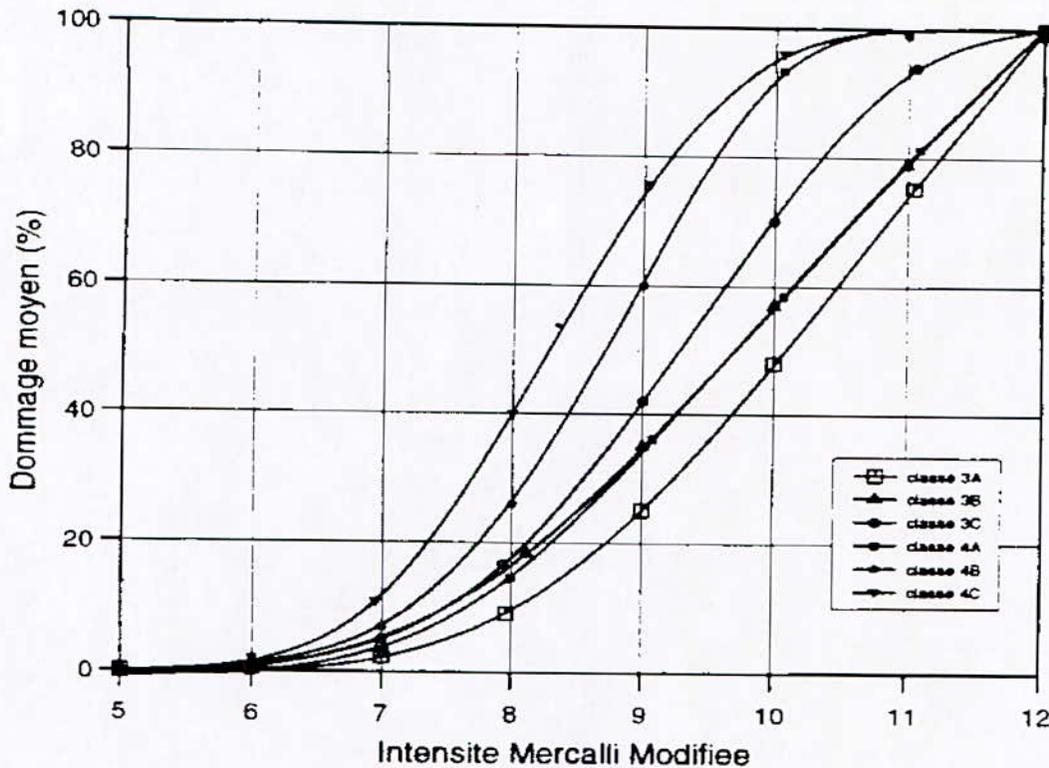


Fig 2.4 – Courbe de vulnérabilité de bâtiments pour différents types de matériaux COCHRANE et SCHAAD, 1992.

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).

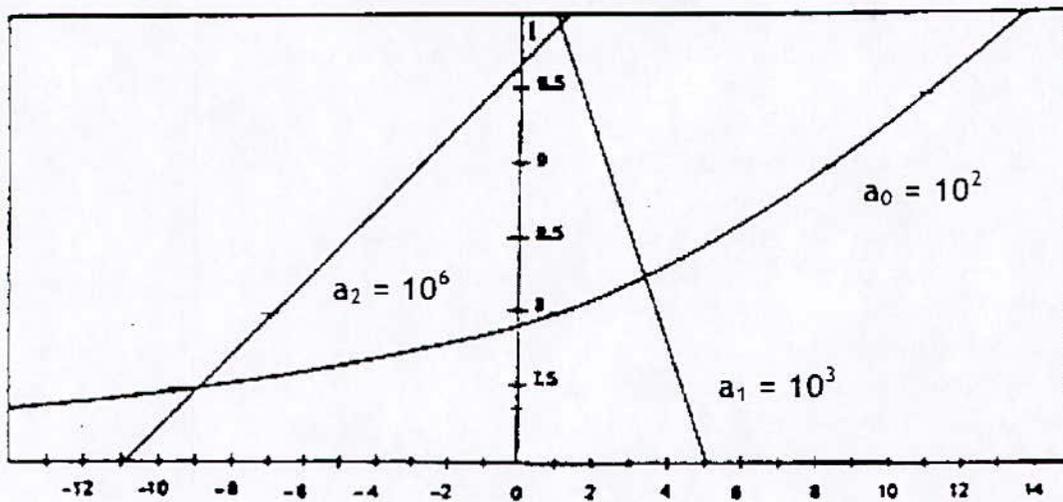


Fig 2.5 – Coefficients de régression « a_i » en fonction de l'intensité « I »
(BENDETTI ET AL, 1988)

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

Elément	Classe				Poids	Indice Partiel
	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- EXPERIENCE ALGERIENNE DANS LE DOMAINE DE LA VULNERABILITE

2-5-1- INTRODUCTION

C'est à la suite du séisme catastrophique (magnitude 7,1 ; 3 000 morts et près de 7% du PNB de pertes) qui a frappé la région d'El Asnam (Chlef) en octobre 1980, que les autorités politiques algériennes et la communauté scientifique ont pris réellement conscience de l'importance du risque sismique en Algérie, et un certain nombre d'actions a été alors décidé pour réduire ce risque. Parmi ces actions, on peut citer :

1. La mise en place d'une réglementation technique parasismique, en considérant les conditions sismiques locales.
2. La prise en charge du bâti existant par des études de vulnérabilité.
3. Des études d'aléa et de microzonage sismiques.
4. Formation et information.

En ce qui concerne les actions envers le bâti existant, un certain nombre d'études de vulnérabilité a été fait depuis le début des années 80. Ces études de vulnérabilité ont concerné soit des tissus urbains à l'échelle de la ville (Alger, Djelfa) soit des ouvrages importants (bâtiments stratégiques de la ville d'Alger).

2-5-2- ETUDE DE VULNERABILITE DE LA VILLE DE DJELFA

Cette étude de vulnérabilité, qui est pratiquement la première du genre en Algérie, a été initiée suite à une étude d'aléa sismique de la région de Djelfa, et avait pour objectifs :

- D'estimer les pertes financières pour les bâtiments existants.
- De proposer des mesures pour réduire les pertes.

L'évaluation de l'aléa sismique a été faite en considérant trois (3) sites (centre, nord-est et est, sud-ouest et sud) de la ville et quatre (4) périodes de retour (100, 200, 500 et 1000 ans), les résultats obtenus sont dans le tableau 2.4.

Tableau 2.4 – Accélération estimée pour les quatre périodes de retour

Période de retour (an)	Accélération (cm/s ²)		
	Centre	Nord-Est et Est	Sud-Ouest et Sud
100	52,6	54,8	59,3
200	75,5	80,7	88,6
500	120	131,9	147,7
1000	165	182,6	204,2

Les fonctions de vulnérabilité qui ont été utilisées dans cette étude, ont été établies en utilisant les résultats de l'enquête post – sismique faite sur les constructions dans la région d'El Asnam. En effet sur les 6 000 fiches d'expertise qui ont été établies suite au séisme de 1980, seules 1 357 ont été choisies sur la base d'un certain nombre de critères pour construire les courbes de vulnérabilité qui seront utilisées pour l'estimation de la vulnérabilité des constructions à Djelfa.

Pour la ville de Djelfa qui se situe dans une région à faible sismicité (zone I), les résultats de l'analyse sont assez éloquentes même pour les constructions récentes. Par exemple l'étude a montré que pour une accélération de l'ordre de 0,17 g, il y aurait 30% de dommages dans les hôpitaux, et plus de 20% dans les ouvrages scolaires en cas de séisme d'accélération de l'ordre de 0,12 g.

2-5-3- ETUDE DE LA VULNERABILITE DE LA VILLE D'ALGER

F.TEBBAL, [10], a voulu à travers cette étude, attirer l'attention des autorités sur le problème du risque sismique auquel est exposée la capitale, et les pertes qui pourraient être engendrées en cas de séisme probable. Les données qui ont été utilisées dans cette étude ont concerné :

- **Densité de logements (population) :**

La densité de la population a été estimée à 140 000 habitants/Km² au centre et à 10 000 habitants/Km² en banlieue.

- **Types de constructions :**

Alger a connu un développement semi circulaire, le vieux quartier (la Casbah) est constitué de constructions en maçonnerie médiocre légèrement chaînée horizontalement par des poutres en bois, entourées par des bâtiments de plusieurs étages non chaînés verticalement (Bab El Oued, Grande Poste, Tagarins...)

Il est important de rappeler que la plupart des bâtiments administratifs (Ministères, DGSN, Assemblée, Wilaya) sont des vieux ouvrages datant de l'ère coloniale. Ces constructions dont certaines ont jusqu'au huit (8) étages, ne sont pas calculées au séisme, où très souvent les étages inférieurs sont souples conçus pour permettre de grandes entrées, ce qui rend encore les structures plus vulnérables.

- **Réseau de communication :**

Les rues d'Alger sont étroites et très souvent insérées entre bâtiments de grandes hauteurs.

- **Topographie et géologie du site :**

Ce sont également des éléments très importants dans ce genre d'étude, trois (3) types de topographie décrivent Alger :

- une région plate localisée sur des alluvions
- une région de pente moyenne située sur des sols calcaires
- une région de falaise et de collines dans la pente est supérieure à 15%

La plus grande partie du centre ville est située sur ces pentes telles que les zones renommées des Tagarins, connues par leur glissement permanent.

En se référant à la corrélation établie par SAUTER et SHAN entre les dommages relatifs à des intensités **MMI** données et les types de construction les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 2.5.

Tableau 2.5 – Estimation des dommages

Type de constructions	Coefficients de dommages	
	MMI=VII	MMI=VIII
Adobe (Casbah)	22%	50%
Maçonnerie non renforcée	14%	40%
Ossature en béton armé non calculée au séisme	11%	33%
Maçonnerie renforcée non calculée au séisme	5%	17%
Ossature en béton armé calculée au séisme	4%	13%
Structure avec murs de contreventement calculée au séisme	1,5%	5%

Les résultats ainsi obtenus pour une intensité de « VII », sont traduits en termes de nombre de logements endommagés pour les quartiers les plus vulnérables :

- Bab El Oued** : 126 logements endommagés / Hectare
- Casbah** : 119 logements endommagés / Hectare
- Grande Poste** : 106 logements endommagés / Hectare
- Sidi M'hamed** : 94 logements endommagés / Hectare [10]

2-5-4- 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 pris 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 2.6)

Tableau 2.6 – Les différents systèmes structuraux (les ouvrages stratégiques de la capitale)

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		Charpente métallique et béton armé	21 915
Ouvrage du ministère des PTT		Poteaux poutres (BA)	42 450
Hôpital Mustapha Bacha	48	19 bâtis en poteaux poutres (BA) (≈42% m ²)	99 450
		18 bâtis en murs porteurs en maçonnerie de pierres (≈5,5% m ²)	
		11 bâtis 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 Cherrhell 1989 (figures 2.6, 2.7 et 2.8).

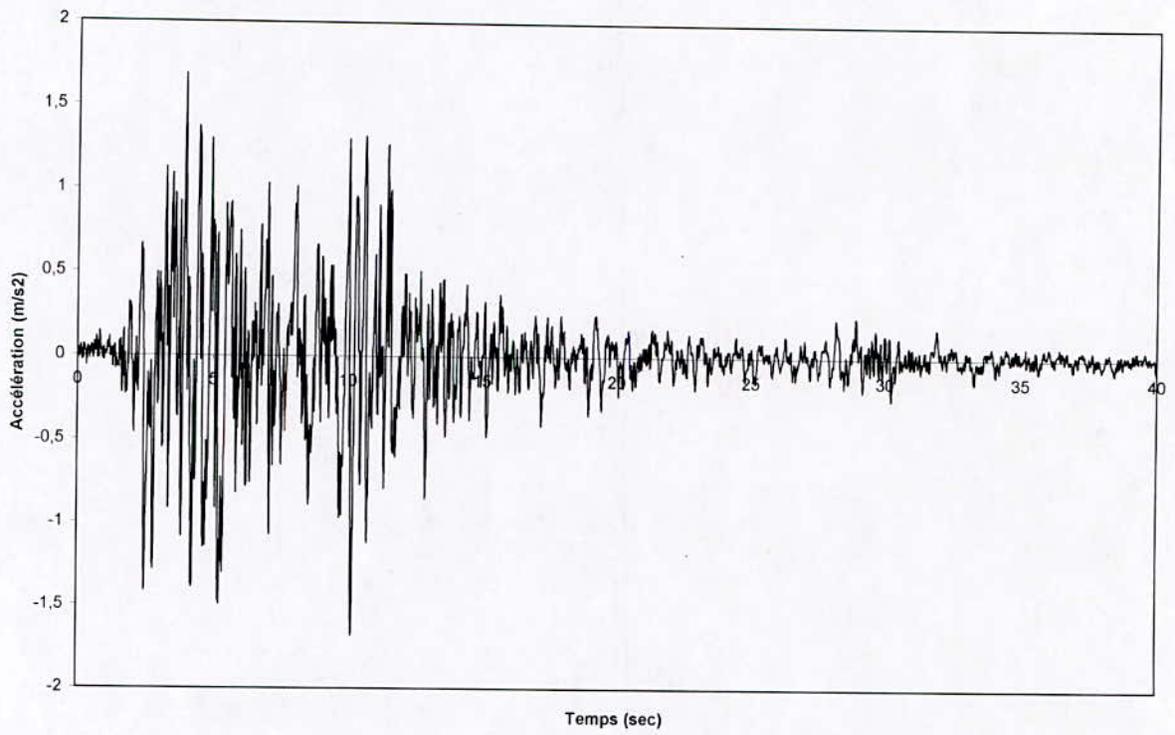


Fig 2.6-Accélérogramme d'Ulcinj

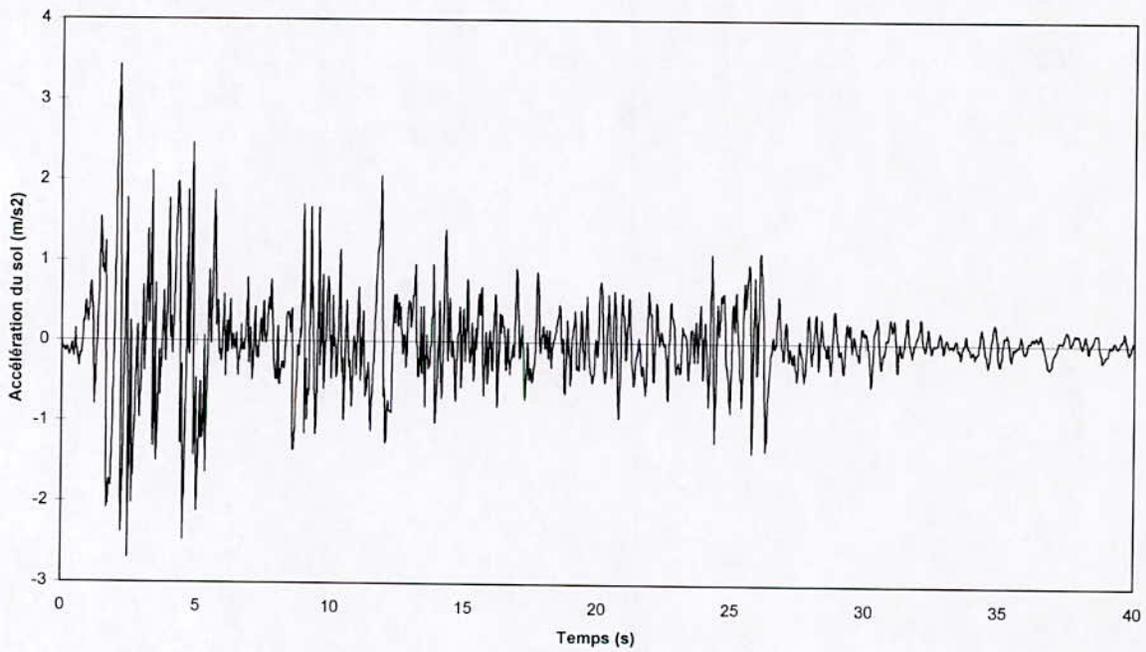


Fig 2.7-Accélérogramme d'El Centro

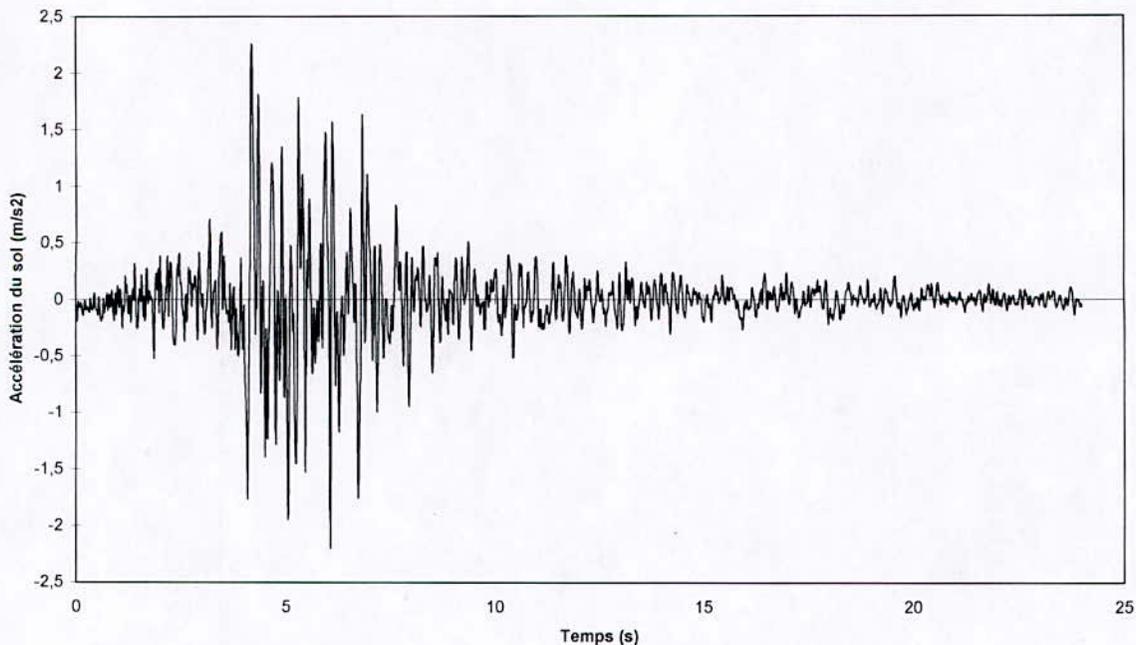


Fig 2.8-Accélérogramme de Cherchell

S'agissant d'ouvrages stratégiques, des analyses statiques et dynamiques ont été menées systématiquement. La capacité de résistance et de déformation de la structure est comparée à la demande, déterminée selon le règlement en vigueur avec un coefficient de sécurité de 1,15 pour la résistance, et les déplacements règlementaires (RPA 88). Ainsi trois (3) cas de figures peuvent se présenter :

- soit que le bâtiment est à démolir
- soit que le bâtiment est à déclasser (changement du groupe d'usage)
- soit une solution de renforcement de la structure est envisagée, moyennant une étude technico-économique

Les résultats auxquels a abouti l'étude pour l'ensemble des ouvrages concernés par le projet sont consignés dans le tableau 2.7 :

Tableau 2.7 – dommages dans les bâtiments stratégiques d'Alger

Résultats	Bâtiments					
	Hôpital Mustapha	C.T Aissat Idir	Caserne de la protection civile	Siège de wilaya	Centre des PTT Ben Aknoun	CCP, 1 ^{er} Novembre
Exploitation	13%					
Changement de groupe d'usage/démolition	52,7%		X			X
Renforcement	34,3%	X		X	X	

2-5-5-FONCTIONS DE VULNERABILITE DEVELOPPEES EN ALGERIE

Les fonctions de vulnérabilité développées pour les régions d'El Asnam et de Tipaza sont de type empirique. Elles ont été établies, sur la base de données des enquêtes post-sismiques, suite aux événements du 10 octobre 1980 qui avait secoué la Wilaya de Tipaza.

Les dommages évalués sont contenus dans une fiche, dans laquelle la construction est décrite à travers tous ses éléments structurels et non structurels (types de structure, type de matériau, type de plancher, nombre de niveaux et configuration en plan). Un niveau de dommages (degrés de 1 à 5) est attribué à chacun de ces éléments. Le niveau général de dommage de la construction est conclu sur la base de la synthèse des niveaux de dommage des différents types d'éléments. Et enfin un niveau de dommage global (variant de 1 à 5) est attribué à toute la construction.

L'exploitation d'environ mille trois cents cinquante (1350) fiches parmi les six mille (6 000) établies pour toute la région d'El Asnam, a permis de tracer les premières courbes de vulnérabilité pour quatre (4) types de systèmes constructifs, à savoir les structures en portiques (BA), les structures en voiles, les structures en charpente métallique et les structures en maçonnerie, identifiées dans la région (figure 2.9).

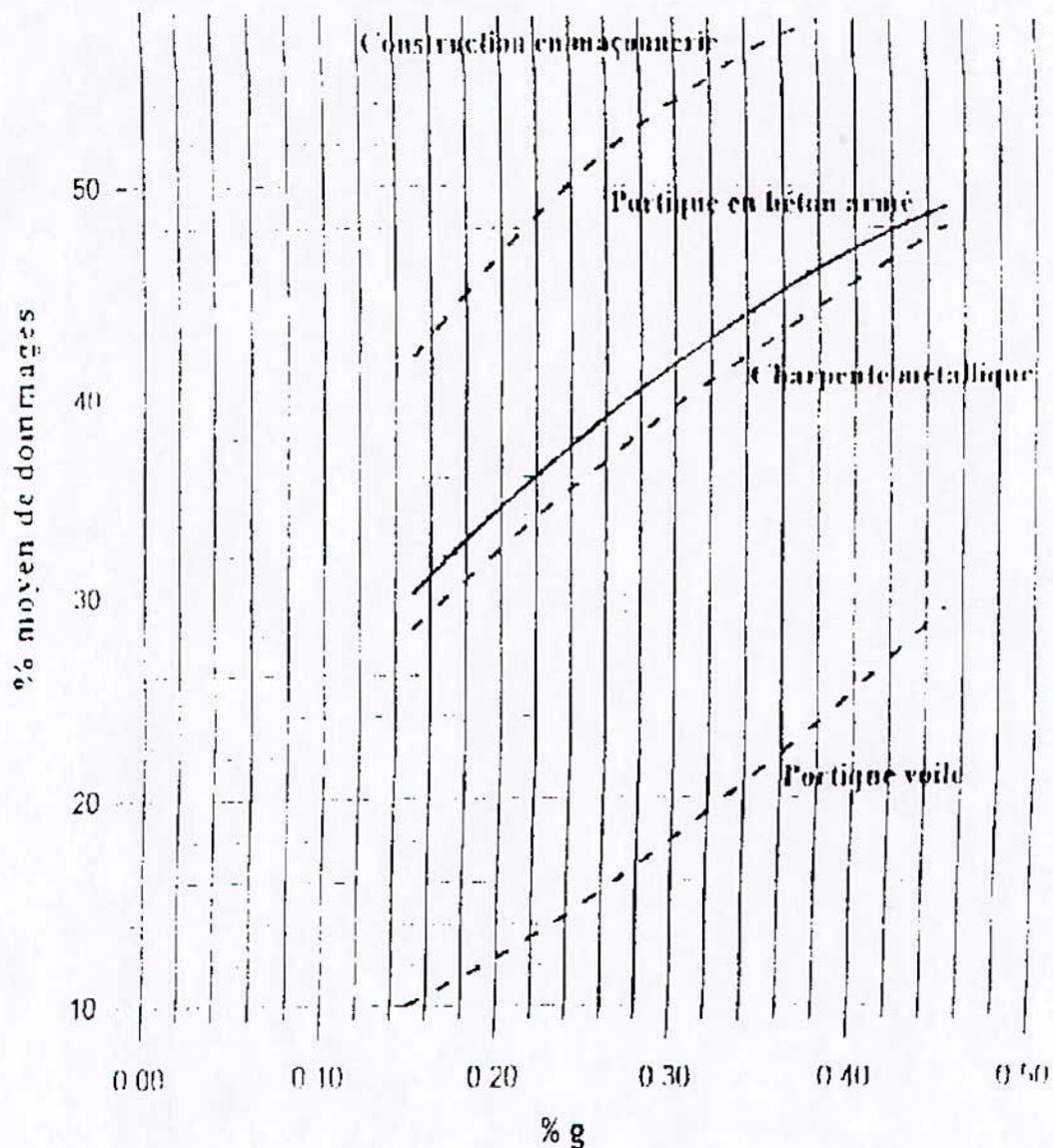


Fig 2.9 – Courbes de vulnérabilité établies pour la région de Chlef (1985) [11].

L'évaluation des dommages suite au séisme survenu dans la région de Tipaza a permis d'établir les courbes de vulnérabilité pour de constructions les plus répandus à savoir la maçonnerie et les portiques en béton armé (figure 2.10).

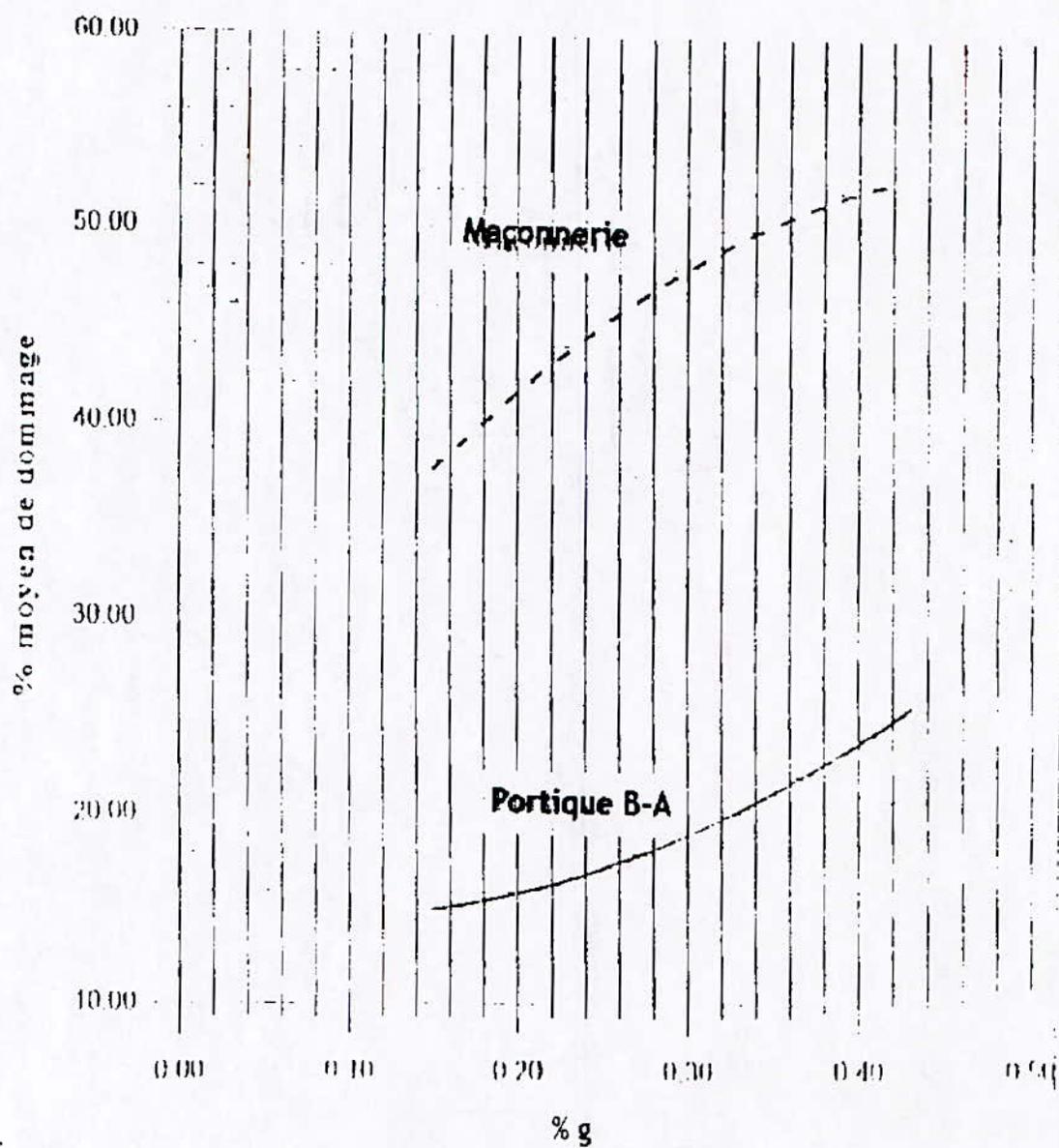


Fig 2.10 – Courbes de vulnérabilité établies pour la région de Tipaza (1992) [12].

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 ne 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

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

3-1- INTRODUCTION

En Algérie, ce n'est depuis le séisme de El Asnam du 10 octobre 1980 que la politique de réduction du risque a vu le jour.

Dans ce cadre, les pouvoirs publics ont décidé de procéder à l'étude de vulnérabilité de bâtiments stratégiques de la capitale, le ministère des postes et télécommunication a désigné certains bâtiments stratégiques.

Parmi ces ouvrages figure la centrale téléphonique d'Alger.

Le manque de données tels que les plans de ferrailage, notes de calcul a rendu cette tâche assez délicate.

3-2- DESCRIPTION ET EXPERTISE DE L'OUVRAGE

3-2-1- DESCRIPTION

Cet ouvrage est à usage technique, sa fonction principale est la transition des télex au niveau national et international, ainsi que la maintenance numérique au niveau régional.

Il est composé de sept (07) niveaux, c'est-à-dire d'un rez de chaussée et de six étages. La surface en plan de chaque niveau est de 720 m^2 , d'où une surface globale de planchers du bâtiment de 5040 m^2 .

La hauteur de chaque niveau est de 5,40 m, celle du rez de chaussée est de 4,91 m, d'où une hauteur totale du bâtiment de 37,31 m.

Cet ouvrage a une ossature en portiques autostables en béton armé, avec des portiques dans le sens transversal à deux (02) travées de 12,00 m, et dans le sens longitudinal, des portiques à six (06) travées de 5,00 m.

Les planchers sont en corps creux de (20+4) d'épaisseur. Ils sont supportés par des poutres de grandes portées, de retombées 1,20 m. Les poteaux ont des dimensions variables de haut en bas.

Le revêtement des planchers est en carrelage, peu de cloisons de distribution à l'intérieur, mais présence d'un mur périphérique en névada sur un côté, de la maçonnerie en briques sur les autres côtés.

3-2-2- EXPERTISE

a) Superstructure

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

b) Sol et fondation

L'assiette du bâtiment présente une topographie plane, c'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'ilot 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 sur l'ensemble de ce site. Compte tenu de la proximité des deux sites, nous pouvons retenir ces conditions de sol pour le site du complexe Aissat Idir, comportant des bâtiments R+6 avec sous sol fondé sur semelles filantes à 5 m de profondeur dans la couche de grés ou d'argile sableuse.

Et d'après le rapport de sol du complexe LNTPB du 30.04.1969 n° S11B20 (390), le sol est constitué de trois horizons distincts :

- marne jaune
- tuf
- marne grise, de plus en plus compacte en profondeur

Etant donné la présence de sous sol, il a été suggéré d'asseoir le bâtiment sur semelles filantes, avec un taux de travail effectif de 2 kg/cm^2 .

3-2-3-TESTS EFFECTUEES SUR LE BATIMENT

Dans le but d'évaluer les caractéristiques mécaniques actuelles des matériaux constitutifs, des essais à l'ultra-son sur quelques éléments ont été réalisés pour déterminer la résistance à la compression du béton.

La résistance obtenue varie entre 200 et 250 bars.

Compte tenu de ces résultats, les caractéristiques mécaniques retenues sont fixées comme suit :

a) Béton

Pour tenir compte des erreurs de manipulation, de lecture et des statistiques des éléments testés, la résistance du béton est prise égale à 20 MPa.

La résistance à la traction est prise égale à 1,8MPa ($f_{tj}=0,06f_{cj} + 0,6$).

La contrainte de calcul du béton à l'état limite ultime est égale à :

$$F_{bu} = 0,85 * f_{c28} / 1,15$$

La contrainte de calcul du béton à l'état limite de service est égale à :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{cj}$$

La déformation du béton à la compression $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$

La déformation ultime du béton à la compression $\epsilon_{ul} = 3,5 \text{ ‰}$

Le module de déformation longitudinal du béton $E_{tj} = 21000 \text{ MPa}$

Le module de déformation transversal du béton $G = 8000 \text{ MPa}$

b) Armatures

Selon les plans d'archives, les aciers utilisés sont des Tors pour les armatures longitudinales avec une résistance nominale de 400MPa et les armatures transversales sont des aciers doux avec une résistance de 235 MPa.

La déformation de l'acier correspondant à sa limite élastique est de 2 ‰.

La déformation ultime de l'acier est de 1 ‰.

CHAPITRE IV

ETUDE DE LA VULNERABILITE DE LA CENTRALE TELEPHONIQUE

4-1- ANALYSE STATIQUE DE LA STRUCTURE

4-1-1- DESCENTE DE CHARGE

Les efforts normaux relatifs aux poteaux (voir figure 4.1) déterminés sous la charge permanente « G » et la surcharge « Q », [13], sont donnés dans le tableau 4.1:

Tableau 4.1- Distribution des efforts normaux dans les poteaux sous « G » et « Q » en KN

Poteaux	R.D.C	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}
A1,G1 A3,G3	1401	1165	943	720	511	315	142
A2,G2	2438	2083	1701	1318	931	271	256
B1,B3, C1,C3, D1,D3, E1E3,F1, F3	2431	2037	1678	1318	931	271	256
B2,C2, D2,E2,F2	4607	3854	3173	2492	1764	1089	505

Ferraillage des poteaux (voir figure 4.2)

Ferraillage longitudinal : 16 ϕ 16 (enrobage 2,5 cm)

Ferraillage transversal : cadres en ϕ 8

4-1-2- DETERMINATION DU COEFFICIENT DE SECURITE SOUS CHARGES VERTICALES

La méthodologie adoptée pour cette étude définit un coefficient de sécurité comme étant le rapport de la compression moyenne développée dans la section de béton à la contrainte limite moyenne que peut reprendre une section de béton armé sans compromettre sa ductilité.

Afin de vérifier la stabilité des éléments constituant la structure, cette méthodologie limite le dit coefficient à 0,38 par valeur supérieur.

Ce dépassement provoquera une rupture fragile des éléments, par conséquent, une solution de renforcement s'avère nécessaire afin de remédier à ce problème.

L'effort normal étant plus important à la base de chaque élément, on évaluera le coefficient de sécurité $C = F_b / F_{bu}$ au niveau du rez de chaussée pour chaque poteau ou voile dans le tableau 4.2 :

$$F_{bu} = 0,85 * f_{c28} / 1,15 = 1,47 \text{ kN/cm}^2$$

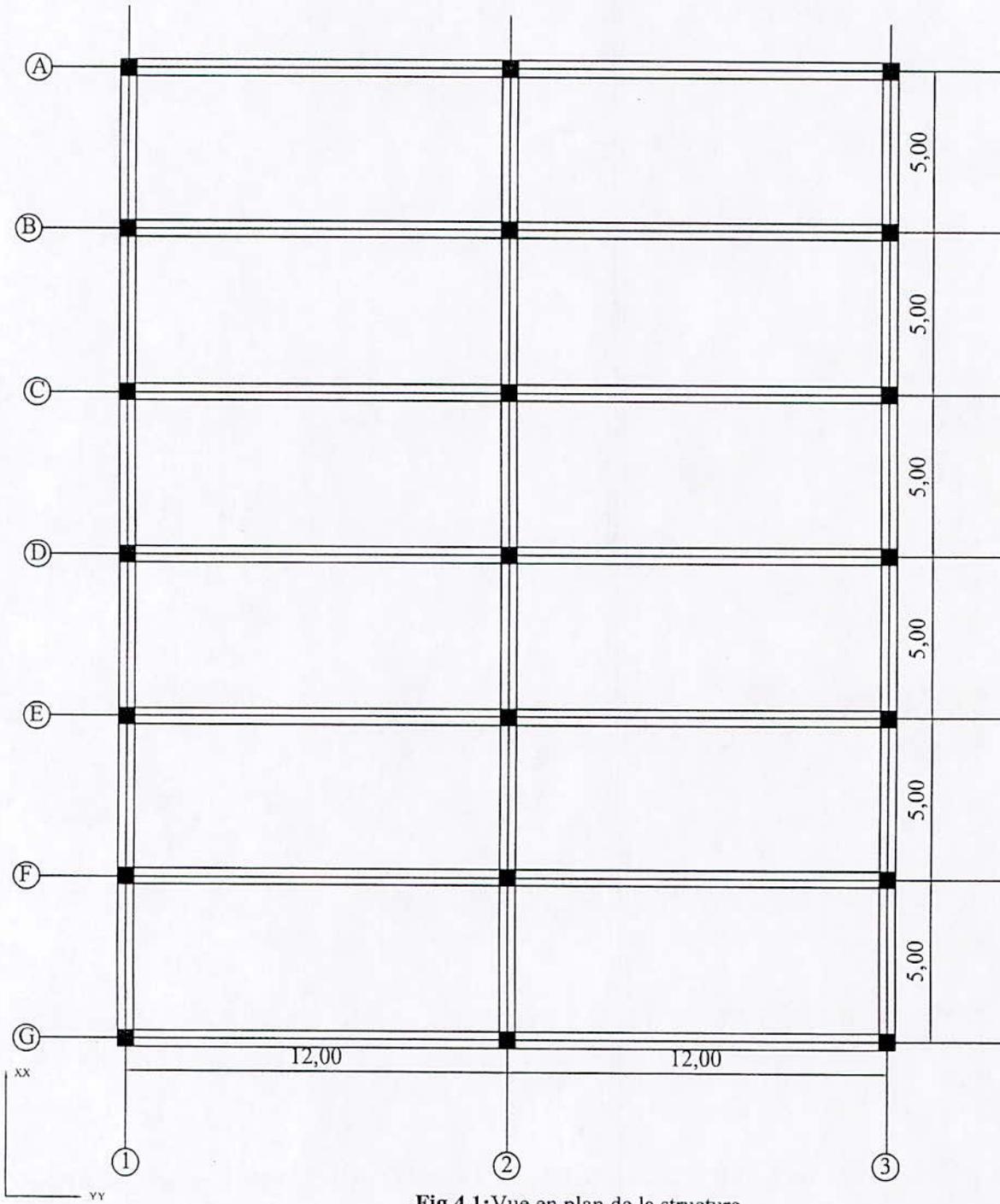


Fig 4.1: Vue en plan de la structure

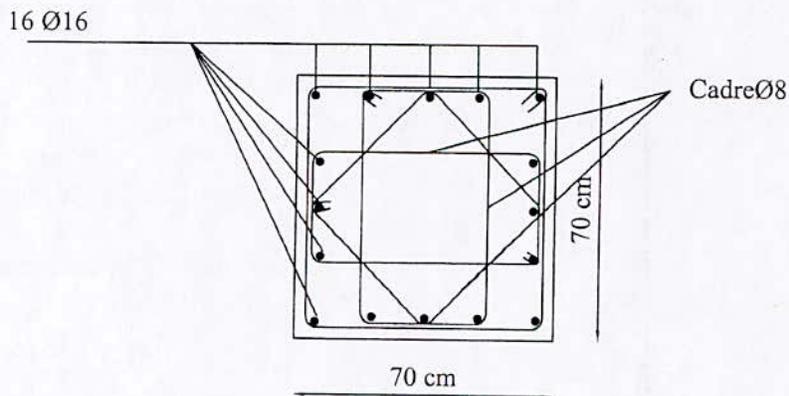


Fig 4.2: Ferrailage des poteaux

Tableau 4.2-Evaluation des coefficients de sécurité « C »

Poteaux	Contrainte de compression F_b (KN/cm ²)	Coefficient $C = F_b / F_{bu}$
A1,G1A3,G3	0,219	0,149
A2,G2	0,301	0,205
B1,B3,C1,C3,D1,D3, E1,E3,F1,F3	0,380	0,258
B2,C2,D2,E2,F2	0,461	0,314

Les valeurs du coefficient « C » obtenues ci-dessus vérifient la condition de la méthodologie ($C \leq 0,38$).

4-1-3- ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE SELON LE RPA 99 version 2003

4-1-3-1- MODELISATION DE LA STRUCTURE

Le bâtiment est modélisé par une console verticale (modèle de type brochette, voir figure 4.1), cette modélisation est permise à cause de l'élanement de ce bâtiment (≥ 4 étages) et la rigidité des planchers qui sont supposées indéformables suivant leurs plans (en corps creux 20+4), et ses masses sont supposées concentrées dans leurs centres de gravité.

D'après le RPA 99 version 2003,[14], la masse sismique prise en compte dans l'évaluation des efforts tranchants doit comprendre le poids propre du bâtiment et 60% de la surcharge d'exploitation.

Les masses à prendre en compte sont résumées dans le tableau 4.3 :

Tableau 4.3-Masse sismique de chaque niveau

Niveau	1	2	3	4	5	6	7
W (t)	1700	1594	1560	1641	1576	1451	1308

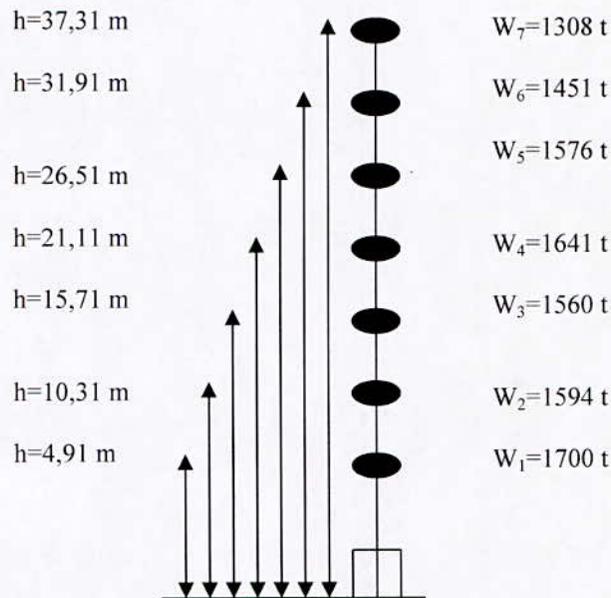


Fig 4.3-Modèle mathématique adopté

4-1-3-2- DETERMINATION DE LA FORCE SISMIQUE

i- SENS LONGITUDINAL L_x

i-1- Calcul de la période propre

$$T_x = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L_x}}$$

$$\left. \begin{array}{l} H=37,31 \text{ m} \\ L_x=30 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow T_x=0,61 \text{ s}$$

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

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

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 »

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

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

$T_2=0,40 \text{ s} \leq T_x=0,61 \text{ s} \leq 3,00 \text{ s}$

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

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

$\Rightarrow D_x = 1,658$

c) Facteur de qualité « Q_x »

Tableau 4.4- Valeurs des pénalités (sens xx)

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

$Q_x = 1 + \sum_1^6 P_q$
 $= 1 + (0+0+0+0+0,05+0,1)$
 $Q_x = 1,20$

d) Coefficient de comportement global « R_x »

Catégorie A 1b $\Rightarrow R_x = 3,5$

i-4- Charge verticale « W »

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

$$V_X = 2360 \text{ t}$$

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

$$T_x = 0,61 \text{ s} \leq 0,7 \text{ s} \Rightarrow F_{tX} = 0$$

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

$$F_{Xi} = \frac{(V_X - F_{tX}) W_i Z_i}{\sum_1^n W_j Z_j} = \frac{V_X W_i Z_i}{\sum_1^n W_j Z_j}$$

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} »

$$\begin{aligned} M_{Xi} &= F_{tX} (H - Z_i) + \sum_i^n (F_{Xj} (Z_j - Z_i)) \\ &= \sum_i^n (F_{Xj} (Z_j - Z_i)) \end{aligned}$$

Tableau 4.5- Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage
(sens longitudinal xx)

Niveau	Z _i (m)	W _i (t)	F _{Xi} (t)	T _{Xi} (t)	M _{Xi} (t.m)
7	37,31	1308	521,5	521,5	0
6	31,91	1451	494,8	1016,3	2816,1
5	26,51	1576	446,6	1462,9	8304,12
4	21,11	1641	370,3	1833,2	16203,78
3	15,71	1560	261,9	2095,1	26103,06
2	10,31	1594	175,7	2270,8	37416,6
1	4,91	1700	89,2	2360	49678,92

ii- SENS TRANSVERSAL L_Y **ii-1- Calcul de la période propre**

$$T_Y = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L_Y}}$$

$$\left. \begin{array}{l} H=37,31\text{m} \\ L_Y=24\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow T_Y=0,68\text{s}$$

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

$$V_Y = \frac{AD_Y Q_Y W}{R_Y}$$

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

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

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

$$T_2=0,40\text{s} \leq T_Y=0,68\text{s} \leq 3,0\text{s}$$

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

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

$$\Rightarrow D_Y = 1,542$$

c) Facteur de qualité « Q_Y »

Tableau 4.6-Valeurs des pénalités (sens yy)

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

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

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

$$Q_Y = 1,20$$

d) Coefficient de comportement global « R_Y »

Catégorie A 1b $\Rightarrow R_Y = 3,5$

ii-4- Charge verticale W

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

$$V_Y = 2291 \text{ t}$$

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} »

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

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

Tableau 4.7-Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage (sens transversal yy)

Niveau	Z_i (m)	W_i (t)	F_{Yi} (t)	T_{Yi} (t)	M_{Yi} (t.m)
7	37,31	1308	506,4	506,4	0
6	31,91	1451	480,3	986,7	2734,56
5	26,51	1576	433,5	1420,2	8062,74
4	21,11	1641	359,4	1779,6	15731,82
3	15,71	1560	254,3	2033,9	25341,66
2	10,31	1594	170,5	2204,4	36324,72
1	4,91	1700	86,6	2291,0	48228,48

4-2-EVALUATION DE LA CAPACITE DE RESISTANCE ET DE DEFORMABILITE DE LA STRUCTURE**4-2-1- HYPOTHESES DE CALCUL**

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 et en déformations de chaque élément vertical et de la structure toute entière.

Le mécanisme de rupture retenu dans ce calcul est celui des poutres ie 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.

4-2-2- CAPACITE DE LA STRUCTURE

L'analyse sera faite dans les deux directions longitudinale (xx) et transversale (yy). Les tableaux ci-dessous représentent les résultats obtenus pour chaque niveau de l'ouvrage analysé.

Ils comportent :

- L'effort tranchant ultime Q_u .
- L'effort tranchant élastique Q_y

- Le déplacement élastique Δy .
- Le déplacement ultime Δu .
- La capacité en ductilité $\mu = \Delta u / \Delta y$.
- La rigidité K .

Sens longitudinal xx :

Tableau 4.8- Capacité de résistance et de déformabilité (sens xx)

Niveau	Masse(KN)	K(KN/cm)	Δy (cm)	Δu (cm)	L_p	Q_y (KN)	Q_u (KN)	Cap.Duc μ
7	13080	1086,0	2,867	3,998	0,568	3113	3811	1,39
6	14510	3922,7	2,199	3,998	0,164	8625	9782	1,82
5	15760	4102,9	2,376	3,756	0,158	9750	10645	1,58
4	16410	4597,6	2,496	2,968	0,291	11474	12107	1,19
3	15600	7753,1	1,917	2,688	0,195	14659	16027	1,40
2	15940	7815,4	1,952	2,410	0,334	15257	16452	1,23
1	17000	10138,9	1,643	1,844	0,519	16660	17718	1,12

Sens transversal yy :

Tableau 4.9- Capacité de résistance et de déformabilité (sens yy)

Niveau	Masse(KN)	K(KN/cm)	Δy (cm)	Δu (cm)	L_p	Q_y (KN)	Q_u (KN)	Cap.Duc μ
7	13080	1094,1	3,385	6,970	0,167	3704	4357	2,06
6	14510	3956,1	3,238	4,730	0,155	8855	10383	2,11
5	15760	4151,9	2,430	3,240	0,193	10088	10739	1,33
4	16410	4634,6	2,583	2,755	0,442	11971	12323	1,07
3	15600	7886,2	1,953	2,425	0,320	15400	16593	1,24
2	15940	7929,0	1,991	2,215	0,541	15785	16748	1,11
1	17000	10127,8	1,738	1,840	0,679	17597	18302	1,06

4-2-3- INTERPRETATION DES RESULTATS

Nous constatons que les capacités en déplacement de la structure dans les deux directions sont sensiblement égales.

Ceci peut s'expliquer par la section carrée des poteaux constituant la structure et qui engendre aussi la même rigidité dans les deux directions.

4-3-COMPARAISON ENTRE LA CAPACITE ET LA DEMANDE EN EFFORT TRANCHANT SELON LE RPA 99 VERSION 2003

Les tableaux ci-dessous représentent la comparaison de la capacité de la structure à la demande selon le RPA 99 version 2003, et le rapport « Q_u/Q_{RPA} ».

La méthodologie adoptée fixe une valeur admissible pour ce rapport qui est :

$$S = Q_u / Q_{RPA} \geq 1,15$$

Sens longitudinal xx :

Tableau 4.10- Coefficient de sécurité « S » (sens xx)

Niveau	Capacité Q_u (KN)	Demande Q_{RPA} (KN)	$S = Q_u / Q_{RPA}$
7	3811	5215	0,73
6	9782	10163	0,96
5	10645	14629	0,73
4	12107	18332	0,66
3	16027	20951	0,76
2	16452	22708	0,72
1	17718	23600	0,75

Sens transversal yy :

Tableau 4.11- Coefficient de sécurité « S » (sens yy)

Niveau	Capacité Q_u (KN)	Demande Q_{RPA} (KN)	$S = Q_u / Q_{RPA}$
7	4357	5064	0,86
6	10383	9867	1,05
5	10739	14202	0,76
4	12323	17796	0,69
3	16593	20339	0,82
2	16748	22044	0,76
1	18302	22910	0,80

COMMENTAIRE

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

Nous constatons (tableaux 4.10 et 4.11) que la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis de l'effort tranchant induit par le séisme n'est pas assurée ($S < 1,15$).

4-4-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, $A_{\max}=0,25g$).

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 »).

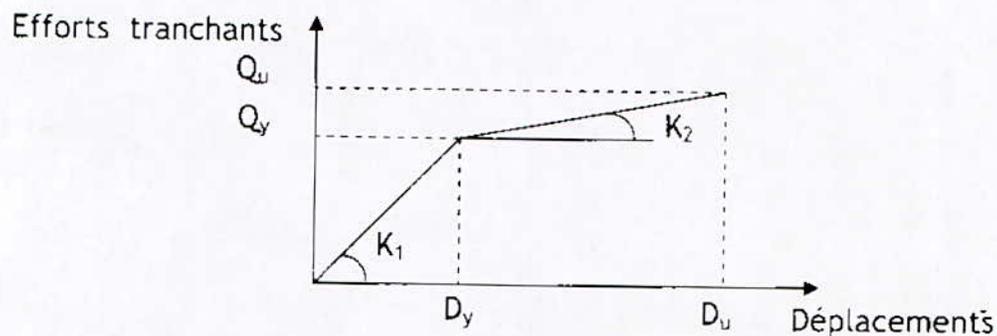


Fig 4.4- Loi bilinéaire adoptée

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).

Ainsi, la méthodologie préconise :

4-4-1- 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 :

$\Delta = h / 300$ à 400 pour les portiques en béton armé

$\Delta = h / 350$ 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 :

$$\mu_{req} \leq \mu = \Delta_{req} / \Delta_y$$

$\mu_{req} \leq 1$ à 1,25 pour les portiques en béton armé

$\mu_{req} \leq 1$ à 1,5 pour les systèmes mixtes (portiques et voiles)

avec :

Δ_{req} demande en déplacement à l'étage considéré

Δ_y capacité en déplacement élastique de l'étage

4-4-2- 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 :

$\Delta = h / 125$ à 150 pour les portiques en béton armé

$\Delta = h / 150$ à 175 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 :

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

Avec en plus les limitations suivantes :

$\mu_{req} \leq 2,5$ à 3 pour les portiques en béton armé

$\mu_{req} \leq 3$ pour les systèmes mixtes (portiques et voiles)

avec :

Δ_{req} demande en déplacement sous séisme majeur

Δ_u capacité ultime en déplacement à l'étage considéré

Δ_y capacité en déplacement de l'étage au seuil élastique

La structure du bâtiment à étudier étant formée de poteaux-poutres, nous allons retenir les critères fixés par la méthodologie concernant le béton armé pour analyser notre bâtiment.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal xx :

Tableau 4.12-Réponse dynamique de la structure (sens xx)

Niveau	Séismes	Demande en déplacement (cm)		Demande en Ductilité		Déplacement absolu (cm)	
		Δ_{req}		$\mu_{req}=\Delta_{req}/\Delta y$			
		0, 15g	0,25g	0,15g	0,25g	0,15g	0,25g
7	Ulcinj	2,490	3,987	0,869	1,391	7,932	12,851
	El centro	2,245	3,803	0,783	1,326	5,343	8,712
	Cherchell	1,538	2,563	0,536	0,894	5,067	8,445
6	Ulcinj	1,100	1,751	0,500	0,796	6,540	10,570
	El centro	0,856	1,429	0,389	0,650	4,222	7,046
	Cherchell	0,596	0,994	0,271	0,452	3,936	6560
5	Ulcinj	1,538	2,481	0,647	1,044	5,636	9,083
	El centro	1,041	1,737	0,438	0,731	3,629	6,054
	Cherchell	0,812	1,353	0,342	0,569	3,423	5,705
4	Ulcinj	1,658	2,752	0,664	1,103	4,288	6,870
	El centro	1,026	1,715	0,411	0,687	2,806	4,677
3	Ulcinj	1,090	1,813	0,569	0,946	2,816	4,634
	El centro	0,668	1,119	0,349	0,584	1,868	3112
	Cherchell	0,639	1,066	0,334	0,556	1,818	3,030
2	Ulcinj	1,177	1,962	0,603	1,005	1,852	3,048
	El centro	0,711	1,190	0,364	0,609	1,235	2,055
	Cherchell	0,695	1,159	0,356	0,594	1,232	2,053
1	Ulcinj	0,940	1,567	0,572	0,954	0,823	1,358
	El centro	0,565	0,947	0,344	0,576	0,551	0,920
	Cherchell	0,599	0,998	0,364	0,607	0,574	0,957

Sens transversal yy :

Tableau 4.13- Réponse dynamique de la structure (sens yy)

		Demande en déplacement Δ_{req} (cm)		Demande en Ductilité $\mu_{req} = \Delta_{req} / \Delta y$		Déplacement absolu (cm)	
Niveau	Séismes	0,15g	0,25g	0,15g	0,25g	0,15g	0,25g
7	Ulcinj	2,538	4,675	0,750	1,381	7,881	13,024
	El centro	2,246	3,759	0,663	1,111	5,278	8,912
	Cherchell	1,538	2,564	0,454	0,757	5,069	8,448
6	Ulcinj	1,089	1,777	0,487	0,794	6,521	10,769
	El centro	0,846	1,408	0,378	0,629	4,166	6,943
	Cherchell	0,596	0,993	0,266	0,444	3,903	6,505
5	Ulcinj	1,523	2,510	0,627	1,033	5,630	9,291
	El centro	1,026	1,707	0,422	0,702	3,583	5,970
	Cherchell	0,808	1,346	0,332	0,554	3,396	5,659
4	Ulcinj	1,656	2,714	0,641	1,051	4,300	7,083
	El centro	1,015	1,691	0,393	0,655	2,769	4,614
	Cherchell	0,931	1,551	0,360	0,601	2,680	4,467
3	Ulcinj	1,078	1,796	0,552	0,920	2,828	4,697
	El centro	0,655	1,093	0,336	0,559	1,843	3,069
	Cherchell	0,635	1,058	0,325	0,542	1,825	3,042
2	Ulcinj	1,170	1,951	0,588	0,980	1,869	3,105
	El centro	0,700	1,167	0,352	0,586	1,223	2,037
	Cherchell	0,695	1,159	0,349	0,582	1,238	2,063
1	Ulcinj	0,952	1,587	0,548	0,913	0,838	1,393
	El centro	0,565	0,943	0,325	0,543	0,551	0,917
	Cherchell	0,603	1,005	0,347	0,578	0,582	0,971

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.

4-5- COMPARAISON ENTRE LA REPOSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE (DEMANDE) ET LA CAPACITE EN DEFORMABILITE

Les résultats de cette comparaison sont résumés dans les tableaux 4.14 et 4.15.

Sens longitudinal xx :

Tableau 4.14-Comparaison en terme de déplacement (sens xx)

		Demande en déplacement (cm)		Capacité en déplacement (cm)		Méthodologie	
Niveau	Séismes	0,15g	0,25g	0,15g	0,25g	0,15g	0,25g
7	Ulcinj	2,490	3,987				
	El centro	2,245	3,803	2,867	3,998	1,54	3,93
	Cherchell	1,538	2,563				
6	Ulcinj	1,100	1,751				
	El centro	0,856	1,429	2,199	3,998	1,54	3,93
	Cherchell	0,596	0,994				
5	Ulcinj	1,538	2,481				
	El centro	1,041	1,737	2,376	3,756	1,54	3,93
	Cherchell	0,812	1,353				
4	Ulcinj	1,658	2,752				
	El centro	1,026	1,715	2,496	2,968	1,54	3,93
	Cherchell	0,938	1,563				
3	Ulcinj	1,090	1,813				
	El centro	0,668	1,119	1,917	2,688	1,54	3,93
	Cherchell	0,639	1,066				
2	Ulcinj	1,177	1,962				
	El centro	0,711	1,190	1,952	2,410	1,54	3,93
	Cherchell	0,695	1,159				
1	Ulcinj	0,940	1,567				
	El centro	0,565	0,947	1,643	1,844	1,40	3,57
	Cherchell	0,599	0,998				

Sens transversal yy :

Tableau 4.15-Comparaison en terme de déplacement (sens yy)

Niveau	Séismes	Demande en déplacement (cm)		Capacité en déplacement (cm)		Méthodologie	
		0,15g	0,25g	0,15g	0,25g	0,15g	0,25g
7	Ulcinj	2,538	4,675	3,385	6,970	1,54	3,93
	El centro	2,246	3,759				
	Cherchell	1,538	2,564				
6	Ulcinj	1,089	1,777	2,238	4,440	1,54	3,93
	El centro	0,846	1,408				
	Cherchell	0,596	0,993				
5	Ulcinj	1,523	2,510	2,430	3,240	1,54	3,93
	El centro	1,026	1,707				
	Cherchell	0,808	1,346				
4	Ulcinj	1,656	2,714	2,583	2,755	1,54	3,93
	El centro	1,015	1,691				
	Cherchell	0,931	1,551				
3	Ulcinj	1,078	1,796	1,953	2,425	1,54	3,93
	El centro	0,655	1,093				
	Cherchell	0,635	1,058				
2	Ulcinj	1,170	1,951	1,991	2,215	1,54	3,93
	El centro	0,700	1,167				
	Cherchell	0,695	1,159				
1	Ulcinj	0,952	1,587	1,738	1,840	1,40	3,57
	El centro	0,565	0,943				
	Cherchell	0,603	1,005				

4-6- 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 résumés dans les tableaux 4.16 et 4.17

Sens longitudinal xx :

Tableau 4.16- Comparaison en terme de ductilité (sens xx)

		Demande en ductilité μ_{req}		Capacité en ductilité μ		Méthodologie	
Niveau	Séismes	0,15g	0,25g	0,15g	0,25g	0,15g	0,25g
7	Ulcinj	0,869	1,391	1,39	1,39	1,125	2,75
	El centro	0,783	1,326				
	Cherchell	0,536	0,894				
6	Ulcinj	0,500	0,796	1,82	1,82	1,125	2,75
	El centro	0,389	0,650				
	Cherchell	0,271	0,452				
5	Ulcinj	0,647	1,044	1,58	1,58	1,125	2,75
	El centro	0,438	0,731				
	Cherchell	0,342	0,569				
4	Ulcinj	0,664	1,103	1,19	1,19	1,125	2,75
	El centro	0,411	0,687				
	Cherchell	0,376	0,626				
3	Ulcinj	0,569	0,946	1,40	1,40	1,125	2,75
	El centro	0,349	0,584				
	Cherchell	0,334	0,556				
2	Ulcinj	0,603	1,005	1,23	1,23	1,125	2,75
	El centro	0,364	0,609				
	Cherchell	0,356	0,594				
1	Ulcinj	0,572	0,954	1,12	1,12	1,125	2,75
	El centro	0,344	0,576				
	Cherchell	0,364	0,607				

Sens transversal yy :

Tableau 4.17-Comparaison en terme de ductilité (sens yy)

Niveau	Séismes	Demande en ductilité μ_{req}		Capacité en ductilité μ		Methodologie	
		0,15g	0,25g	0,15g	0,25g	0,15g	0,25g
7	Ulcinj	0,750	1,381	2,06	2,06	1,125	2,75
	El centro	0,663	1,111				
	Cherchell	0,454	0,757				
6	Ulcinj	0,487	0,794	2,11	2,11	1,125	2,75
	El centro	0,378	0,629				
	Cherchell	0,266	0,444				
5	Ulcinj	0,627	1,033	1,33	1,33	1,125	2,75
	El centro	0,422	0,702				
	Cherchell	0,332	0,554				
4	Ulcinj	0,641	1,051	1,07	1,07	1,125	2,75
	El centro	0,393	0,655				
	Cherchell	0,360	0,601				
3	Ulcinj	0,552	0,920	1,24	1,24	1,125	2,75
	El centro	0,336	0,559				
	Cherchell	0,325	0,542				
2	Ulcinj	0,588	0,980	1,11	1,11	1,125	2,75
	El centro	0,352	0,586				
	Cherchell	0,349	0,582				
1	Ulcinj	0,548	0,913	1,06	1,06	1,125	2,75
	El centro	0,325	0,543				
	Cherchell	0,347	0,578				

COMMENTAIRE

En terme de déplacement, la demande en déplacement obtenue pour l'accélérogramme d'Ulcinj à 0,15g est plus grande que le déplacement admissible, fixé par la méthodologie, du bâtiment pour les niveaux 4 et 7 dans les deux directions. De même que pour l'accélérogramme d'El centro au dernier niveau et dans les deux directions.

Pour 0,25g, la demande en déplacement du dernier niveau dépasse le déplacement admissible pour l'accélérogramme d'Ulcinj, et ceci dans les deux directions.

En terme de ductilité, les conditions fixées par la méthodologie sont vérifiées pour les trois accélérogrammes, et dans tous les niveaux du bâtiment et ceci dans les deux sens.

4-7-CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Les résultats obtenus de l'étude de vulnérabilité du bâtiment « Centrale téléphonique d'Alger » peuvent être résumés comme suit :

- La demande en effort tranchant calculé suivant le RPA 99 version 2003, est supérieure à la capacité de la structure pour tous les niveaux et dans les deux directions. Ceci est dû à la très faible capacité de la structure 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 dans les niveaux 4 et 7 et ceci dans les deux directions.
- Pour les séismes majeurs (uniquement d'Ulcinj), la demande en déplacement du dernier niveau dépasse la limite fixée par la méthodologie.
- En terme de ductilité ce bâtiment est bien comporté.

Pour ces différentes raisons on peut dire que le bâtiment risque de subir des dégâts trop importants même en cas de séisme modéré. Ceci ne permet pas son exploitation immédiate. L'état de service du bâtiment étant compromis par les dégâts occasionnés aux éléments structuraux. On doit donc envisager soit de déclasser l'ouvrage (changer son groupe d'usage), soit d'envisager une solution de renforcement.

CHAPITRE V

ETUDE DE RENFORCEMENT

5-1- RENFORCEMENT DES OUVRAGES

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 première 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.

5-1-1- DEFINITION

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.

5-1-2- PRINCIPES DIRECTEURS DU RENFORCEMENT PARASISMIQUE

Le renforcement parasismique est gouverné par les principes découlant de l'équilibre entre les énergies développées pendant le mouvement sismique, et les énergies accumulées et dissipées par la structure dans le domaine élastique et post-élastique. Ceci se traduit par :

$$E_i = E_a + E_d$$

Où E_i : énergie induite par le mouvement sismique (injectée dans le bâtiment)
 E_a : énergie accumulée par le bâtiment dans le domaine élastique (énergie cinétique)
 E_d : énergie dissipée dans le bâtiment dans le domaine post-élastique

Par conséquent pour augmenter la possibilité de dissipation d'énergie, il faut adjoindre des éléments ayant un caractère de type dissipatif, de façon à consommer le plus possible d'énergie.

De ce fait, le renforcement des structures en portiques doit se faire par des voiles en béton armé.

5-1-3-TECHNOLOGIE DE RENFORCEMENT

Renforcer un bâtiment, c'est 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.

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

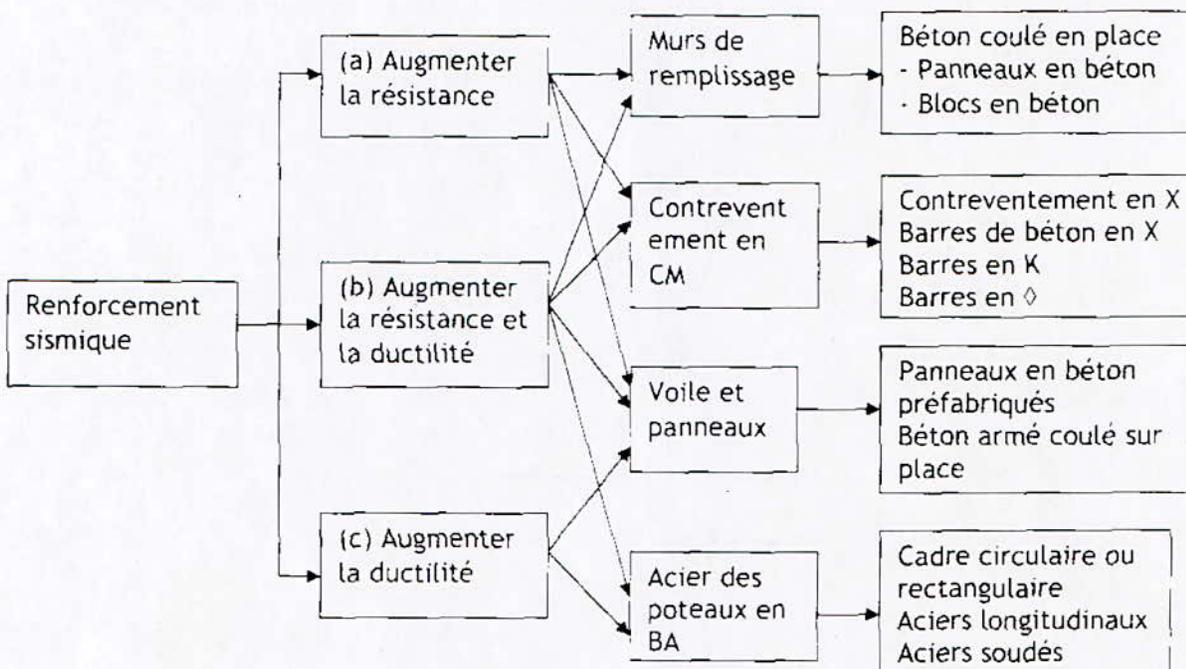


Fig 5.1-Organigramme de renforcement

5-2- PROPOSITION DE SOLUTION DE RENFORCEMENT

Plusieurs techniques de renforcement peuvent être utilisées afin d'augmenter la capacité de résistance et de déformabilité de l'ouvrage à analyser.

Pour notre ouvrage la technique de renforcement par des voiles en béton armé semble être la plus appropriée.

A cet effet, deux solutions sont proposées :

- solution 1 : renforcement de l'ouvrage par huit voiles en béton armé
- solution 2 : renforcement de l'ouvrage par huit voiles identiques en béton armé

Ces deux solutions sont étudiées et le prix de revient du renforcement de chacune d'entre elles est calculé et comparé.

5-2-1- SOLUTION 1 : RENFORCEMENT DE L'OUVRAGE PAR HUIT VOILES

Ces voiles sont en nombre de huit (08), six (6) de 20 cm d'épaisseur et de 5 m de longueur, et deux (2) de 20 cm d'épaisseur et de 12 m de longueur. Ces voiles sont introduits pour tous les niveaux. Ils sont placés de façon à rapprocher le plus possible le centre de torsion du centre de masse, (voir figure 5.2).

Ferraillage des voiles (figure 5.3)

Ferraillage longitudinal :

Voile 1 et 2 (0,2mx5m)

Sur une distance $L / 10 = 50$ cm (les deux extrémités) $4\Phi 14$ / face, espacés de $S / 2 = 15$ cm.
Sur la distance de 4 m, $12\Phi 14$ / face, espacés de $S = 30$ cm.

Voile 3 (0,2mx12m)

Sur une distance $L / 10 = 120$ cm (les deux extrémités) $9\Phi 14$ / face, espacés de $S / 2 = 15$ cm.
Sur la distance de 9,6 m, $32\Phi 14$ / face, espacés de $S = 30$ cm.

Ferraillage transversal :

Le ferraillage transversal se compose de cadres en $\Phi 10$, espacés de 20 cm.

5-2-1-1- DESCENTE DE CHARGE

Les efforts normaux relatifs aux poteaux et aux voiles déterminés sous la charge permanente « G » et la surcharge « Q » sont donnés dans le tableau 5.1 :

Tableau 5.1- Distribution des efforts normaux dans les poteaux et les voiles sous « G » et « Q » en KN

Poteau ou voile	R.D.C	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}
A1, G1 A3, G3	1120,8	932	754,4	576	408,8	252	113,6
A2,G2	1950,4	1666,4	1360,8	1054,4	744,8	216,8	204,8
B1, C1,D1,F1, B3,D3,E3,F3	1944,8	1629,6	1342,4	1054,4	744,8	216,8	204,8
E1,C3	2431	2037	1678	1318	931	271	256
B2,C2,D2,E2, F2	4607	3854	3173	2492	1764	1089	505
Voile1	1699,15	1450,4	1199,2	947,6	693,4	387,2	214,6
Voile2	1905,15	1624,8	1346,2	1067,2	777,4	378,4	237,4
Voile3	3006,2	2593,6	2148,8	1703,6	1260,4	765,2	403,6

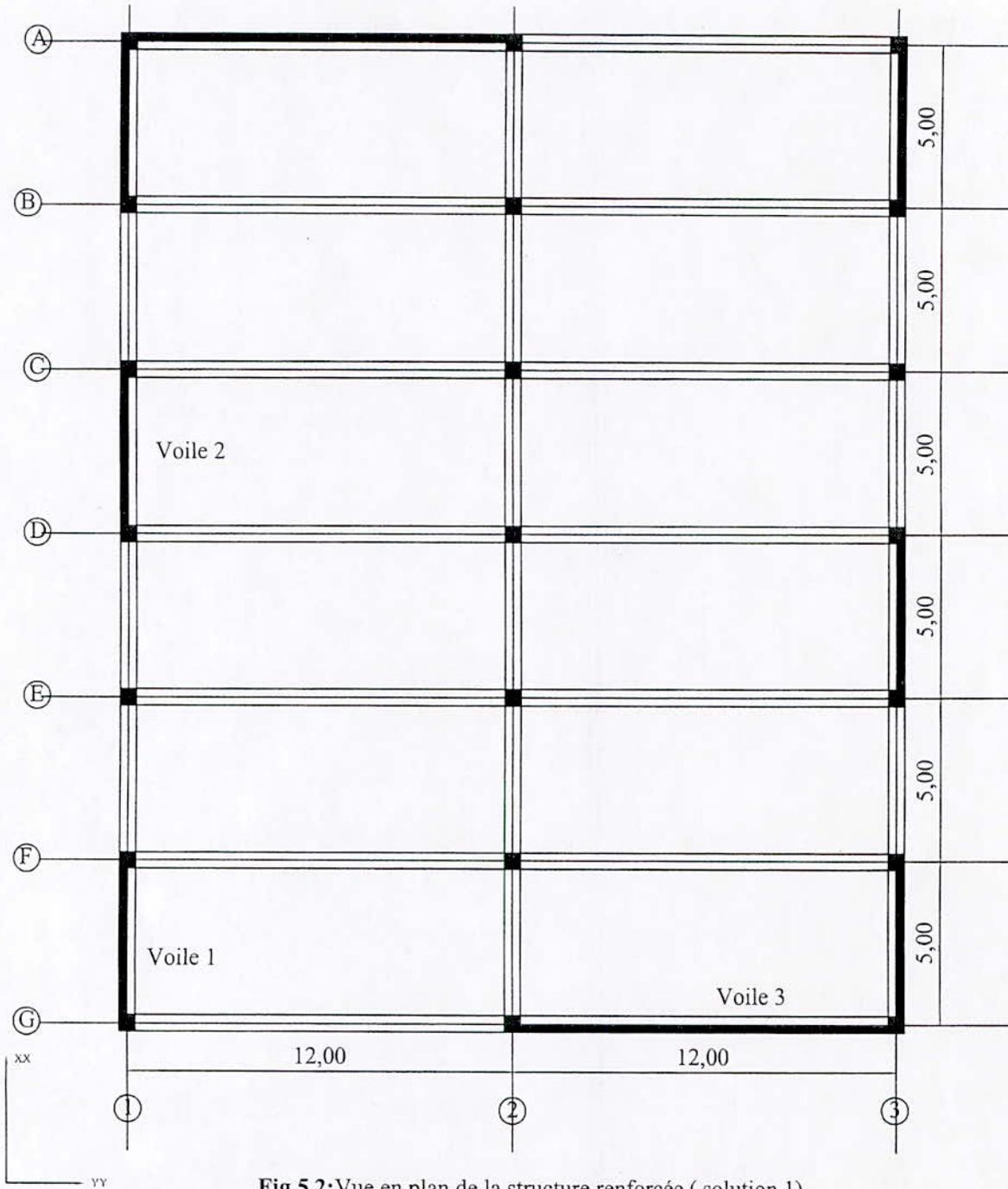


Fig 5.2: Vue en plan de la structure renforcée (solution 1)

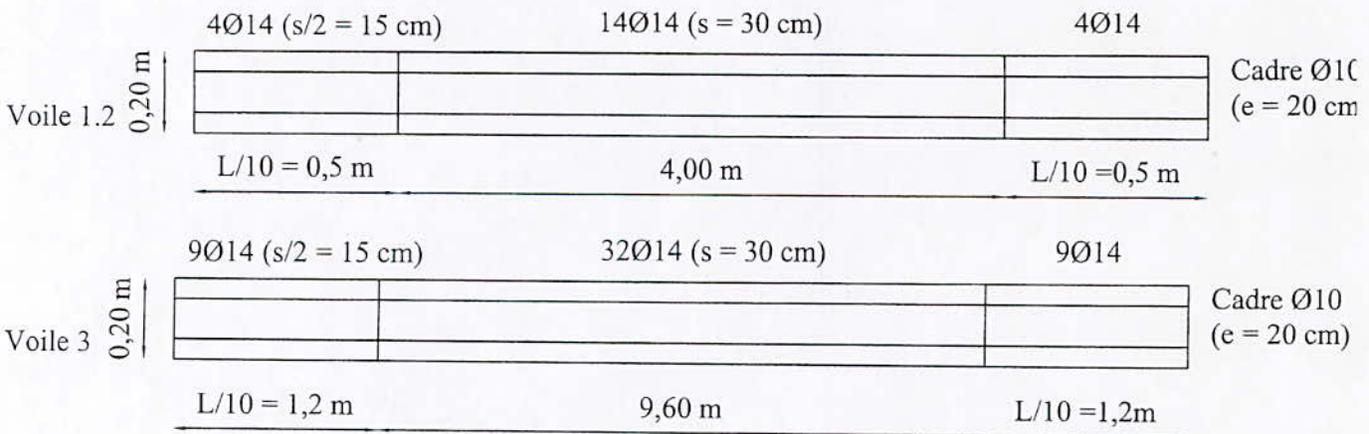


Fig 5.3 :Ferrailage des voiles (solution 1)

5-2-1-2-DETERMINATION DU COEFFICIENT DE SECURITE SOUS CHARGES VERTICALES

Tableau 5.2-Evaluation des coefficients de sécurité « C »

Poteau ou voile	Contrainte de compression F_b (KN/cm ²)	Coefficient $C=F_b / F_{bu}$
A1, G1 A3, G3	0,175	0,119
A2,G2	0,241	0,205
B1,C1,D1,F1,B3,D3,E3,F3	0,304	0,207
E1,C3	0,380	0,258
B2,C2,D2,E2,F2	0,461	0,314
Voile1	0,170	0,112
Voile2	0,190	0,129
Voile3	0,125	0,085

Les valeurs du coefficient « C » obtenues ci-dessus vérifient la condition de la méthodologie mise en œuvre ($C \leq 0,38$).

5-2-1-3- DETERMINATION DE LA FORCE SISMIQUE

I-SENS LONGITUDINAL XX

$$A=0,40, D_x=1,658, Q_x=1,15, R_x=3,5$$

$$W = \sum_1^7 W_i = 11837,17 \text{ t} \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\beta=0,6)$$

$$V_x = 2581,6 \text{ t}$$

Tableau 5.4-Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage
(sens longitudinal xx)

Niveau	Z_i (m)	W_i (t)	F_{Xi} (t)	T_{Xi} (t)	M_{Xi} (t.m)
7 ^{ème}	37,31	1454	577,9	577,9	0
6 ^{ème}	31,91	1596	542,5	1120,4	3120,66
5 ^{ème}	26,51	1722	486,3	1606,7	9170,82
4 ^{ème}	21,11	1787	402	2008,7	17847
3 ^{ème}	15,71	1706	285,5	2294,2	28693,98
2 ^{ème}	10,31	1740	191,1	2485,3	41082,6
1 ^{er}	4,91	1842	96,3	2581,6	54503,28

II-SENS TRANSVERSAL YY

$$A=0,40, D_Y=1,542, Q_Y=1,20, R_Y=3,5$$

$$W=\sum_1^7 W_i = 11837,17 \text{ t avec } W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi} (\beta=0,6)$$

$$V_Y=2505 \text{ t}$$

Tableau 5.5-Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage
(sens transversal yy)

Niveau	Z _i (m)	W _i (t)	F _{Yi} (t)	T _{Yi} (t)	M _{Yi} (t.m)
7 ^{ème}	37,31	1454	560,8	560,8	0
6 ^{ème}	31,91	1596	526,4	1087,2	3028,32
5 ^{ème}	26,51	1722	471,9	1559,1	8899,2
4 ^{ème}	21,11	1787	390	1949,1	17318,34
3 ^{ème}	15,71	1706	277	2226,1	27843,48
2 ^{ème}	10,31	1740	185,4	2411,5	39864,42
1 ^{er}	4,91	1842	93,5	2505	52886,52

5-2-1-4-EVALUATION DE LA CAPACITE DE RESISTANCE ET DE DEFORMABILITE DE LA STRUCTURE

Sens longitudinal xx :

Tableau 5.6- Capacité de résistance et de déformabilité (sens xx)

Niveau	Masse(KN)	Rigidité (KN/cm)	Δy(cm)	Lp	Δu(cm)	Qy(KN)	Qu(KN)	Cap.Duc μ
7	14540	3951,5	1,547	0,223	6,651	6113,84	7223,75	2,98
6	15960	5788,4	2,375	0,315	2,824	13747,11	14565,2	3,22
5	17220	5621,3	4,091	0,411	4,57	22994,6	24100,5	2,03
4	17870	5801,7	4,844	0,812	5,189	28101,53	29728,76	1,82
3	17060	9012,1	3,188	0,454	3,624	28730,72	30512,86	2,01
2	17400	8977,6	3,124	0,765	3,383	28045,1	29823,6	1,72
1	18420	13145,9	3,169	0,930	3,288	41656,14	43112,72	1,60

Sens transversal yy :

Tableau 5.7- Capacité de résistance et de déformabilité (sens xx)

Niveau	Masse (KN)	Rigidité (KN/cm)	Δy (cm)	Lp	Δu (cm)	Qy(KN)	Qu(KN)	Cap. Duc μ
7	14540	3891,2	1,435	0,161	3,351	5585,3	6785,68	2,74
6	15960	5681,3	2,215	0,223	3,095	12584,8	13698,72	2,70
5	17220	5602,1	3,464	0,512	4,362	19407,1	21983,31	1,78
4	17870	5799,4	4,662	0,843	4,913	27036,61	28261,95	1,68
3	17060	8903,7	3,072	0,609	3,365	27350,2	28939,3	1,74
2	17400	8881,9	3,056	0,801	3,274	27140	28696,85	1,56
1	18420	13033,5	3,058	0,900	3,12	39862,6	40581	1,51

5-2-1-5-COMPARAISON ENTRE LA CAPACITE ET LA DEMANDE EN EFFORT TRANCHANT SELON LE RPA 99 VERSION 2003

Sens longitudinal xx :

Tableau 5.8- Coefficient de sécurité « S » (sens xx)

Niveau	Capacité Qu(KN)	Demande Q_{RPA} (KN)	$S = Q_u / Q_{RPA}$
7	7223,75	5779	1,25
6	14565,2	11204	1,30
5	24100,5	16067	1,5
4	29728,76	20087	1,48
3	30512,86	22942	1,33
2	29823,6	24853	1,20
1	43112,72	25816	1,67

Sens transversal yy :

Tableau 5.9- Coefficient de sécurité « S » (sens yy)

Niveau	Capacité Qu(KN)	Demande Q_{RPA} (KN)	$S = Q_u / Q_{RPA}$
7	6785,68	5608	1,21
6	13698,72	10872	1,26
5	21983,31	15591	1,41
4	28261,95	19491	1,45
3	28939,3	22261	1,3
2	28696,85	24115	1,19
1	40581	25050	1,62

5-2-1-6-ANALYSE DE LA REPONSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

Sens longitudinal xx :

Tableau 5.10-Réponse dynamique de la structure (sens xx)

Niveau	Séismes	Demande en déplacement (cm)		Demande en Ductilité μ_{req}		Déplacement absolu (cm)	
		0, 15 g	0,25 g	0,15 g	0,25 g	0,15 g	0,25 g
7	Ulcinj	0,149	0,169	0,387	0,438	4,803	6,336
	El centro	0,175	0,234	0,455	0,608	5,610	7,780
	Cherchell	0,102	0,192	0,498	0,498	2,439	4,098
6	Ulcinj	0,362	0,416	0,640	0,735	4,673	6,181
	El centro	0,433	0,550	0,765	0,971	5,449	7,599
	Cherchell	0,246	0,464	0,820	0,820	2,367	3,982
5	Ulcinj	0,640	0,745	0,887	1,033	4,339	5,788
	El centro	0,774	1,185	1,074	1,643	5,054	7,136
	Cherchell	0,437	0,857	1,189	1,189	2,201	3,703
4	Ulcinj	0,996	1,353	1,111	1,509	3,731	5,066
	El centro	1,274	1,825	1,221	2,035	4,303	5,959
	Cherchell	0,613	1,353	1,108	1,508	1,919	3,300
3	Ulcinj	1,031	1,161	0,753	0,849	2,827	3,773
	El centro	1,140	1,282	0,833	0,937	3,037	4,208
	Cherchell	0,592	1,095	0,800	0,800	1,490	2,717
2	Ulcinj	1,185	1,421	0,748	0,897	1,852	2,648
	El centro	1,149	1,565	0,857	0,987	2,005	3,018
	Cherchell	0,677	1,182	0,746	0,746	0,981	1,807
1	Ulcinj	0,714	1,491	1,040	2,006	0,714	1,321
	El centro	1,133	1,765	1,151	2,558	0,827	1,634
	Cherchell	0,330	0,667	1,144	1,344	0,330	0,667

Sens transversal yy :

Tableau 5.11-Réponse dynamique de la structure (sens yy)

Niveau	Séismes	Demande en déplacement (cm)		Demande en Ductilité μ_{req}		Déplacement absolu (cm)	
		0,15 g	0,25 g	0,15	0,25 g	0,15 g	0,25 g
7	Ulcinj	0,070	0,094	0,438	0,814	4,803	6,336
	El centro	0,080	0,096	0,608	0,824	5,610	7,780
	Cherchell	0,064	0,100	0,498	0,860	2,439	4,098
6	Ulcinj	0,181	0,233	0,735	1,005	4,673	6,181
	El centro	0,210	0,293	0,971	1,262	5,449	7,599
	Cherchell	0,165	0,241	0,820	1,037	2,367	3,982
5	Ulcinj	0,477	0,947	1,033	2,198	4,339	5,788
	El centro	0,755	1,085	1,043	2,664	5,054	7,136
	Cherchell	0,297	1,450	1,189	2,175	2,201	3,703
4	Ulcinj	0,909	1,540	1,109	2,944	3,731	5,066
	El centro	1,232	1,143	1,035	4,242	4,303	5,959
	Cherchell	0,463	0,831	0,508	2,147	1,919	3,300
3	Ulcinj	0,596	0,831	0,849	1,248	2,827	3,773
	El centro	0,686	0,807	0,937	1,211	3,037	4,208
	Cherchell	0,450	0,671	0,800	1,008	1,490	2,717
2	Ulcinj	0,680	1,042	0,897	1,395	1,852	2,648
	El centro	0,841	0,990	0,987	1,325	2,005	3,018
	Cherchell	0,542	0,844	0,746	1,130	0,981	1,807
1	Ulcinj	0,282	0,740	1,006	2,662	0,714	1,321
	El centro	0,425	0,787	1,158	2,830	0,827	1,634
	Cherchell	0,214	0,575	0,344	2,069	0,330	0,667

5-2-1-7-COMPARAISON ENTRE LA DEMANDE ET LA CAPACITE EN DEFORMABILITE

Sens longitudinal xx :

Tableau 5.12-Comparaison en terme de déplacement (sens xx)

Niveau	Séismes	Demande en déplacement (cm)		Capacité en déplacement (cm)		Méthodologie	
		0,15g	0,25g	0,15g	0,25g	0,15g	0,25g
7	Ulcinj	0,149	0,169	1,547	6,651	1,35	3,32
	El centro	0,175	0,234				
	Cherchell	0,102	0,192				
6	Ulcinj	0,362	0,416	2,375	2,824	1,35	3,32
	El centro	0,433	0,550				
	Cherchell	0,246	0,464				
5	Ulcinj	0,640	0,745	4,091	4,57	1,35	3,32
	El centro	0,774	1,185				
	Cherchell	0,437	0,857				
4	Ulcinj	0,996	1,353	4,844	5,189	1,35	3,32
	El centro	1,274	1,825				
	Cherchell	0,613	1,353				
3	Ulcinj	1,031	1,161	3,188	3,624	1,35	3,32
	El centro	1,140	1,282				
	Cherchell	0,592	1,095				
2	Ulcinj	1,185	1,421	3,124	3,383	1,35	3,32
	El centro	1,149	1,565				
	Cherchell	0,677	1,182				
1	Ulcinj	0,714	1,491	3,169	3,288	1,245	3,035
	El centro	1,133	1,765				
	Cherchell	0,330	0,667				

Sens transversal yy :

Tableau 5.13-Comparaison en terme de déplacement (sens yy)

Niveau	Séismes	Demande en déplacement (cm)		Capacité en déplacement (cm)		Méthodologie	
		0,15g	0,25g	0,15g	0,25g	0,15g	0,25g
7	Ulcinj	0,070	0,094	1,435	3,351	1,35	3,32
	El centro	0,080	0,096				
	Cherchell	0,064	0,100				
6	Ulcinj	0,181	0,233	2,215	3,095	1,35	3,32
	El centro	0,210	0,293				
	Cherchell	0,165	0,241				
5	Ulcinj	0,477	0,947	3,464	4,362	1,35	3,32
	El centro	0,755	1,085				
	Cherchell	0,297	1,450				
4	Ulcinj	0,909	1,540	4,662	4,913	1,35	3,32
	El centro	1,232	1,143				
	Cherchell	0,463	0,831				
3	Ulcinj	0,596	0,831	3,072	3,365	1,35	3,32
	El centro	0,686	0,807				
	Cherchell	0,450	0,671				
2	Ulcinj	0,680	1,042	3,056	3,274	1,35	3,32
	El centro	0,841	0,990				
	Cherchell	0,542	0,844				
1	Ulcinj	0,282	0,740	3,058	3,12	1,245	3,035
	El centro	0,425	0,787				
	Cherchell	0,214	0,575				

5-2-1-8-COMPARAISON ENTRE LA DEMANDE ET LA CAPACITE EN DUCTILITE

Sens longitudinal xx :

Tableau 5.14- Comparaison en terme de ductilité (sens xx)

Niveau	Séismes	Demande en ductilité μ_{req}		Capacité en ductilité μ		Méthodologie	
		0,15g	0,25g	0,15g	0,25g	0,15g	0,25g
7	Ulcinj	0,387	0,438	2,98	2,98	1,25	3,0
	El centro	0,455	0,608				
	Cherchell	0,498	0,498				
6	Ulcinj	0,640	0,735	3,22	3,22	1,25	3,0
	El centro	0,765	0,971				
	Cherchell	0,820	0,820				
5	Ulcinj	0,887	1,033	2,03	2,03	1,25	3,0
	El centro	1,074	1,643				
	Cherchell	1,189	1,189				
4	Ulcinj	1,111	1,509	1,82	1,82	1,25	3,0
	El centro	1,221	2,035				
	Cherchell	1,108	1,508				
3	Ulcinj	0,753	0,849	2,01	2,01	1,25	3,0
	El centro	0,833	0,937				
	Cherchell	0,800	0,800				
2	Ulcinj	0,748	0,897	1,72	1,72	1,25	3,0
	El centro	0,857	0,987				
	Cherchell	0,746	0,746				
1	Ulcinj	1,040	2,006	1,60	1,60	1,25	3,0
	El centro	1,151	2,558				
	Cherchell	1,144	1,344				

Sens transversal yy :

Tableau 5.15-Comparaison en terme de ductilité (sens yy)

		Demande en ductilité μ_{req}		Capacité en ductilité μ		Méthodologie	
Niveau	Séismes	0,15g	0,25g	0,15g	0,25g	0,15g	0,25g
7	Ulcinj	0,438	0,814	2,74	2,74	1,25	3,0
	El centro	0,608	0,824				
	Cherchell	0,498	0,860				
6	Ulcinj	0,735	1,005	2,70	2,70	1,25	3,0
	El centro	0,971	1,262				
	Cherchell	0,820	1,037				
5	Ulcinj	1,033	2,198	1,78	1,78	1,25	3,0
	El centro	1,043	2,664				
	Cherchell	1,189	2,175				
4	Ulcinj	1,109	2,944	1,68	1,68	1,25	3,0
	El centro	1,035	2,242				
	Cherchell	0,508	2,147				
3	Ulcinj	0,849	1,248	1,74	1,74	1,25	3,0
	El centro	0,937	1,211				
	Cherchell	0,800	1,008				
2	Ulcinj	0,897	1,395	1,56	1,56	1,25	3,0
	El centro	0,987	1,325				
	Cherchell	0,746	1,130				
1	Ulcinj	1,006	2,662	1,51	1,51	1,25	3,0
	El centro	1,158	2,830				
	Cherchell	0,344	2,069				

Commentaire :

On constate que le déplacement admissible est supérieur à la capacité en déplacement de la structure, ceci pour les deux directions et pour tous les niveaux.

Les résultats obtenus montrent une bonne tenue de la structure au séisme dans le domaine plastique. Par conséquent, la demande en déplacement est inférieure à la capacité en déplacement de l'ouvrage renforcé.

En effet, la demande en déplacement est inférieure à la capacité en déplacement dans les deux cas de séismes. De ce fait, le bâtiment ainsi renforcé peut résister à un séisme majeur ou modéré.

Le respect du critère de ductilité (puisque la demande en ductilité de la structure est inférieure à sa capacité pour tous les niveaux et dans les deux directions) conforte notre opinion quant à la résistance de la structure ainsi renforcée vis-à-vis d'un séisme quelconque.

5-2-1-9- VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE

La stabilité d'ensemble de la structure renforcée sera vérifiée dans les deux directions et sera assurée si l'excentricité $e = M/N$ ne dépasse pas $L/4$.

Où e : excentricité

N : effort normal global de la structure sous G et Q

M : moment fléchissant dû à la force sismique (à la base)

L : longueur du bâtiment dans le sens considéré

Sens longitudinal xx ($L_x = 30$ m)

$$M_x = 54503,28 \text{ t.m}$$

$$N = 11837,17 \text{ t}$$

$$e = M / N = 4,6 \text{ m} \leq L_x / 4 = 7,5 \text{ m}$$

Sens transversal yy ($L_y = 24$ m)

$$M_y = 52886,52 \text{ t.m}$$

$$N = 11837,17 \text{ t}$$

$$e = M / N = 4,47 \text{ m} \leq L_y / 4 = 6 \text{ m}$$

Nous pouvons conclure que la stabilité de la nouvelle structure est assurée dans les deux directions principales.

5-2-1-10- DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF SOMMIARE

Le quantitatif des matériaux de renforcement sera évalué pour les voiles longitudinaux et transversaux.

Les aciers de renforcement des voiles seront liaisonnés entre eux et ligaturés avec les aciers transversaux des poteaux existants. Les poteaux seront décapés sur une profondeur d'au plus 5 cm.

Le devis quantitatif est estimé comme ce qui suit :

a) Volume de béton à mettre en place V :

$$V=V_1+V_2$$

Où V_1 =volume des voiles (0,2x5)

V_2 =volume des voiles (0,2x12)

$$V_1=6[0,20 \times 5 \times 37,31]= 223,86 \text{ m}^3$$

$$V_2=2[0,20 \times 12 \times 37,31]= 179,09 \text{ m}^3$$

b) Volume de béton à décaper V_3 :

Comme les poteaux ont des sections différentes tout au long de la structure, on prendra alors une section moyenne des poteaux, qui sera de 70 cmx70 cm.

$$V_3=16[0,70 \times 0,05 \times 37,31]=20,90 \text{ m}^3$$

5-2-1-10-1- QUANTITATIF SOMMAIRE

Le quantitatif sera établi pour les voiles objets de renforcement. On prend en considération les volumes de béton armé nécessaire à la réalisation des voiles ainsi que les volumes de décapage.

-Volume de béton à mettre en place :

$$V=223,86+ 179,09 = 402,95 \text{ m}^3$$

-Volume de béton à décaper est égale à : 20,90 m³

5-2-1-10-2- DEVIS ESTIMATIF SOMMAIRE

Le devis estimatif est évalué (en se référant aux bordereaux des prix unitaires B.P.U de plusieurs entreprises de réalisation) pour un mètre cube de béton à 22.000,00 DA pour le béton à décaper et à 25.000,00 DA pour le béton à mettre en place, soit :

Ce coût n'englobe que les prix de revient des matériaux, il ne tient pas compte de l'intervention en sous œuvre, des prestations du bureau d'études chargé d'établir les plans d'exécution de la solution de renforcement et le suivi.

Si on estime le coût de ces opérations à 5% du prix de revient des matériaux, le coût total du renforcement s'élèvera à : 11.060.227,50 DA

La surface totale des planchers du bâtiment « centrale téléphonique d'Alger est de 5040 m².

Le prix de renouvellement du bâtiment neuf sera calculé avec un prix de 16.000,00 DA le m², d'où une valeur estimée de 84.672.000,00 DA

Le coût sommaire du renforcement s'élèverait à au moins 13% de la valeur estimée de l'ouvrage.

Il est clair que ces quantités et coûts ne sont donnés qu'à titre indicatif.

5-2-1-11- CONCLUSION

D'après les résultats obtenus des différentes étapes d'analyse, on peut conclure que :

La nouvelle structure (plus 08 voiles) possède une capacité en déformation et en efforts tranchants suffisante pour supporter les efforts induits suite à l'excitation de la structure par les deux niveaux d'agression sismique arrêtés par la méthodologie.

5-2-2- SOLUTION 2 : RENFORCEMENT PAR VOILES (08 voiles)

La technique de renforcement consiste à rajouter huit (8) voiles de 20 cm d'épaisseur et de 5 m de longueur disposés symétriquement, (voir figure 5.4).

Ferraillage des voiles (figure 5.5)

Ferraillage longitudinal :

Sur une distance $L / 10 = 50$ cm (les deux extrémités) $4\Phi 14$ / face, espacés de $S / 2 = 15$ cm.
Sur la distance de 4 m, $12\Phi 14$ / face, espacés de $S = 30$ cm.

Ferraillage transversal :

Le ferraillage transversal se compose de cadres en $\Phi 10$, espacés de 20 cm.

5-2-2-1- DESCENTE DE CHARGE

Les efforts normaux relatifs aux poteaux et aux voiles déterminés sous la charge permanente « G » et la surcharge « Q » sont donnés dans le tableau 5.16:

Tableau 5.16- Distribution des efforts normaux dans les poteaux et les voiles sous « G » et « Q » en KN

Poteaux et voiles	R.D.C	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}
A1, G1 A3, G3	1120,8	932	754,4	576	408,8	252	113,6
A2,G2	2438	2083	1701	1318	931	271	256
B1, E1 B3, F3	1944,8	1629,6	1342,4	1054,4	744,8	216,8	204,8
C1,D1,E1 ,C3,D3, E3	2431	2037	1678	1318	931	271	256
B2,C2,D2 ,E2,F2	4607	3854	3173	2492	1764	1089	505
Voile1	1699,15	1450,4	1199,2	947,6	693,4	387,2	214,6
Voile2	1212,75	1043	863,6	684	507,2	333	163,4

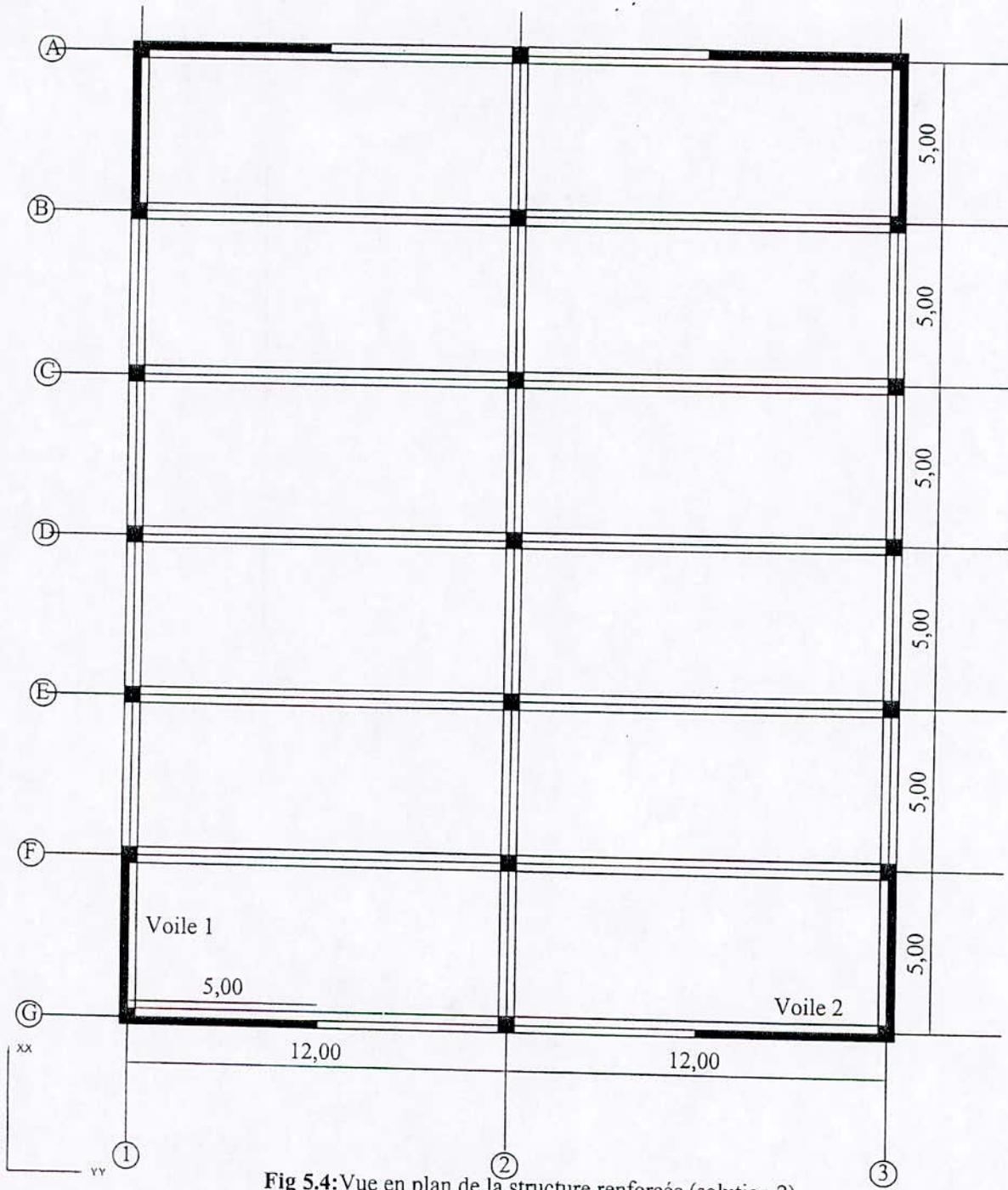


Fig 5.4: Vue en plan de la structure renforcée (solution 2)

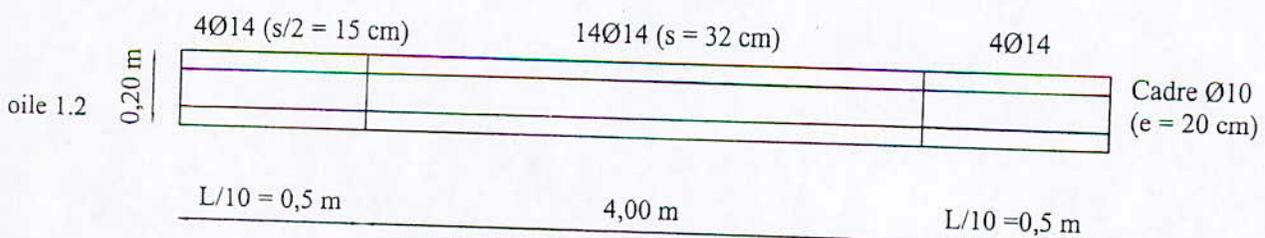


Fig 5.5 : Ferrailage des voiles (solution 2)

5-2-2-2- DETERMINATION DU COEFFICIENT DE SECURITE SOUS CHARGES VERTICALES

Tableau 5.17-Evaluation des coefficients de sécurité « C »

Poteau ou voile	Contrainte de compression F_b (KN/cm ²)	Coefficient $C = F_b / F_{bu}$
A1, G1 A3, G3	0,175	0,119
A2,G2	0,301	0,205
B1, E1 B3, F3	0,304	0,207
C1,D1,E1,C3,D3,E3	0,380	0,258
B2,C2,D2,E2,F2	0,461	0,314
Voile1	0,170	0,116
Voile2	0,121	0,082

Les valeurs du coefficient « C » obtenues ci-dessus vérifient la condition de la méthodologie ($C \leq 0,38$).

5-2-2-3- DETERMINATION DE LA FORCE SISMIQUE

I- SENS LONGITUDINAL XX

$$A=0,40, D_x=1,658, Q_x=1,15, R_x=3,5$$

$$W = \sum_1^7 W_i = 11576 \text{ t avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} (\beta=0,6)$$

$$V_x = 2522,5 \text{ t}$$

Tableau 5.19-Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage
(sens longitudinal xx)

Niveau	Z_i (m)	W_i (t)	F_{xi} (t)	T_{xi} (t)	M_{xi} (t.m)
7 ^{ème}	37,31	1416	563	563	0
6 ^{ème}	31,91	1558	529,7	1092,7	3040,2
5 ^{ème}	26,51	1684	475,7	1568,4	8940,78
4 ^{ème}	21,11	1749	393,4	1961,8	17410,14
3 ^{ème}	15,71	1668	279,2	2241	28003,86
2 ^{ème}	10,31	1702	186,9	2427,9	40105,26
1 ^{er}	4,91	1808	94,9	2522,5	53215,92

II- SENS TRANSVERSAL YY

$$A=0,40, D_y = 1,542, Q_y = 1,20, R_y=3,5$$

$$W = \sum_1^7 W_i = 11576 \text{ t} \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\beta=0,6)$$

$$V_y = 2448 \text{ t}$$

Tableau 5.20- Distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage
(sens transversal yy)

Niveau	Z _i (m)	W _i (t)	F _{Yi} (t)	T _{Yi} (t)	M _{Yi} (t.m)
7 ^{ème}	37,31	1416	546,4	546,4	0
6 ^{ème}	31,91	1558	514	1060,4	2950,56
5 ^{ème}	26,51	1684	461,6	1522	8676,72
4 ^{ème}	21,11	1749	382	1904	16895,52
3 ^{ème}	15,71	1668	271	2175	27177,12
2 ^{ème}	10,31	1702	181	2356	38922,12
1 ^{er}	4,91	1808	92	2448	51644,52

5-2-2-4- EVALUATION DE LA CAPACITE DE RESISTANCE ET DE DEFORMABILITE DE LA STRUCTURE

Sens longitudinal xx :

Tableau 5.21- Capacité de résistance et de déformabilité (sens xx)

Niveau	Masse(KN)	Rigidité(KN/cm)	Δy(cm)	Lp	Δu(cm)	Qy(KN)	Qu(KN)	Cap.Duc μ
7	14160	3862,2	0,622	0,139	5,79	2402	6868,6	9,31
6	15580	5679,3	1,375	0,170	5,185	7810	14751,4	3,78
5	16840	5424,8	1,497	0,273	3,755	8121	21173,4	2,51
4	17490	5665,9	1,355	0,585	2,965	7678	23149,2	2,19
3	16680	8624,7	1,606	0,299	2,685	13852	26668	1,67
2	17020	8572,5	1,589	0,478	2,410	13625	28164	1,52
1	18080	12875,9	0,511	0,692	1,840	6581	29766	3,6

Sens transversal yy :

Tableau 5.22- Capacité de résistance et de déformabilité (sens yy)

Niveau	Masse(KN)	Rigidité(KN/cm)	Δy (KN)	L_p	Δu (KN)	Q_y (KN)	Q_u (KN)	Cap.Duc μ
7	14160	3841,8	0,609	0,146	5,830	2340	6830	9,57
6	15580	5690,3	1,348	0,191	4,730	7670	14527	3,51
5	16840	5426,8	1,343	0,412	3,240	7267	18264	2,41
4	17490	5648,1	0,920	0,761	2,755	5196	21896	2,99
3	16680	8717,8	1,514	0,509	2,425	13198	26318	1,60
2	17020	8646,9	1,361	0,755	2,215	11772	28036	1,63
1	18080	12665,7	0,369	0,772	1,840	4676	28397	4,98

5-2-2-5- COMPARAISON ENTRE LA CAPACITE ET LA DEMANDE EN EFFORT TRANCHANT SELON LE RPA 99 VERSION 2003

Sens longitudinal xx :

Tableau 5.23- Coefficient de sécurité « S » (sens xx)

Niveau	Capacité Q_u (KN)	Demande Q_{RPA} (KN)	$S = Q_u / Q_{RPA}$
7	6868,6	563	1,22
6	14751,4	1092,7	1,35
5	21173,4	1568,4	1,35
4	23149,2	1961,8	1,18
3	26668	2241	1,19
2	28164	2427,9	1,16
1	29766	2522,5	1,18

Sens transversal yy :

Tableau 5.24- Coefficient de sécurité « S » (sens yy)

Niveau	Capacité Q_u (KN)	Demande Q_{RPA} (KN)	$S = Q_u / Q_{RPA}$
7	6830	546,4	1,25
6	14527	1060,4	1,37
5	18264	1522	1,20
4	21896	1904	1,15
3	26318	2175	1,21
2	28036	2356	1,19
1	28397	2448	1,16

5-2-2-6- ANALYSE DE LA REPONSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

Sens longitudinal xx :

Tableau 5.25-Réponse dynamique de la structure (sens xx)

Niveau	Séismes	Demande en déplacement (cm)		Demande en Ductilité μ_{req}		Déplacement absolu (cm)	
		0,15 g	0,25 g	0,15 g	0,25 g	0,15 g	0,25 g
7	Ulcinj	0,738	1,568	1,187	2,521	5,670	8,373
	El centro	0,545	1,138	0,877	1,830	5,049	8,351
	Cherchell	0,380	0,631	0,610	1,014	4,107	6,791
6	Ulcinj	0,880	1,208	0,640	0,879	4,968	7,203
	El centro	0,682	1,080	0,496	0,786	4,619	7,557
	Cherchell	0,486	0,786	0,353	0,572	3,761	6,235
5	Ulcinj	1,213	1,729	0,810	1,155	4,438	6,699
	El centro	0,961	1,511	0,642	1,009	4,034	6,648
	Cherchell	0,727	1,175	0,486	0,785	3,305	5,487
4	Ulcinj	1,304	2,466	0,963	1,820	3,720	5,720
	El centro	1,104	1,911	0,815	1,411	3,142	5,268
	Cherchell	0,861	1,397	0,636	1,031	2,615	4,366
3	Ulcinj	1,021	1,576	0,636	0,981	2,820	4,303
	El centro	0,790	1,224	0,492	0,762	2,089	3,461
	Cherchell	0,638	1,033	0,397	0,643	1,804	3,041
2	Ulcinj	1,166	1,962	0,734	1,234	1,992	3,049
	El centro	0,849	1,330	0,534	0,837	1,334	2,279
	Cherchell	0,706	1,141	0,444	0,718	1,206	2,069
1	Ulcinj	0,975	1,686	1,908	3,299	0,919	1,529
	El centro	0,613	1,106	1,200	2,164	0,543	1,016
	Cherchell	0,547	0,983	1,070	1,923	0,521	0,945

Sens transversal yy :

Tableau 5.26-Réponse dynamique de la structure (sens yy)

Niveau	Séismes	Demande en déplacement (cm)		Demande en Ductilité μ_{req}		Déplacement absolu (cm)	
		0, 15 g	0,25 g	0,15	0,25 g	0,15 g	0,25 g
7	Ulcinj	0,700	1,528	1,150	2,508	5,481	8,457
	El centro	0,547	1,099	0,899	1,805	5,040	7,927
	Cherchell	0,383	0,624	0,629	1,024	4,109	6,667
6	Ulcinj	0,847	1,170	0,629	0,868	4,798	7,401
	El centro	0,678	1,041	0,503	0,772	4,610	7,233
	Cherchell	0,482	0,761	0,357	0,564	3,762	6,140
5	Ulcinj	1,159	1,846	0,863	1,374	4,349	6,957
	El centro	0,936	1,500	0,697	1,117	4,035	6,400
	Cherchell	0,720	1,138	0,536	0,847	3,307	5,416
4	Ulcinj	1,401	2,383	1,522	2,590	3,666	5,951
	El centro	1,107	1,882	1,203	2,045	3,160	5,014
	Cherchell	0,853	1,494	0,927	1,624	2,619	4,348
3	Ulcinj	0,999	1,616	0,660	1,067	2,775	4,423
	El centro	0,758	1,181	0,501	0,780	2,099	3,259
	Cherchell	0,623	0,997	0,411	0,659	1,809	2,995
2	Ulcinj	1,151	1,955	0,846	1,436	1,978	3,213
	El centro	0,823	1,279	0,605	0,940	1,366	2,141
	Cherchell	0,688	1,114	0,505	0,819	1,223	2,061
1	Ulcinj	0,994	1,637	2,695	4,435	0,932	1,531
	El centro	0,648	1,064	1,755	2,884	0,591	0,960
	Cherchell	0,576	0,985	1,560	2,670	0,548	0,967

5-2-2-7- COMPARAISON ENTRE LA DEMANDE ET LA CAPACITE EN DEFORMABILITE

Sens longitudinal xx :

Tableau 5.27-Comparaison en terme de déplacement (sens xx)

Niveau	Séismes	Demande en déplacement (cm)		Capacité en déplacement (cm)		Méthodologie	
		0,15g	0,25g	0,15g	0,25g	0,15g	0,25g
7	Ulcinj	0,738	1,568	5,790	5,790	1,35	3,32
	El centro	0,545	1,138				
	Cherchell	0,380	0,631				
6	Ulcinj	0,880	1,208	3,660	3,660	1,35	3,32
	El centro	0,682	1,080				
	Cherchell	0,486	0,786				
5	Ulcinj	1,213	1,729	3,755	3,755	1,35	3,32
	El centro	0,961	1,511				
	Cherchell	0,727	1,175				
4	Ulcinj	1,304	2,466	2,965	2,965	1,35	3,32
	El centro	1,104	1,911				
	Cherchell	0,861	1,397				
3	Ulcinj	1,021	1,576	2,685	2,685	1,35	3,32
	El centro	0,790	1,224				
	Cherchell	0,638	1,033				
2	Ulcinj	1,166	1,962	2,410	2,410	1,35	3,32
	El centro	0,849	1,330				
	Cherchell	0,706	1,141				
1	Ulcinj	0,975	1,686	1,840	1,840	1,245	3,035
	El centro	0,613	1,106				
	Cherchell	0,547	0,983				

Sens transversal yy :

Tableau 5.28-Comparaison en terme de déplacement (sens yy)

Niveau	Séismes	Demande en déplacement (cm)		Capacité en déplacement (cm)		Méthodologie	
		0,15g	0,25g	0,15g	0,25g	0,15g	0,25g
7	Ulcinj	0,700	1,528	5,830	5,830	1,35	3,32
	El centro	0,547	1,099				
	Cherchell	0,383	0,624				
6	Ulcinj	0,847	1,170	4,440	4,440	1,35	3,32
	El centro	0,678	1,041				
	Cherchell	0,482	0,761				
5	Ulcinj	1,159	1,846	3,240	3,240	1,35	3,32
	El centro	0,936	1,500				
	Cherchell	0,720	1,138				
4	Ulcinj	1,301	2,383	2,755	2,755	1,35	3,32
	El centro	1,107	1,882				
	Cherchell	0,853	1,494				
3	Ulcinj	0,999	1,616	2,425	2,425	1,35	3,32
	El centro	0,758	1,181				
	Cherchell	0,623	0,997				
2	Ulcinj	1,151	1,955	2,215	2,215	1,35	3,32
	El centro	0,823	1,279				
	Cherchell	0,688	1,114				
1	Ulcinj	0,994	1,637	1,840	1,840	1,245	3,035
	El centro	0,648	1,064				
	Cherchell	0,576	0,985				

5-2-2-8- COMPARAISON ENTRE LA DEMANDE ET LA CAPACITE EN DUCTILITE

Sens longitudinal xx :

Tableau 5.29-Comparaison en terme de ductilité (sens xx)

		Demande en ductilité μ_{req}		Capacité en ductilité μ		Méthodologie	
Niveau	Séismes	0,15g	0,25g	0,15g	0,25g	0,15g	0,25g
7	Ulcinj	1,187	2,521	9,31	9,31	1,25	3,0
	El centro	0,877	1,830				
	Cherchell	0,610	1,014				
6	Ulcinj	0,640	0,879	3,78	3,78	1,25	3,0
	El centro	0,496	0,786				
	Cherchell	0,353	0,572				
5	Ulcinj	0,810	1,155	2,51	2,51	1,25	3,0
	El centro	0,642	1,009				
	Cherchell	0,486	0,785				
4	Ulcinj	0,963	1,820	2,19	2,19	1,25	3,0
	El centro	0,815	1,411				
	Cherchell	0,636	1,031				
3	Ulcinj	0,636	0,981	1,67	1,67	1,25	3,0
	El centro	0,492	0,762				
	Cherchell	0,397	0,643				
2	Ulcinj	0,734	1,234	1,52	1,52	1,25	3,0
	El centro	0,534	0,837				
	Cherchell	0,444	0,718				
1	Ulcinj	1,208	2,299	3,6	3,6	1,25	3,0
	El centro	1,200	2,164				
	Cherchell	1,070	1,923				

Sens transversal yy :

Tableau 5.30-Comparaison en terme de ductilité (sens yy)

Niveau	Séismes	Demande en ductilité μ_{req}		Capacité en ductilité μ		Méthodologie	
		0,15g	0,25g	0,15g	0,25g	0,15g	0,25g
7	Ulcinj	1,150	2,508	9,57	9,57	1,25	3,0
	El centro	0,899	1,805				
	Cherchell	0,629	1,024				
6	Ulcinj	0,629	0,868	3,51	3,51	1,25	3,0
	El centro	0,503	0,772				
	Cherchell	0,357	0,564				
5	Ulcinj	0,863	1,374	2,41	2,41	1,25	3,0
	El centro	0,697	1,117				
	Cherchell	0,536	0,847				
4	Ulcinj	1,022	2,590	2,99	2,99	1,25	3,0
	El centro	1,103	2,045				
	Cherchell	0,927	1,624				
3	Ulcinj	0,660	1,067	1,60	1,60	1,25	3,0
	El centro	0,501	0,780				
	Cherchell	0,411	0,659				
2	Ulcinj	0,846	1,436	1,63	1,63	1,25	3,0
	El centro	0,605	0,940				
	Cherchell	0,505	0,819				
1	Ulcinj	1,095	2,435	4,98	4,98	1,25	3,0
	El centro	0,755	1,884				
	Cherchell	0,560	1,670				

Conclusion :

On constate que le déplacement admissible est supérieur à la capacité en déplacement de la structure, ceci pour les deux directions et pour tous les niveaux.

Les résultats obtenus montrent une bonne tenue de la structure au séisme dans le domaine plastique. Effectivement dans ce cas la demande en déplacement est inférieure à la capacité en déplacement de ce bâtiment.

En effet, la demande en déplacement est inférieure à la capacité en déplacement dans les deux cas de séismes. Ce qui permet donc au bâtiment de résister à un séisme majeur ou modéré.

Le respect du critère de ductilité (puisque la demande en ductilité de la structure est inférieure à sa capacité pour tous les niveaux et dans les deux directions) conforte notre opinion quant à la résistance de la structure ainsi renforcée vis-à-vis d'un séisme quelconque.

5-2-2-9- VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE**Sens longitudinal xx ($L_x = 30$ m)**

$$M_x = 53215,92 \text{ t.m}$$

$$N = 11576 \text{ t}$$

$$e = M / N = 4,6 \text{ m} \leq L_x / 4 = 7,5 \text{ m}$$

Sens transversal yy ($L_y = 24$ m)

$$M_y = 51644,52 \text{ t.m}$$

$$N = 11576 \text{ t}$$

$$e = M / N = 4,46 \text{ m} \leq L_y / 4 = 6 \text{ m}$$

Nous pouvons dire alors que la stabilité de la nouvelle structure est assurée dans les deux directions.

5-2-2-10- DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF SOMMIARE

Le volume de béton à mettre en place :

$$V = V_1 + V_2$$

V_1 = volume des voiles longitudinaux

V_2 = volume des voiles transversaux

$$V_1 = 4[0,20 \times 5 \times 37,31] = 149,24 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 4[0,20 \times 5 \times 37,31] = 149,24 \text{ m}^3$$

Le volume de béton à décaper sera :

$$V_3 = 12[0,70 \times 0,05 \times 37,31] = 15,67 \text{ m}^3$$

5-2-2-10-1- QUANTITATIF SOMMAIRE

-Volume de béton à mettre en place :

$$V=149,24 + 149,24 = 298,48 \text{ m}^3$$

-Volume de béton à décaper : 15,67 m³

5-2-2-10-2- DEVIS ESTIMATIF SOMMAIRE

Coût total de renforcement : 81.97.077,00 DA

Le coût sommaire du renforcement s'élèverait à au moins 10% de la valeur estimée de l'ouvrage.

5-2-2-11- CONCLUSION

Cette deuxième solution vérifie toutes les conditions imposées par la méthodologie mise en œuvre.

Par conséquent, l'ouvrage analysé se comporte ductilement pour le niveau II d'agression et élastiquement pour le niveau I.

CHAPITRE VI

CONCLUSION GENERALE

L'étude de vulnérabilité au séisme de la centrale téléphonique d'Alger a révélé dans la phase diagnostic la non satisfaction aux critères de sécurité retenus par la méthodologie que nous avons adoptée et qui est spécifique aux ouvrages stratégiques.

Dans le souci de préserver les fonctions de ce bâtiment, plusieurs solutions de renforcement ont été testées. Seules deux d'entre elles ont donné des résultats satisfaisants.

La première solution réside en l'introduction de huit voiles (6 de 5 m de longueur et 20 cm d'épaisseur et 2 de 12 m de longueur et 20 cm d'épaisseur), placés de manière à rapprocher le plus possible le centre de torsion du bâtiment au centre de masse.

Quant à la seconde solution, la technique de renforcement utilisée consiste à placer symétriquement huit voiles identiques de 5 m de longueur et 20 cm d'épaisseur.

L'analyse de l'ouvrage ainsi renforcé a permis, dans les deux cas, la limitation des déplacements inter-étages observés aux niveaux 4, 6 et 7 et cela dans les deux directions principales du bâtiment.

Ces deux solutions ont également l'avantage de conférer à l'ouvrage une capacité suffisante en efforts tranchants pour reprendre les efforts engendrés par les deux niveaux de séisme retenus (modéré et majeur).

D'autre part, le coût estimé des deux solutions de renforcement est acceptable par comparaison avec le coût de construction d'un nouvel ouvrage.

Néanmoins, la deuxième solution (huit voiles identiques) s'avère plus économique.

BIBLIOGRAPHIE

-
- [1] Journées post-sismiques : « Le séisme de Boumerdes 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, Algérie.
- [4] DAVIDOVICI V : Synthèse et analyse des différentes communications traitant le thème, « Vulnérabilité et réhabilitation du bâti existant », 11^{ème} WCEE, 1996.
- [5] THIBAUT.H : « Réflexion sur l'évaluation quantitative du risque sismique ». Bulletin de liaison laboratoire des ponts et chaussées, Novembre- Décembre 1994.
- [6] KARNIK.V , SCHENKOVA.Z, SCHENKA.V : « Vulnerability and the MSK scale, Engeneering Geology », 20, Elsevier Science Publishers, 1984.
- [7] FARSI.M.N: « Identification des structure en 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 : « Adesement 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 engeneering and structural dynamic » Vol.16, 1988.
- [10] TEBAL.F: « Evaluation préliminaire du risque dans la ville d'Alger », 1986, CTC, Alger.
- [11] BENBLIDIA.M, LIU.J.R, YU.YM, FARSI.M.N ; « Etude de vulnérabilité de la ville de Djelfa » 1986, CTC.
- [12] CGS : « Méthodologie de l'étude de vulnérabilité du bâti stratégique de la capitale », 1996.
- [13] D.T.R-B.C.2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitation », CGS.
- [14] D.T.R-B.C.2.48« Règlement parasismique algérien, RPA 99 version 2003 », 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 Engeneering Seismology, University St. Cyril and Methodius, Skopje, June 1993.

ANNEXE

ANNEXE I

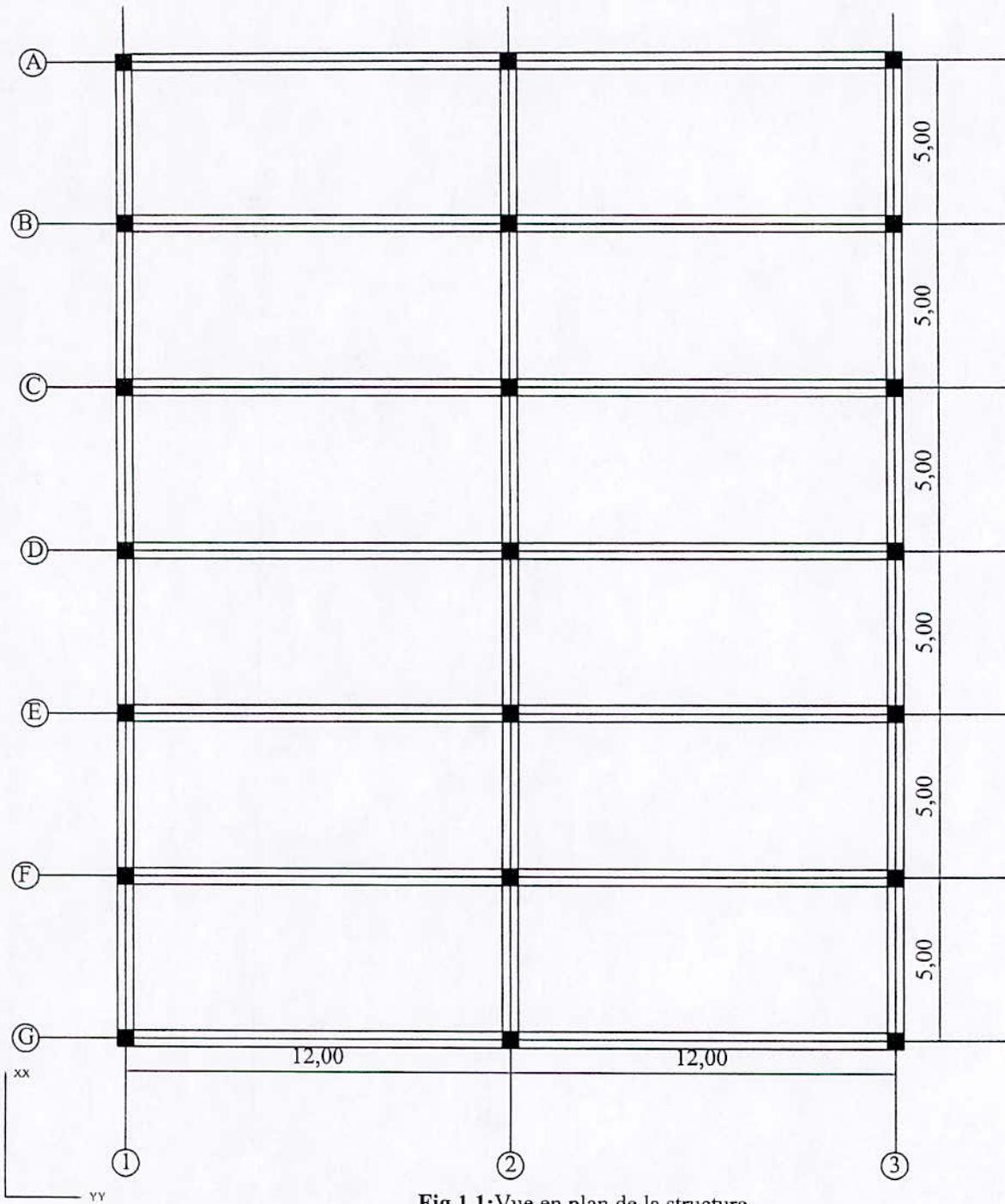


Fig 1.1: Vue en plan de la structure

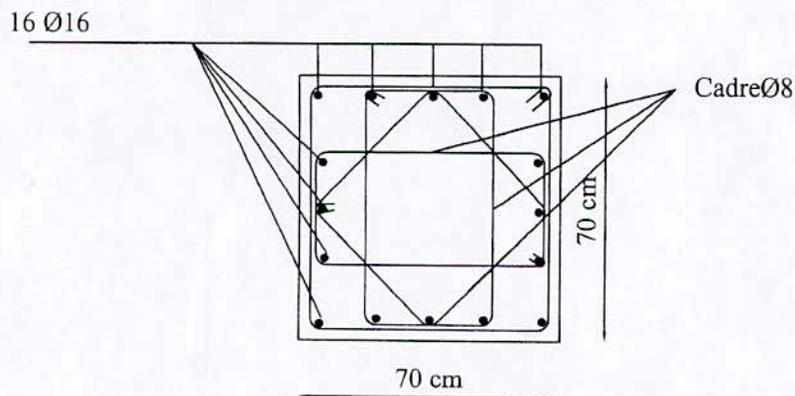


Fig 1.2: Ferrailage des poteaux

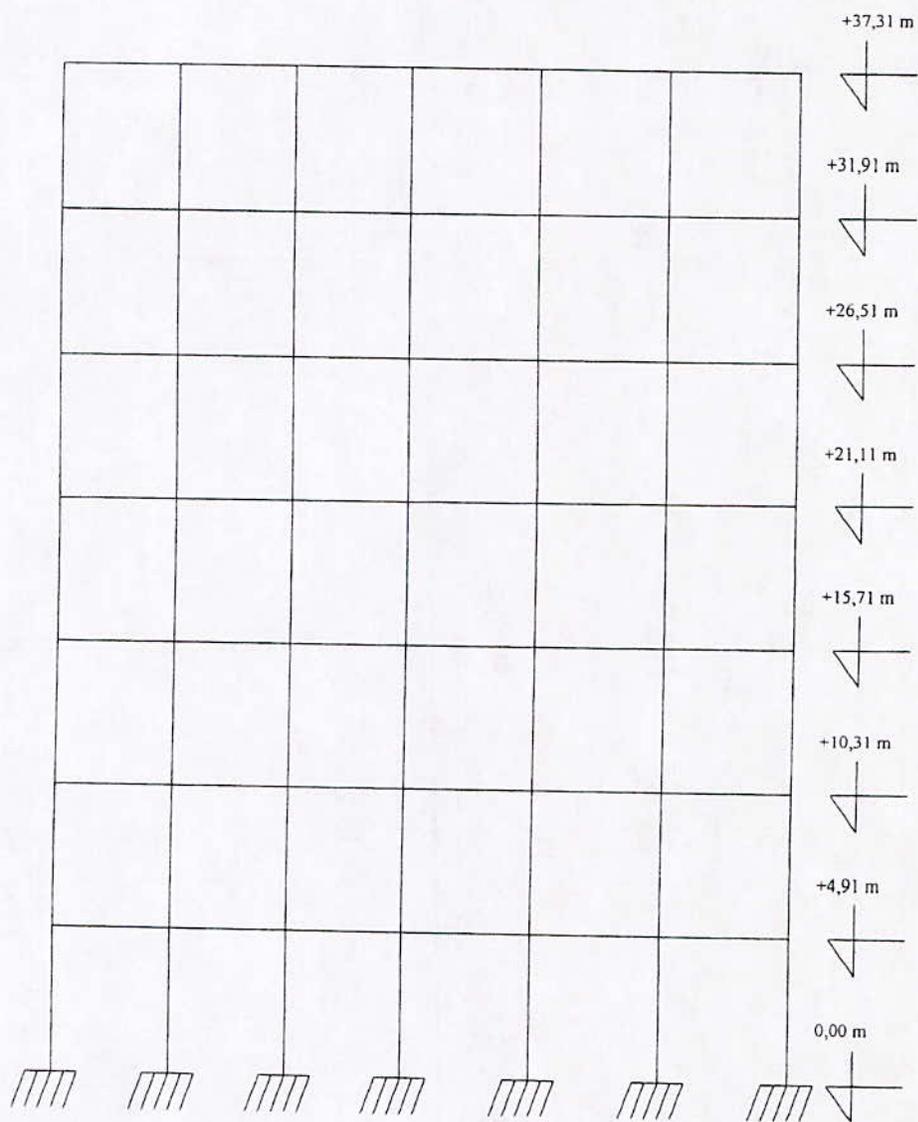


Fig 1.3- Vue en élévation de la structure (sens xx)

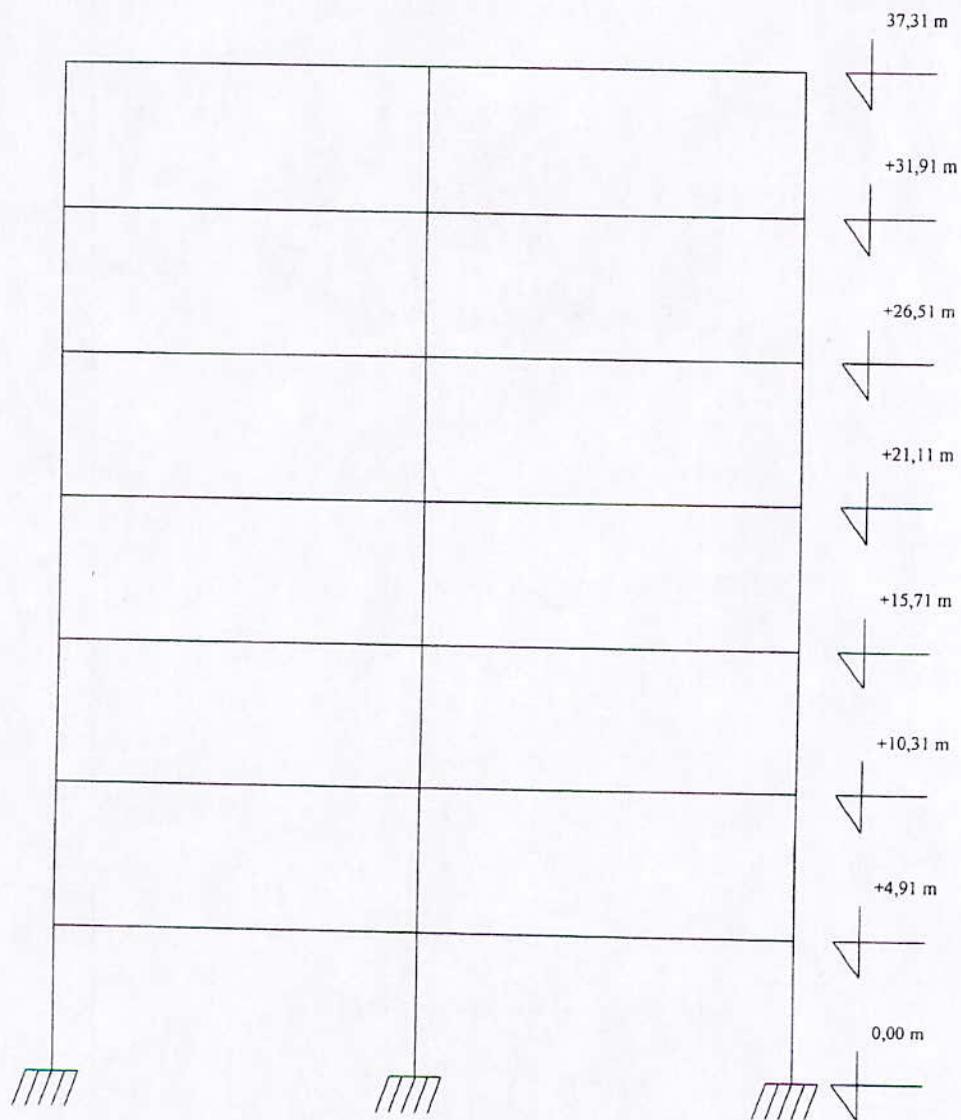


Fig 1.4- Vue en élévation de la structure (sens yy)

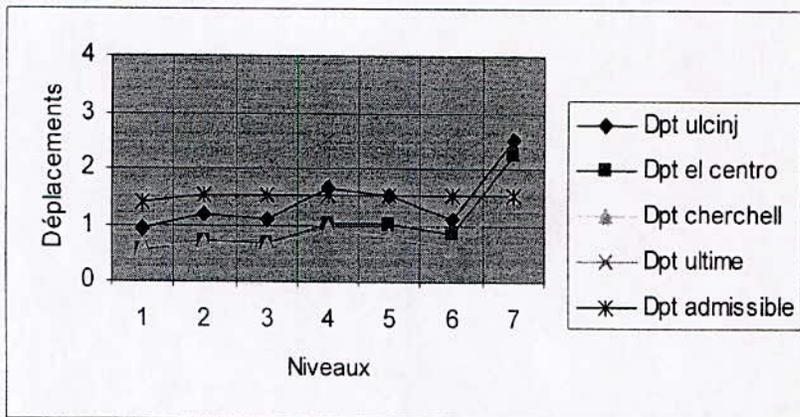


Fig 1.5- Déplacements inter-étages 0,15g (sens xx)

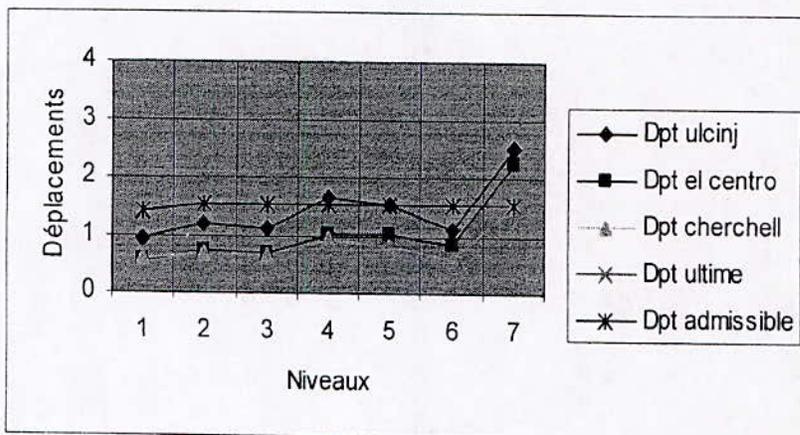


Fig 1.6- Déplacements inter-étages 0,25g (sens xx)

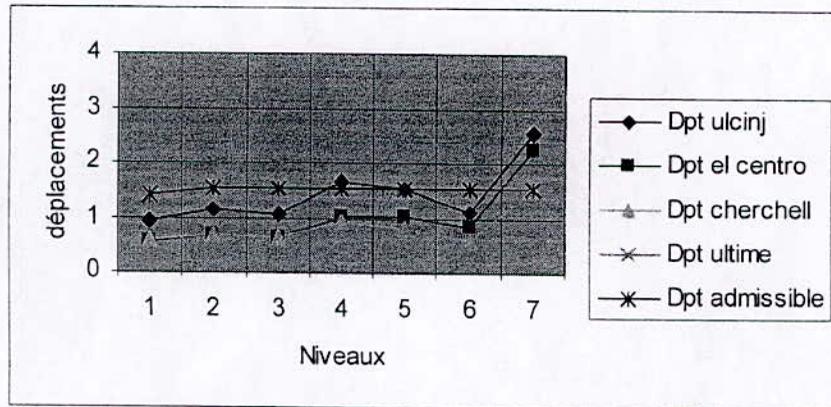


Fig 1.7- Déplacements inter-étages 0,15g (sens yy)

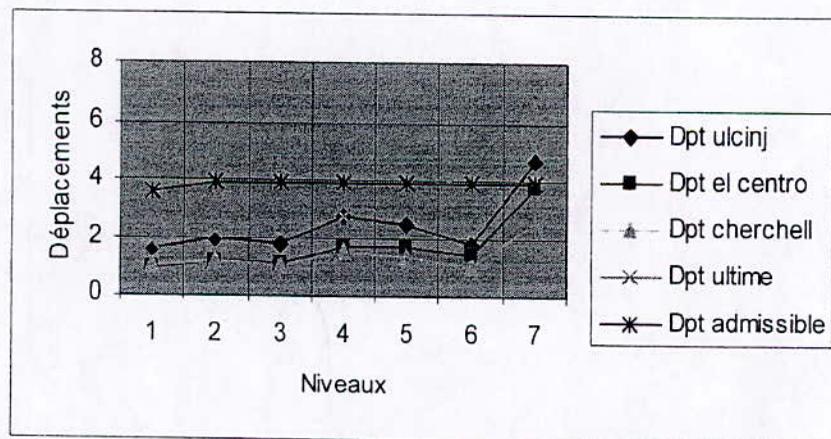


Fig 1.8- Déplacements inter-étages 0,25g (sens yy)

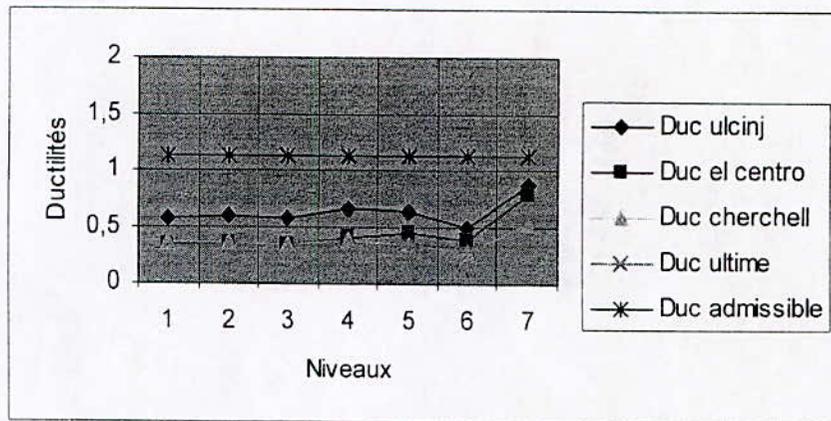


Fig 1.9- Ductilités 0,15g (sens xx)

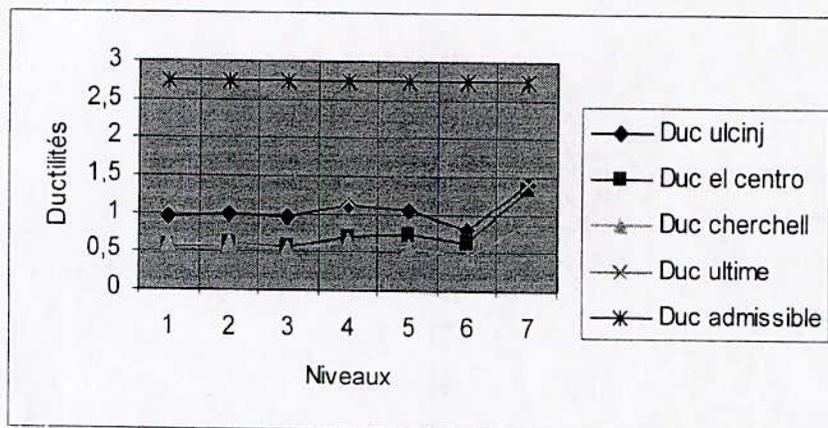


Fig 1.10- Ductilités 0,25g (sens xx)

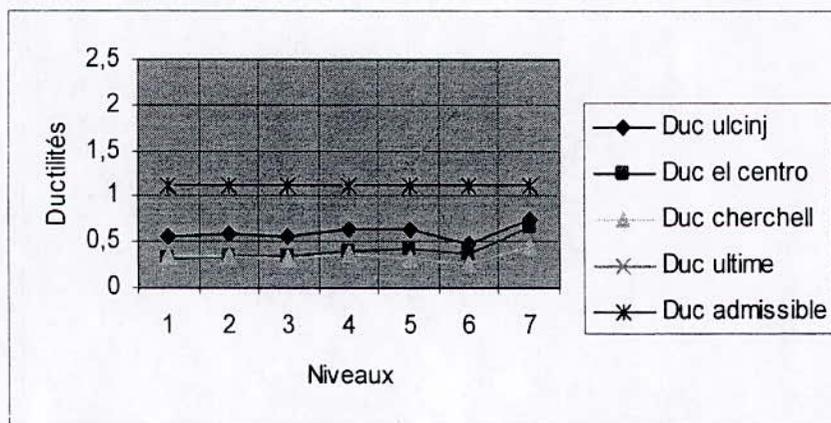


Fig 1.11- Ductilités 0,15g (sens yy)

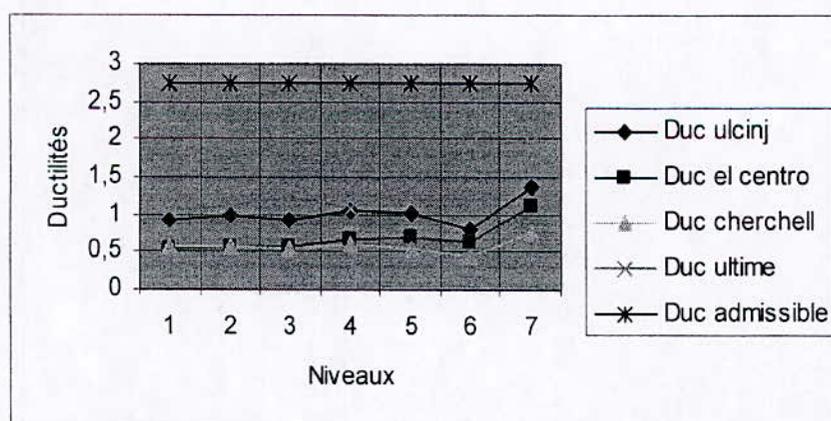


Fig 1.12- Ductilités 0,25g (sens yy)



ANNEXE II



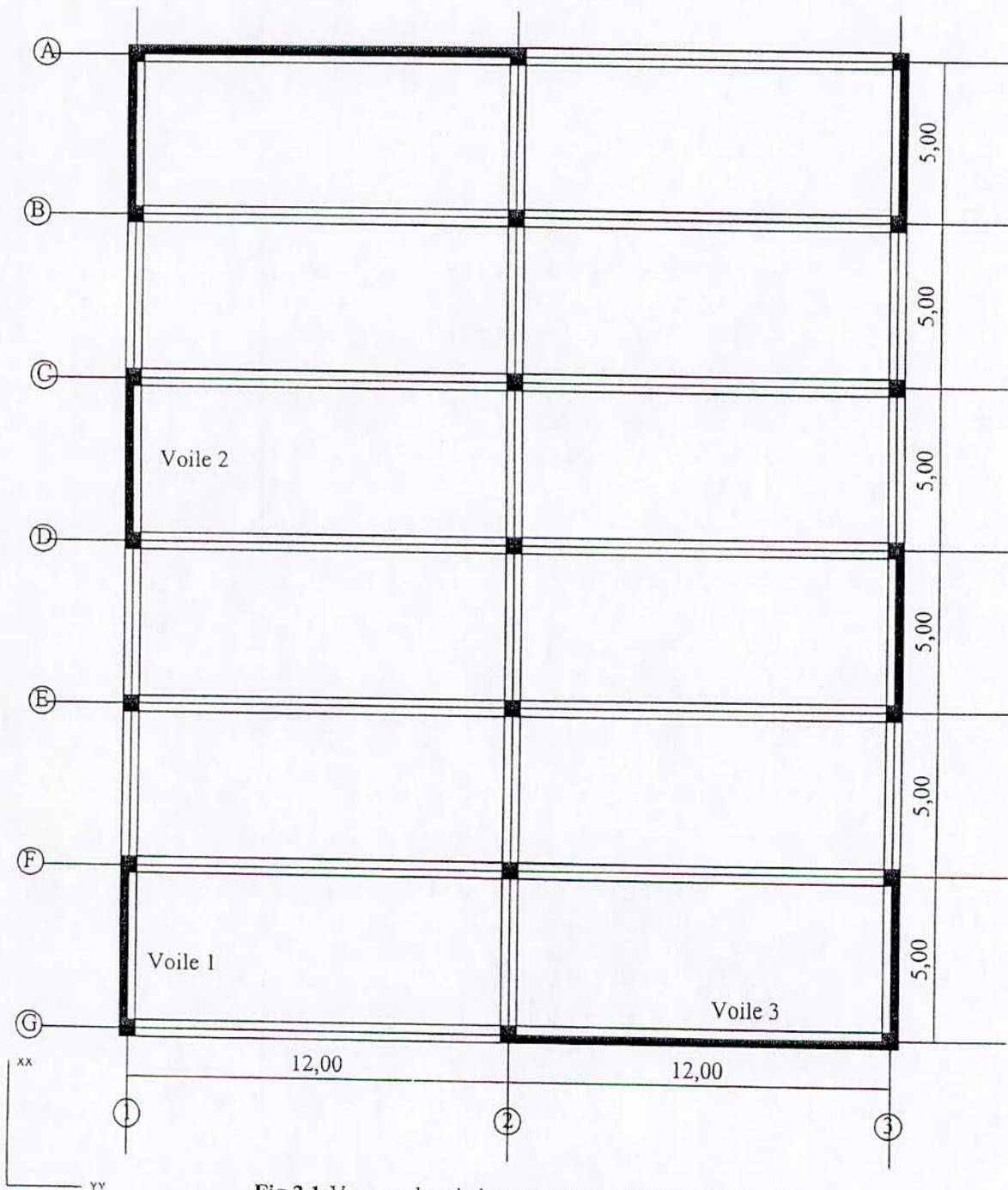


Fig 2.1: Vue en plan de la structure renforcée (solution 1)

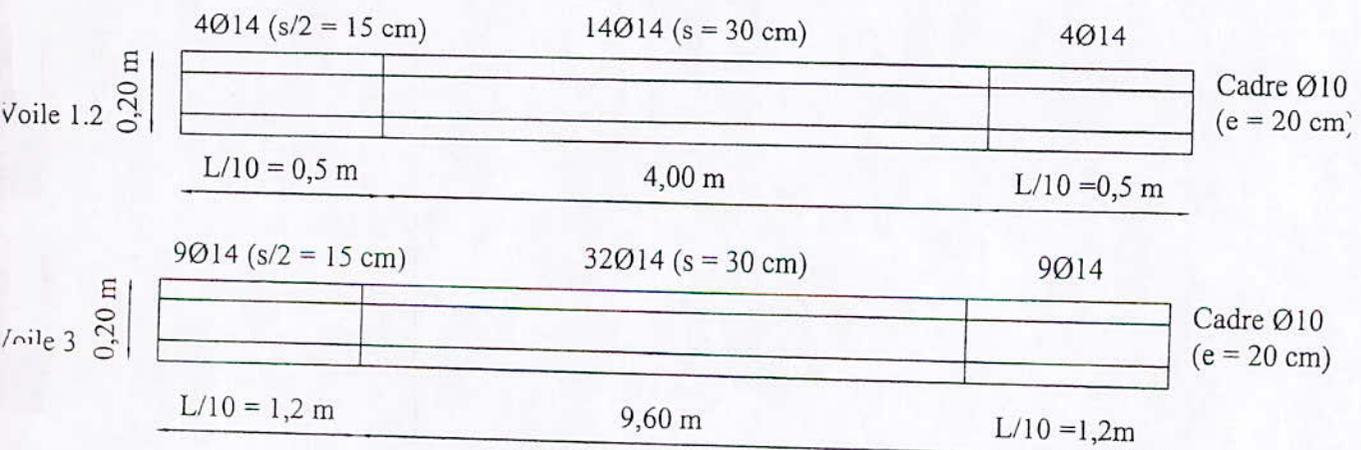


Fig 2.2 :Ferrailage des voiles (solution 1)

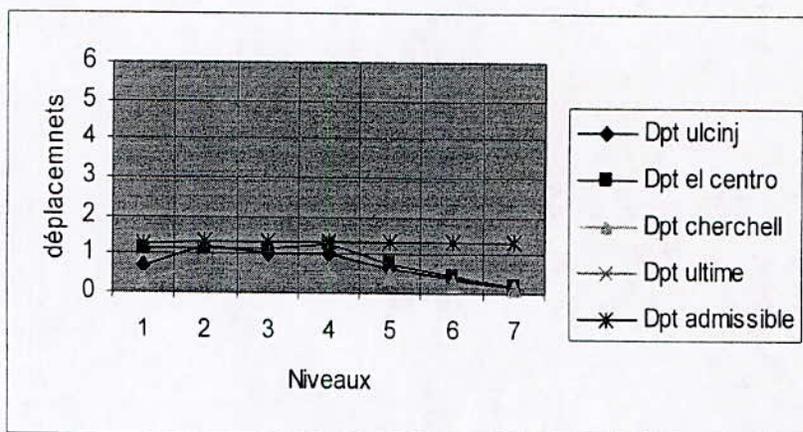


Fig 2.3- Déplacements inter-étages 0,15g (sens xx)

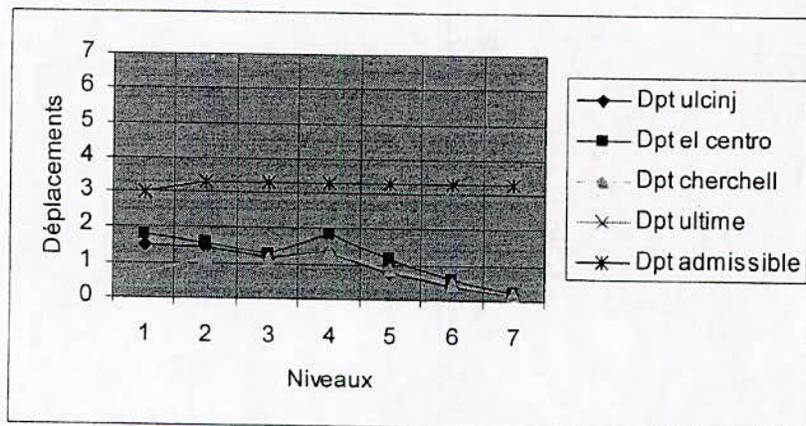


Fig 2.4- Déplacements inter-étages 0,25g (sens xx)

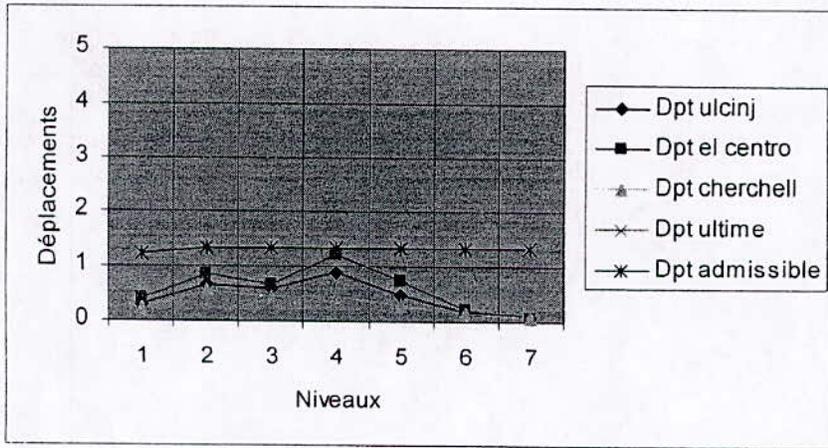


Fig 2.5- Déplacements inter-étages 0,15g (sens yy)

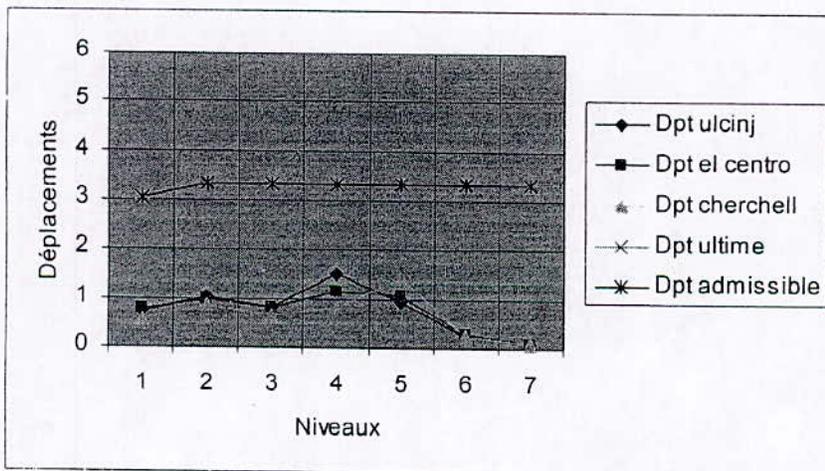


Fig 2.6- Déplacements inter-étages 0,25g (sens yy)

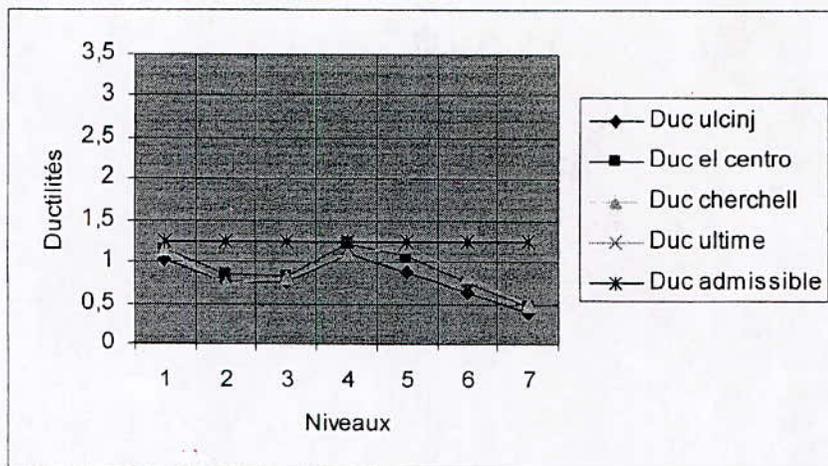


Fig 2.7- Ductilités 0,15g (sens xx)

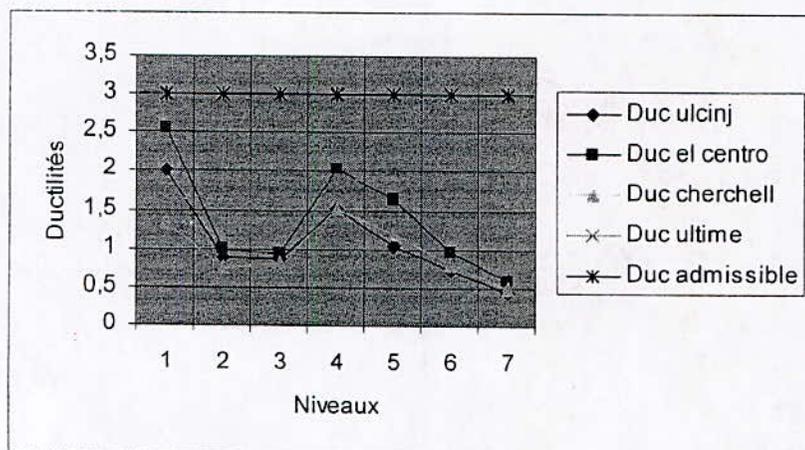


Fig 2.8- Ductilités 0,25g (sens xx)

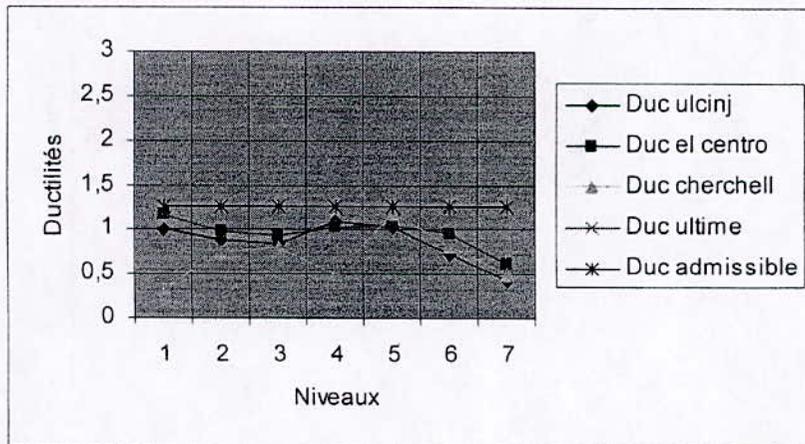


Fig 2.9- Ductilités 0,15g (sens yy)

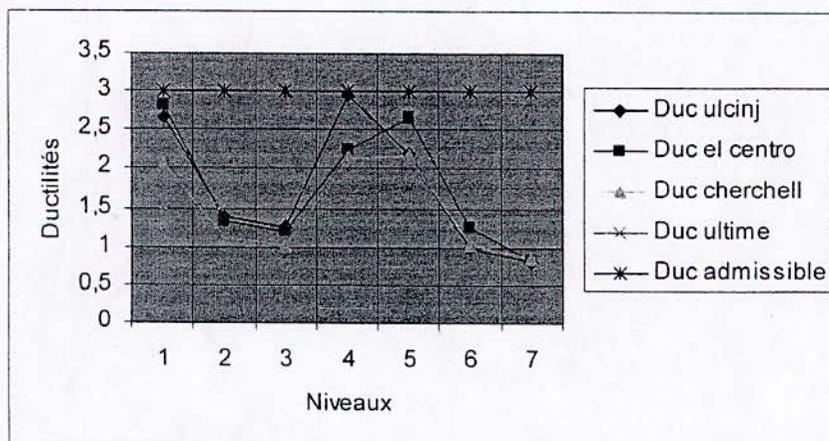


Fig 2.10- Ductilités 0,25g (sens yy)

ANNEXE III

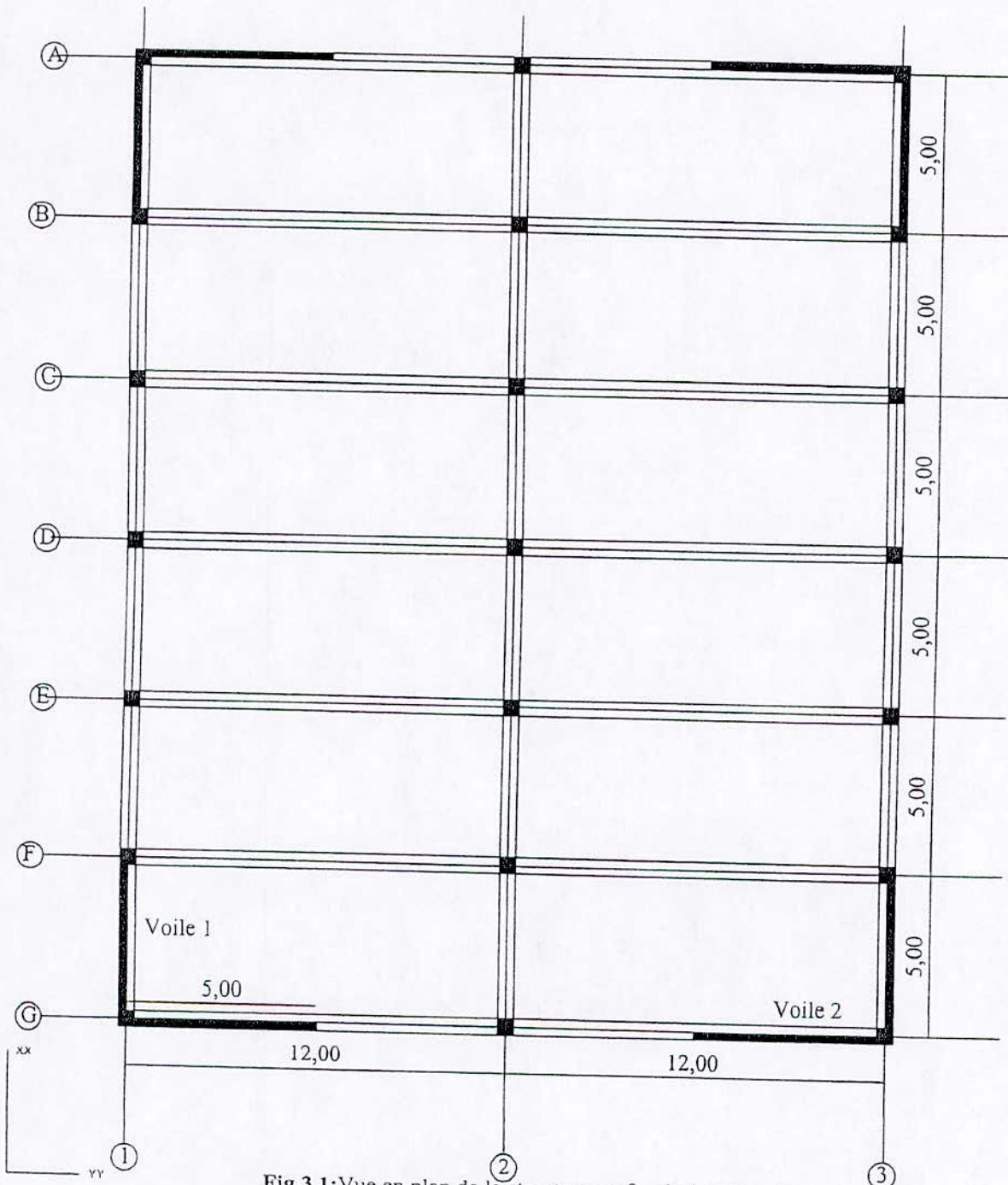


Fig 3.1: Vue en plan de la structure renforcée (solution 2)

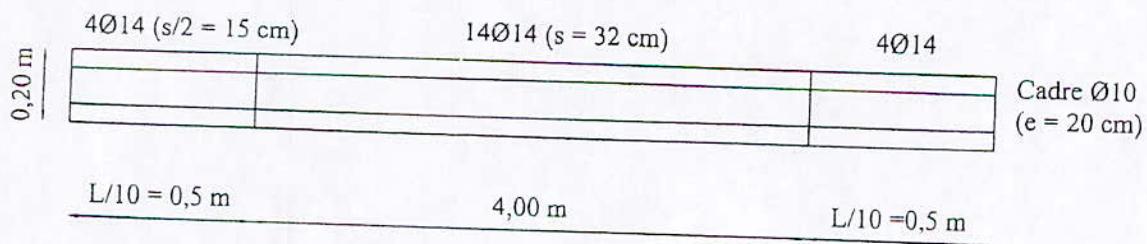


Fig 3.2 : Ferrailage des voiles (solution 2)

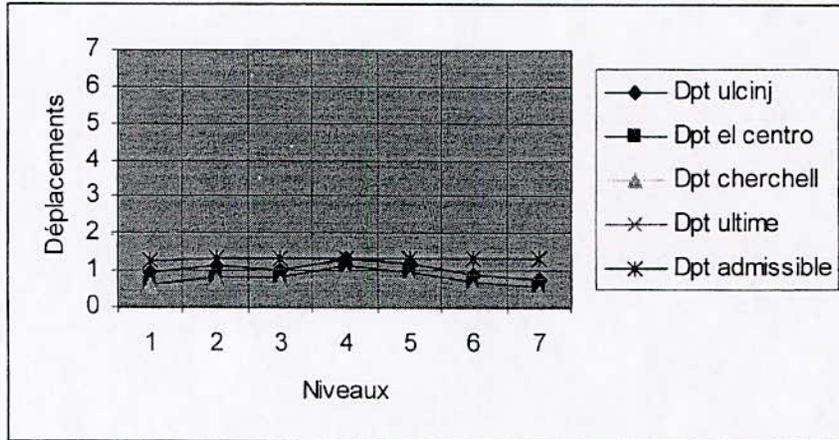


Fig 3.3- Déplacements inter-étages 0,15g (sens xx)

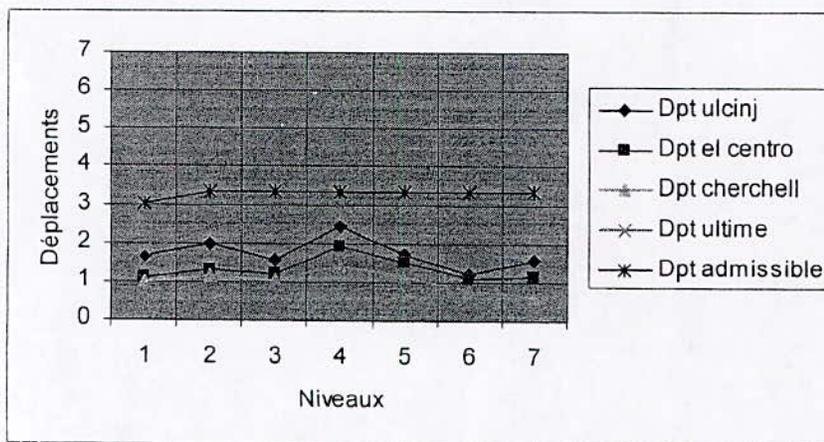


Fig 3.4- Déplacements inter-étages 0,25g (sens xx)

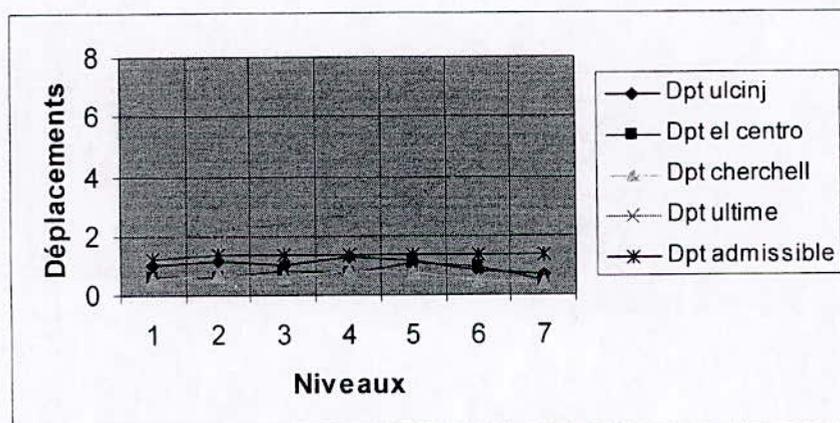


Fig 3.5- Déplacements inter-étages 0,15g (sens yy)

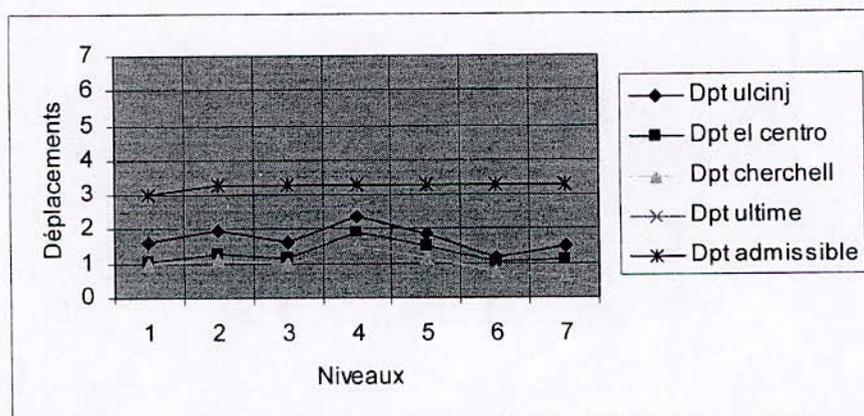


Fig 3.6- Déplacements inter-étages 0,25g (sens yy)

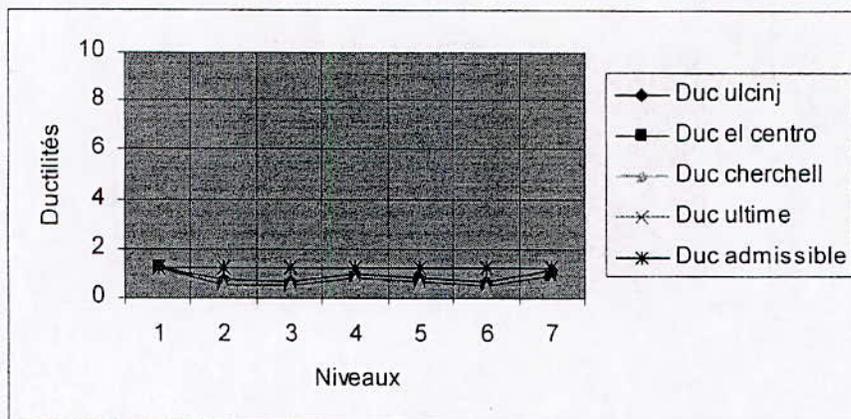


Fig 3.7- Ductilités 0,15g (sens xx)

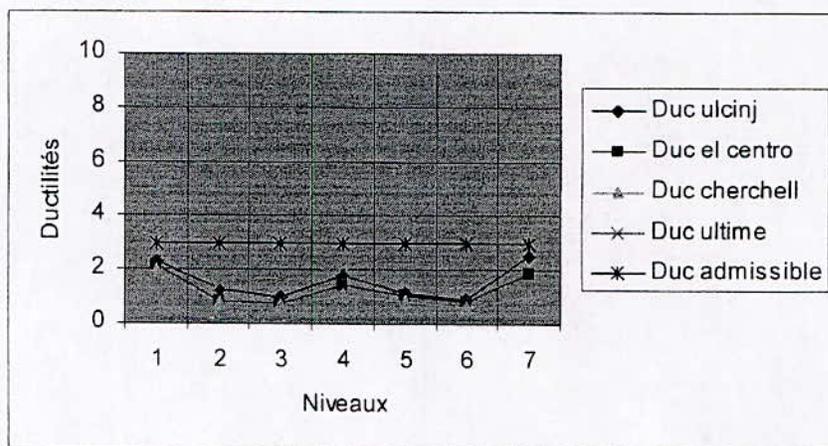


Fig 3.8- Ductilités 0,25g (sens xx)

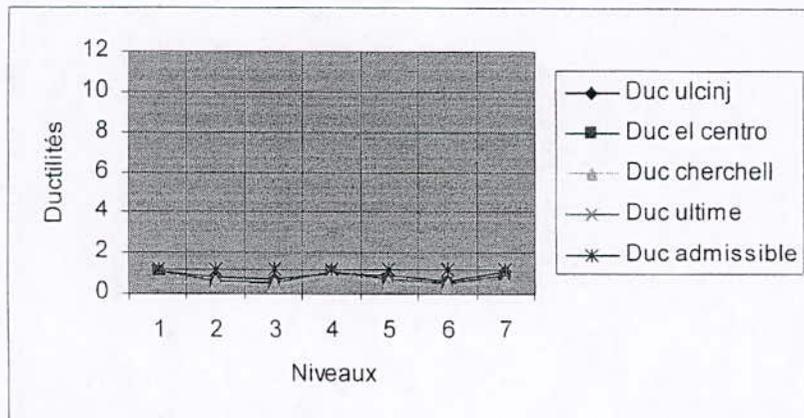


Fig 3.9- Ductilités 0,15g (sens yy)

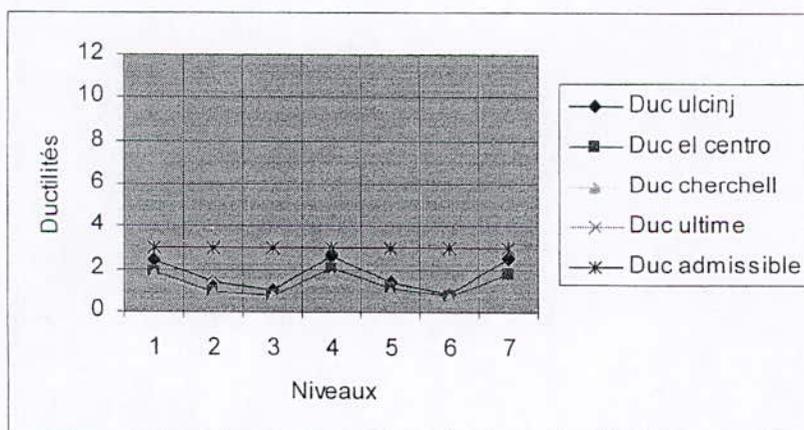


Fig 3.10- Ductilités 0,25g (sens yy)