

# **I. URBANISME ET ANALYSE STATISTIQUE DU BATI DE LA VILLE D'ALGER**

## **I.1. INTRODUCTION**

La ville est définie comme étant l'expression diachronique de la civilisation du peuple qui l'habite. Elle s'adapte aux transformations du mode de vie et du dynamisme social, elle passe pour être le dépositaire de l'histoire du peuple. Alger n'échappe pas au fait d'être le signe d'un rapport direct et indirect entre l'homme et la société tout au long de l'histoire comprenant le passé, le présent et le futur.

La lecture de la croissance de la ville d'Alger se résumait à l'époque ottomane à l'ancienne ville la Médina, renfermée sur elle-même, et dont la relation avec les fahs limitrophes se faisait par des routes ponctuées aux niveaux des remparts par des portes qui sont au nombre de cinq: Bab El B'har, Bab El Djazira, Bab El Djedi, Bab Azzoun et Bab El Oued. L'image actuelle de la ville est l'aboutissement d'un long processus, résultant de la combinaison de plusieurs facteurs et paramètres qui sont d'ordre démographique, topographique et géographique du site. Son développement s'est opéré en plusieurs entités autonomes ayant chacune sa logique de formation, mais articulées entre elles formant un ensemble permettant à la ville d'évoluer sans rupture ni incohérence. Le processus du développement de la ville d'Alger est l'accomplissement de plusieurs expériences en s'adaptant au relief du terrain. En 1830 l'ancienne ville d'Alger présentait des limites physiques (remparts) définissant un dedans et un dehors, en 1840 la ville abandonne sa forme caractérisée par la présence de mur identifiant la ville de la campagne, pour s'orienter vers une vision de centre et de périphérie. A l'exemple de la ville d'Alger presque toutes les villes du monde ont un sens particulier de croissance qui permet aux gens de se repérer [5]. La densification du tissu urbain de la ville a engendré un changement dans l'occupation de la parcelle de sol qui est passée du capital foncier au capital financier et de l'occupation rurale à celle d'une occupation urbaine [1]. Entre 1830 et 1870, la ville a connu un premier dédoublement qui a consisté en une croissance linéaire selon deux axes qui sont la rue d'Isly et la route de Constantine. Parallèlement des noyaux urbains se formaient, au sud le Faubourg Mustapha se développant selon les routes de Laghouat et Constantine (Ben M'hidi et Didouche), et au nord le Faubourg de Bab el Oued entre la vieille ville et l'hôpital militaire (maillot). Durant la période 1930 – 1962, à ces premiers travaux de développement se succèdent des opérations ponctuelles de construction, limitées, constituées de cités de recasement.

Le premier plan d'aménagement approuvé le 17 Août 1931 véhicule l'idée de l'extension de la ville vers le Hamma. Ce plan d'aménagement est accompagné de plusieurs opérations d'agrandissement et d'embellissement de la ville. La décision prise pour la réalisation de la jonction entre Alger la ville mère et les deux nouveaux quartiers la nouvelle ville d'Isly et la ville de Mustapha par le tracé du boulevard «d'oxygénation» Khemisti et la transformation des remparts en boulevards permettant le rattachement des Faubourgs à la ville [9].

La ville d'Alger résulte de l'association de plusieurs tissus urbains autonomes structurés physiquement par des tracés sur des sites particuliers, ayant chacun sa logique de formation. La vieille ville «Casbah» est implantée sur le site en épousant parfaitement les lignes du relief. La nouvelle ville d'Isly est caractérisée par un site accidenté. Elle est délimitée par la rue Abane Ramdane dans la continuité des rues Asselah hocine et des frères Bellili, ancienne route de Constantine superposée sur un aqueduc. Elle est divisée en une ville haute et une ville basse par la rue Ben M'hidi. La ville de Mustapha est caractérisée par un site plus au moins accidenté, sa croissance se fera le long de la rue Didouche, ancienne route de Laghouat qui la partage en Mustapha supérieur et Mustapha inférieur. Chacune de ces villes occupe une trame primaire dans le tracé [5], [9]. Dans la ville d'Isly, la forme de l'îlot est souvent régulière, carré ou rectangulaire et la profondeur de la trame est conditionnée par la topographie du site. Dans la ville de Mustapha le respect du terrain accidenté a fait que les îlots sont tracés parallèles aux courbes de niveau et l'îlot offre son coté le plus long à la rue Didouche dont les dimensions varient entre 210 x 110 m et 50 x 30 m [5] et [9]. Le parcellaire qui est une unité de découpage du sol donne une direction préférentielle au tissu urbain. Son utilité rend la réflexion plus facile, démultiplier les décisions et raisonne par système dans la mise en forme d'un projet urbain. L'opération est plus facile à gérer lorsqu'elle s'applique à une échelle réduite. Réaliser un grand nombre de logements social n'est pas synonyme de grandes opérations. De plus le parcellaire urbain a un autre avantage, qui à long terme, il assure le renouvellement du bâti par petites unités, il est considéré comme un outil de souplesse urbaine [9].

Le site caractéristique d'Alger impose certaines particularités aux combinaisons d'éléments urbanistiques, la formule retenue est celle d'un découpage en îlots étroits et des lotissements par bandes. Le réseau de communication constitué de voies à grand trafic est essentiellement parallèle à la mer, et de rues transversales. Les grands travaux de démolitions des maisons ouvrières en bordure de mer en 1930 ont coïncidé avec l'approbation du premier plan d'aménagement de la ville. Les nouveaux quartiers sont traités en îlots à mailles régulières de dimensions limites 20-30m sur 30-40m. Dans les îlots structurés, c'est le règlement de 1784

qui est appliqué, dans lequel des rapports précis sont prévus entre la largeur de la rue et la hauteur calculée à la corniche du bâtiment qui donne sur la rue. Il s'agit de 14,62m sur une largeur de 9m et de 17,54m sur une largeur de 12m [9]. La restructuration des années 1930 de la basse Casbah a permis de définir un nouvel parcellaire de la rue de Bab Azzoun. Sur le front de mer, le découpage horizontal de l'architecture souligne la monumentalité de la composition à l'échelle de la ville et la spécificité du site lui a permis de bénéficier d'un traitement tout à fait particulier.

En effet, lorsqu'on rentre à Alger, par bateau ou par route la façade centrale, située entre la grande poste (Boulevard Khemisti) et le bastion 23, donne une image de barrière composée d'une batterie de bâtiments à arcades et de gabarit constant. Il paraît que l'idée première de construire des bâtiments à galeries publiques le long de la baie venait du soucis de protection contre le soleil. Vu la longueur du tronçon l'urbanisation oblige, il a été entrecoupé par des places publiques, qui constituent également des «points forts de centralité» qui sont la place des martyrs d'où on voit la Casbah, Square port Said faisant face au bâtiment du théâtre national et enfin le jardin Sofia dans le prolongement du boulevard Khemisti. Au delà de cette partie centrale située entre le jardin Sofia et le bastion 23 la pente s'affaiblit. L'aspect topographique du site donne à la partie centrale de la ville l'image d'une salle de théâtre dont la scène est la mer. En dehors de la vieille ville, on peut distinguer deux grandes périodes d'urbanisation dans la région algéroise, la première relative au développement des différents centres urbains: les quartiers d'Isly, de Mustapha et de Bab El Oued, la deuxième relative à la restructuration du quartier de la basse Casbah et de la marine qui a coïncidé avec la réalisation des grands ensembles sur les hauteurs.

L'analyse de la lecture urbanistique de la ville d'Alger fait ressortir trois phases de développement:

- La première phase constituée de la Médina avec un système constructif tout à fait particulier de celui du reste du tissu urbain, il s'agit de maisons construites en murs porteurs constituées de briques pleines adossées les une aux autres.
- La deuxième phase a consisté avec le développement des faubourgs limitrophes, à savoir le faubourg Mustapha et le faubourg Bab El Oued.

- La troisième phase a concerné la restructuration du centre ville avec la construction des bâtiments administratifs. La densification du tissu existant par la construction des cités de recasement et la jonction des anciens quartiers au centre ville.

Les constructions de la deuxième phase sont réalisées essentiellement par des murs en pierres et des planchers en bois, parfois en voûtains. Les gabarits des immeubles sont généralement compris entre trois et cinq niveaux. Il semble que le plus gros des travaux a été réalisé durant la troisième phase, où on identifie deux typologies de construction. L'une consacrée aux bâtiments de la restructuration du centre ville destinés aux infrastructures administratives et l'autre aux cités de relogements des populations délogées de ce site, implantées sur les hauteurs du quartier de Bab El Oued. Le développement urbain de la ville d'Alger s'est amorcé durant la période 1953– 1954.

Compte tenu de la démographie qu'a connue la ville d'Alger, sa croissance est restée en perpétuelle évolution jusqu'à nos jours. Plusieurs programmes de construction ont été réalisés à la périphérie après la jonction de la ville de Mustapha, la ville d'Isly et la construction du quartier du front de mer. En résumé actuellement l'agglomération d'Alger occupe une superficie de 809km<sup>2</sup> constituée de 57 communes, sa population au 31 décembre 2002 est de 2 741 275 habitants. Son parc de logements est de 464 879 logements, réparti sur les périodes de constructions regroupées dans le tableau suivant :

Tableau n° 1 répartition de la population dans l'agglomération d'Alger selon les périodes

Année	Parc logement	Population
1962	198 000	980 000
1966	217 398	1 257 219
1998	435 605	2 562 428
2002	456 000	2 700 000

## I.2. ANALYSE STATISTIQUE DU BATI D'ALGER

### I.2.1. Introduction

Les facteurs influant sur le comportement d'une structure sous sollicitations dynamiques, notamment d'origine sismique peuvent être organisés en deux grandes familles:

1. Les caractéristiques qualitatives relatives aux matériaux.

2. Le comportement de l'ensemble de la structure (distribution verticale et horizontale des éléments porteurs).

La subdivision des deux familles en sous groupes se base sur l'analyse du mécanisme de dégradation de l'ouvrage. Les données servant à l'opération de subdivision sont issues généralement de diverses sources plus aux moins exploitables telles celles issues des rapports post-sismiques. Cependant, il convient de considérer un nombre important de rapports, car les mêmes typologies de bâtiments exhibent des pathologies différentes d'une région à une autre, compte tenu de la variabilité des pratiques de construction. La considération géographique est importante dans l'analyse des dommages observés après un séisme. Ils dépendent des traditions en matière de construction, de la rigueur dans les détails de conception, d'application et d'exécution de la réglementation, de la qualité des matériaux utilisés et de la culture d'entretien des ouvrages [8]. La subdivision de chaque famille peut se faire sur la base du type de matériau, du type de structures, du nombre d'étages, de l'âge de la construction, de la rigidité du premier niveau,... Chacun de ces paramètres a son importance dans l'évaluation des dommages et pertes économiques.

### **I.2.2. Analyse statistique globale du bâti de la ville d'Alger**

L'exploitation des données fournies par l'Office National des Statistiques (ONS) de vingt six (26) Communes de la région Algéroise a fait ressortir que pour certaines communes, la densité en population est inversement proportionnelle à la surface de cette dernière (**figures I-1 I-2, I-3**). De l'analyse de ces données, il ressort aussi que:

1 – Parmi les vingt six communes, la superficie de la commune de Bouzaréah est relativement la plus grande. Elle est presque le double de celle de Kouba qui avoisine les 1000 hectares, les surfaces des communes de Bir Khadem, de Oued Smar, de Bab Ezzouar et de Djar Kasentina, sont de l'ordre de 750 hectares. Les plus petites superficies sont celles de la commune de Bab El Oued, de la Casbah et d'El Magharia qui sont de l'ordre de 100 hectares.

2 - En terme de logements, la commune d'Alger centre dispose de plus 20 000 logements. Les communes de Oued Smar, Ben Aknoun et Rais Hamidou ont un nombre moins important, qui est de l'ordre de 3 500 logements.

Le classement par groupe et par tranche variant de 500 logements fait ressortir que les communes de Kouba, Bab Ezzouar, Sidi M'Hamed ont le nombre de logements compris entre 20 000 et 15 000, tandis que les communes de Bab El Oued, Badjarah, Bouzaréah, Bourouba

et Djasr Kasentina ont leur nombre de logements qui varie entre 10 000 et 15 000. Le reste des communes ont un nombre de logements compris entre 5 000 et 10 000.

3 - En terme de densité de population, la commune de Bab El Oued est placée en tête, avec environ 750 habitants par hectare, vient ensuite celles d'Alger centre, la Casbah et Sidi M'hamed avec une densité comprise entre 500 et 400 habitants. A l'exception de sept communes qui sont celles de Mohammadia, de Hydra, de Rais Hamidou, de Bouzaréah, de Bir Khadem, d'El-Harrach et de Oued-Smar dont la densité d'habitants est moins de 100 par hectare, le reste des communes a une densité qui se situe, approximativement entre 100 et 220 habitants par hectare.

4 - En densité de logements à l'hectare, la commune de Sidi M'Hamed présente une densité d'environ 180, viennent ensuite dans l'ordre les communes de Bab-El-Oued (120), d'Alger centre ( $\approx 100$ ), de la Casbah ( $\approx 860$ ), du Hamma-Anasser ( $\approx 67$ ). Celles d'El Madania, de Bologhine, de Oued Korich, de Bir Mourad Rais, d'El-Biar, de Bourouba, de Bajah, de Bab-Ezzouar et d'El Mouradia ont une densité de logements comprise entre 20 et 40, et le reste des communes a une densité inférieure à 20.

5 - L'évolution de la construction dans la ville durant les trois périodes en l'occurrence avant 1962, 1962-1980, 1980-1998 montre, qu'à l'exception de la commune de Bab-Ezzouar et à un degré moindre celles de Ben-Aknoun et de Bir-Khadem, plus de 70% des constructions ont été réalisées avant 1962. Moins de 20% ont été réalisées durant la période 1980-1998.

A part les communes de Bab-Ezzouar et de Bir-Khadem pour lesquelles une expansion remarquable s'est faite durant la période 1962-1980, les autres communes composant la ville d'Alger ont connu un ralentissement très prononcé dans le domaine de la construction durant la période 1980-1998, **figure I-4**.

### **I.3. Identification des typologies constructives et de l'usage des constructions**

#### **I.3.1. Introduction**

L'analyse de la vulnérabilité d'un tissu urbain à grande échelle nécessite la caractérisation du bâti existant de la zone d'étude. Les typologies identifiées doivent être représentatives et la première indication ou étape à entreprendre dans ce cas est de bien identifier les périodes de construction. En effet, quel que soit l'état d'urbanisation d'une

région ou d'une ville, il résulte d'un long processus de développement très souvent marqué par des moments de gestation et d'inactivité dans le bâtiment. A chacun de ces moments correspondent des techniques évolutives et typologiques de constructions, c'est pourquoi à l'échelle d'une ville plusieurs types de constructions coexistent. Ainsi le patrimoine bâti d'une région se présente comme une stratification de procédés de construction correspondant aux grandes périodes de constructions. A l'échelle de la région méditerranéenne, J.Ptrovski [9] a identifié trois grandes familles de constructions correspondant à trois périodes de construction:

- \* Avant 1920: Dominance de constructions traditionnelles réalisées avec l'adobe, la maçonnerie de pierre et de briques avec des planchers en bois et / ou en voûtains.
- \* Période 1920-1950: constructions en maçonnerie de pierres et / ou de briques avec des planchers dalles en béton armé.
- \* Après 1950: constructions modernes en poteaux poutres en béton armé.

Toute étude de vulnérabilité doit pouvoir repérer la répartition spatiale des différentes typologies de constructions. Dans le cas d'une telle analyse à grande échelle, en raison de la complexité liée à l'hétérogénéité et à la distribution spatiale du parc immobilier dans une région ou dans une ville, l'identification des typologies constructives se base sur un repérage visuel des zones homogènes. Plusieurs techniques peuvent être employées, mais l'utilisation de l'une plutôt qu'une autre se justifie par le degré de précision souhaité par le résultat final. Les différentes sources d'information possibles à exploiter pour identifier les typologies constructives sont :

- \* Les photographies satellites qui grâce au traitement d'image on peut obtenir la forme en plan des constructions.
- \* Les photographies aériennes 2D/3D couplées aux cadastres nous permettent d'obtenir la forme en plan et en élévation des constructions.
- \* Les pages jaunes donnent parfois une base de données constituée de photos des façades des constructions, lesquelles couplées avec les adresses permet de constituer une banque de données suivant des itinéraires.

\* Les itinéraires, c'est une méthode basée le choix aléatoire des itinéraires, l'identification se fait à l'aide d'une fiche sur laquelle sont portés les renseignements visuels possibles à relever, tels que le système constructif, le nombre de niveau, l'exploitation, l'âge, ...

### I.3.2. Description des typologies

L'axe Boulevard Zirout Youcef autrefois appelé Boulevard de la l'impératrice constitue la ligne directrice de développement de toute l'agglomération algéroise. Le contexte topographique aidant, la ville d'Alger a été urbanisée en suivant les courbes de niveau, sur lesquelles est superposé le réseau des voies de communication. Ce paramètre a fortement conditionné le tracé du tissu de la ville à base d'îlots rectangulaires à mailles régulières. Les irrégularités dues à la morphologie du terrain sont rattrapées par des îlots triangulaires, **figure I-5**. En qualité de système constructif, on rencontre au centre les constructions en maçonnerie dont le nombre d'étages n'excède pas six niveaux et dans la périphérie immédiat, sur la partie haute de Bab el Oued et dans le quartier du champ de Manoeuvres des bâtiments de grandes hauteurs réalisées en béton armé et en périphérie un peu plus lointaine des constructions en préfabrication lourde. Sur le tableau ci-après on peut identifier les systèmes constructifs, leur période de réalisation ainsi que leur localisation dans l'agglomération d'Alger.

Tableau n°2 : les différentes typologie constructives du parc immobilier de la ville d'Alger [ 6 ]

Typologie	Système constructif	Age	Localisation
Casbah	Murs porteurs en briques et tout venant	Jusqu'en 1830	Casbah
Quartiers anciens	Murs porteurs en pierres	Avant 1920	- Mustapha - Bab el Oued - Centre ville
Les 1 <sup>er</sup> HLM	Maçonnerie Bâtiments en îlots ouverts	1920-1930	- HLM Champs de Manœuvres - Cité Bobillot, - Cité Verdun - Cité la Consolation
Les 1 <sup>er</sup> s grands ensembles modernes	béton armé Poteaux poutres	1950-1955	- Aissat Idir - Groupe champs de manœuvres - Aéro habitat
les cités recasement	Maçonnerie	1950-1960	- Djenan el Hassen - Diar el Kef
Les ouvres de Pouillon		1954-1957	- Climat de France - Diar el Mahçoul - Diar el Saada
Les grands ensembles	- Bâtiments en barres - poteaux poutres préfabrication lourdes	1958 – 1959	- Diar el djemaa - Les dunes - Cité mahieddine - Diar el afia
Les nouvelles cités	- béton armé - préfabrication lourde	Après 1970	Cité Chevaley Cité Lavigerie Cité les Sources Cité les Anassers



On peut constater que mis à part les premiers programmes construits durant la période 1920–1930, qui sont insérés dans le tissu urbain existant, la majeure partie de l’habitat construit après a été implanté loin du centre ville. Cet effet pourrait s’expliquer par le fait que la taille de ces premiers programmes est inférieure à 100 logements, donc pouvant être insérés dans le tissu existant.

### I.3.3. Répartition des constructions selon leur usage

Dans le cadre de notre analyse qui a concerné quatre communes du centre ville d’Alger, l’identification de la typologie constituant leur parc immobilier a été effectuée en utilisant la méthode des itinéraires. Les paramètres retenus sont le système constructif, le nombre de niveaux et l’usage de la construction. Les résultats auxquels nous avons abouti sont résumés dans les tableaux ci dessous.

Tableau n°3 Répartition des constructions identifiées selon leur système constructif et leur usage

	Total	Habitation	Scolaire	Santé	Administration	Socioculturel	public
Maçonnerie	2064	1824	42	11	60	17	110
Béton armé	307	231	20	6	23	1	26
Charpente	20	11	1	1			7
Mixte	289	246	5	1	13	1	21
Précaire	20						
Total	2700	2312	68	19	96	19	164

Les résultats obtenus de cet inventaire, montrent que sur les 2700 immeubles recensés 2064 sont en maçonnerie. On constate que dans la zone étudiée le nombre de constructions en béton armé est relativement très faible. Il est de l’ordre de 300 bâtiments qui avoisine celui des constructions sur lesquelles des rajouts et des extensions ont été effectuées (appelées structures mixtes). Dans la région étudiée le tissu urbain est tellement dense que le nombre de constructions précaire est insignifiant. Si on exclue les bâtiments ayant leur rez de chaussée à usage commercial, on constate que sur les 2700 ouvrages recensés, 2312 sont à usage d’habitation. Le reste des bâtiments est départagé respectivement à usage public, hospitalier, scolaire, administratif et socioculturel. La compilation des fiches d’inventaire fait ressortir, que dans la zone étudiée le système constructif mur porteur est prépondérant. Il représente 76% de la totalité des systèmes utilisés dans la région, le reste est réparti à proportion égale entre le système constructif en béton armé et le système mixte. Pour les ouvrages à usage

public, on constate selon les résultats des statistiques que 70% sont en murs porteurs. L'analyse en considérant le paramètre nombre de niveau, **figure I-6** conclue que les bâtiments à usage d'habitation qui sont majoritairement en murs porteurs, ont un gabarit variant entre un et huit niveaux.

### I.3.4. Analyse de la typologie structurale

L'analyse des archives et l'inspection visuelle faite selon la méthode des itinéraire fait ressortir que les typologies structurales composant le bâti de l'agglomération Algéroise est tel qu'il est décrit dans le tableau ci après :

**Tableau n°I-4: Typologies structurales**

Typologie	Eléments verticaux	localisation	Eléments horizontaux	Configura - tion en plan	Entretien
Maçonnerie	Murs porteurs en pierre	- Quartier Mustapha - Bab El Oued	- Voûtains en briques - Bois - Corps creux - Dalles en béton	- Bâtiments isolés - Bâtiments en îlots (dimensions d'une maille du tracé)	-Très souvent manque d'entretien  - ouvrages vétuste
	Murs porteurs en bloc de tuff	- Quartier El Kitani - Bd Zirout Youcef - Bab Azzoun - Basse Casbah			
	Murs en briques pleines Plus tout venant	- Bab Azzoun - Casbah			
Béton armé	Portiques	- Bab el Oued - Quartier Mustapha	- Poutres et poutrelles (Corps creux) - Dalles	Bâtiments à cinq étages	Très peu entretenus
	Murs en béton Plus éléments en charpentes	Hauteur de Bab El Oued		Bâtiments barre	

## I.4 . Analyse des données de la commune de Bab–El Oued

### I.4 .1. Justification du choix de site

L'analyse statistique du bâti de la ville d'Alger a été faite sur un ensemble de vingt six (26) communes, basée sur les résultats du recensement général de la population et de l'habitat de 1998 (RGHP 98). L'objectif de cette dernière est d'identifier la commune la plus

vulnérable vis-à-vis du phénomène sismique en considérant un certain nombre de critères qui sont entre autre la densité en population. Les résultats ont révélé que la commune de Bab El Oued se présente comme étant celle qui cumule une forte densité en population, (750/ha) et en logements (120/ ha). Sa situation urbanistique est telle qu'à l'étréitesse des voies de communication s'ajoute la situation géographique et topographique de son site d'implantation, qui se trouve bloqué par plusieurs éléments naturels. Le choix du site de Bab El Oued nous a été également dicté par la grande homogénéité architecturale de son parc immobilier. Historiquement, à l'échelle de la région centre d'Alger, le quartier de Bab El Oued est l'un des premiers sinon le premier à être développé. Cependant, il se trouve entouré d'éléments qui bloquent son extension, la mer au Nord, les hauteurs d'El Kettar au Sud, le massif de Bouzaréh à l'Ouest et le quartier de la marine à l'Est. Ces éléments ajoutés à la croissance très rapide du tissu (due à l'exode rurale) après l'indépendance ont engendré un contenu social tel que le passage à un statut de quartier devient presque automatique. Cette déduction logique est le résultat de la superposition des limites naturelles, historiques, fonctionnelles (considérée comme une ville dans une ville) et administratives...

#### **I.4.2. Résultats de l'analyse faite par le CNERU**

L'objectif recherché par cette analyse préliminaire est de classer chacune des constructions inventoriées selon son état dans les trois catégories ci-dessous basées sur la qualité d'exploitation de référence qui la restructuration (**Rs**), la rénovation (**Rn**) et la réhabilitation (**Rh**) définies ci dessous:

**Restructuration (Rs):** elle consiste en une intervention sur les voiries et peut comporter une démolition partielle d'îlots, une modification des caractéristiques d'un quartier par le transfert d'activité et la désaffectation des bâtiments en vue d'une autre utilisation. Les démolitions se limitent aux bâtiments vétustes. L'objectif de cette opération étant le renouvellement du cadre bâti et amélioration du fonctionnement de la ville.

**Rénovation (Rn):** constitue une intervention profonde sur le tissu urbain avec destruction d'immeubles vétustes et reconstruction d'immeubles de même fonction ou différente. L'objectif visé par cette opération étant d'accorder à ces tissus les normes minimales d'hygiène

**Réhabilitation (Rh):** consiste en une revalorisation de bâtiments ou de tissus qui conservent leurs caractéristiques originelles. Cette opération implique une restauration de bâtiments et mise en place d'équipements et d'infrastructures nécessaires. Les démolitions sont limitées aux adjonctions précaires et aux bâtiments menaçant ruine, l'objectif visé est de relever la

valeur d'usage du cadre bâti. Les résultats auxquels a aboutit l'étude est respectivement plus de 40% de mètres de surface nécessite une restructuration, et plus de 50% une réhabilitation. Compte tenue des difficultés rencontrées généralement pour établir l'inventaire typologique d'un bâti existant, et afin d'aboutir à une banque de données des plus fiable, nous nous sommes intéressés à plusieurs sources, qui sont :

- Les données issues de l'office national des statistiques (ONS) [7].
- Les données issues d'une étude d'embellissement et de l'occupation des sols (POS) [2].
- Les données issues des archives nationales [3].
- La vérification physique des bâtiments sur terrain.

**Tableau n°5:** Répartition des différents types de construction en nombre de niveaux

Type de construc - Tion	R+0	R+1	R+2	R+3	R+4	R+5	R+6 - 9	>R+10	Total
Immeubles	0 (0%)	79 (7.3%)	161 (14.9%)	188 (17.4%)	159 (14.7%)	265 (24.5%)	174 (16.0%)	35 (3.2%)	1081
Maisons Ind avec cour	79 (43.4%)	74 (40.6%)	17 (9.3%)	5 (2.7%)	1 (0.5%)	2 (1.1%)	1 (0.5%)	1 (0.5%)	182
Maisons Ind sans cour	86 (50.6%)	54 (31.7%)	18 (10.6%)	5 (2.9%)	1 (0.6%)	3 (1.7%)	1 (0.6%)	0 (0%)	170
Maisons Trad	13 (54.1%)	3 (12.5%)	5 (20.8%)	0 (0%)	0 (0%)	1 (4.1%)	0 (0%)	0 (0%)	24
Hôtels / Pensions	0 (0)	0 (0)	1 (33.3%)	1 (33.3%)	1 (33.3%)	0 (0%)	0 (0%)	0 (0%)	3
Garage/Ateliers /Usines	12 (48.0%)	3 (12.0%)	2 (8.0%)	3 (12.0%)	2 (8.0%)	1 (4.0%)	1 (4.0%)	1 (4.0%)	25

Le croisement de toutes ces données a abouti à :

- 1- L'analyse par type de construction et par nombre de niveaux du bâti de Bab El Oued a fait ressortir que parmi les constructions en R+0 une proportion presque égale est répartie entre ateliers, maisons traditionnelles maisons individuelles avec ou sans cour.
- 2 - Les constructions type immeuble sont réparties suivant 7.30%, 14.89%,17.89%, 14.70%, 24.51%, 16.1% et 3.24% consécutivement de R+1 à R+10.
- 3 - Le pourcentage de maisons individuelles avec cour est de l'ordre de 80% réparti

essentiellement entre R+0 (43.4%) et R+1 ( 40.6%), 9 % en R+ 2, de l'ordre de 3% en R+3.

4 - Le pourcentage de maisons traditionnelles est nul pour le nombre de niveaux en R+3 R+4 et plus de R+6, il est de 54 % pour celui en R+0 et de 4% pour le niveau R+5.

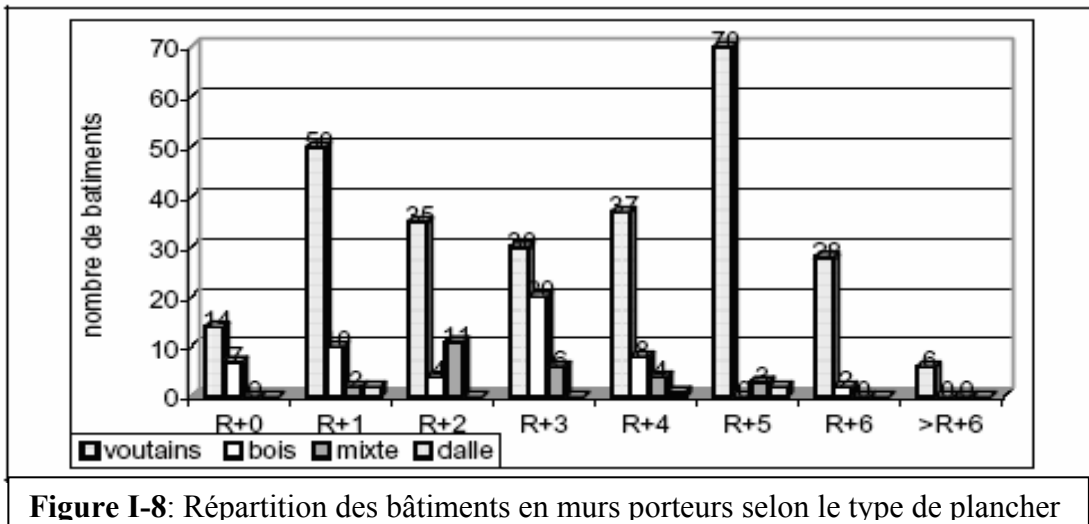
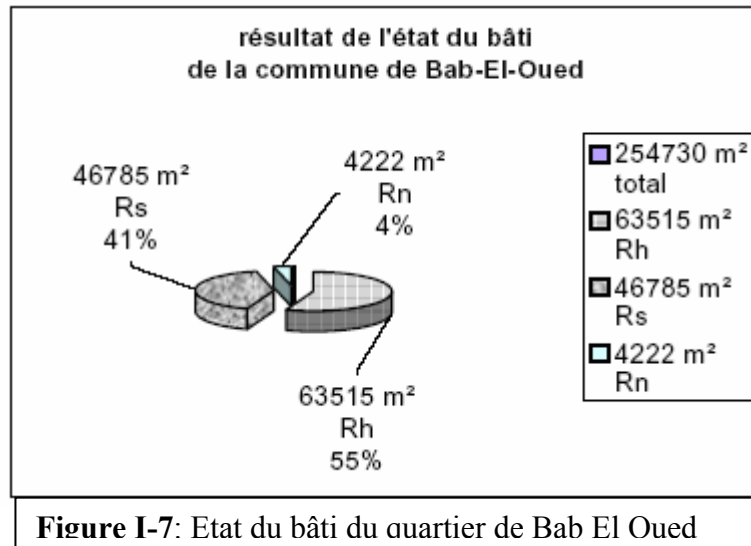
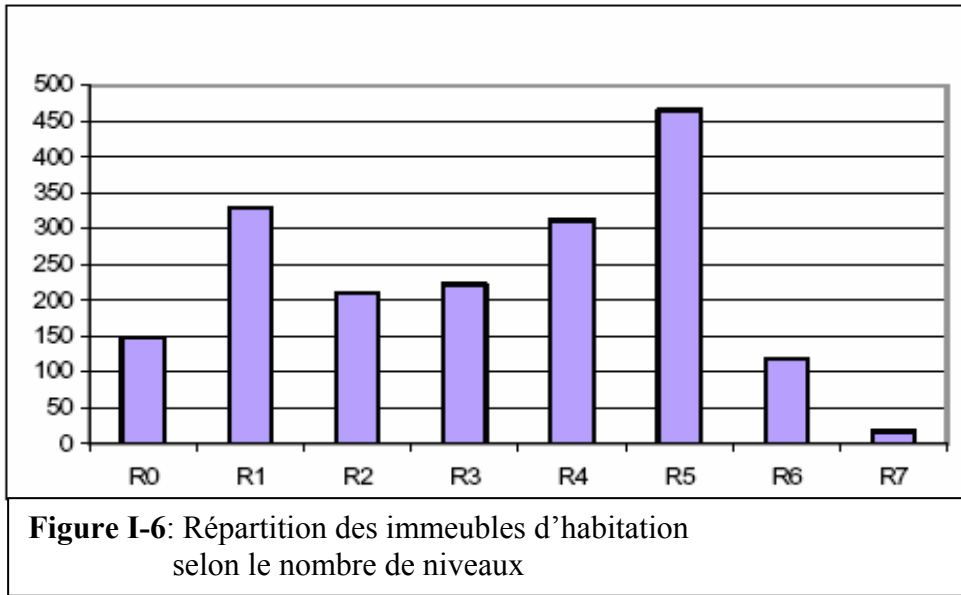
5 - Les pensions et hôtels sont réparties en proportion égale entre R+2, R+3, R+4 pour les usines et ateliers 48% sont en R+0.

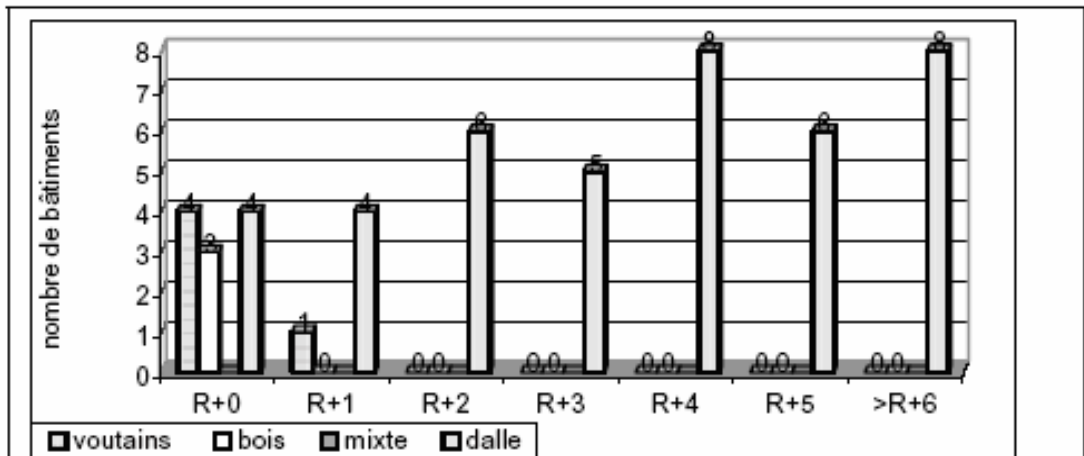
Pour le quartier de Bab El Oued, l'analyse faite en considérant les types de planchers pour les trois types de système porteurs rencontré dans le périmètre d'étude est reporté sur **les figures I-8, I-9 et I-10**. On constate que le système le plus répandu est celui des constructions en murs porteurs avec des planchers en voûtains.

## REFERENCES

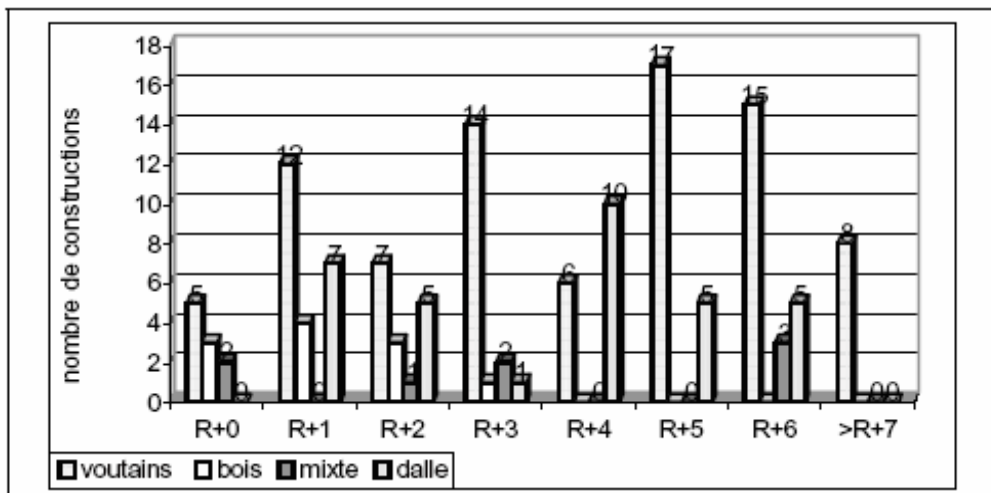
- [1]. Aldo Rossi, Architecte de la ville – édition l'équerre, 1978.
- [2]. CNERU, POS - U12 Bab-El-Oued.
- [3]. CPVA, Archive nationale
- [4]. Deluz. J. J, 1979 « Aperçu Critique sur l'Architecture et l'Urbanisme à Alger », édition EPAU, El Harrach, 1981.
- [5]. Lespes. R. V « Alger, Etude de Géographie et d'Histoire Urbaines », Paris, Alcan, 1930.
- [6]. Les tissus urbains, Colloque International, Oran 1-3 décembre 1987.
- [7]. Office National des Statistiques: Recensement général de l'habitat et de la population, (RGHP) 1998.
- [8]. Petrovski. J, Ristic. D & Nocevski. N « Evaluation of Vulnerability and Potential Seismic Risk Level of Buildings », 10ème WCEE, 1992, Madrid, Spain, pp 509–514.
- [9]. Petruccioli Attilio « Alger 1830-1930, Pour une Lecture Typologique des Immeubles d'Habitation », pp 33-52.







**Figure I-9:** Répartition des bâtiments en béton armé selon le type de plancher



**Figure I-10:** Répartition des bâtiments en structure mixte selon le type de plancher



## **II. LES METHODES UTILISEES DANS L'EVALUATION DE LA VULNERABILITE**

### **II.1. Introduction**

Les bilans de pertes enregistrées ces dernières années suite au séisme dans les grandes agglomérations à travers le monde a engendré une politique de prévention du risque à l'échelle régionale; matérialisée par des projets régionaux tels HAZUS, RADIUS, RISK UE,... Ces projets ont pour objectifs le développement de méthodologies communes mettant à profit l'expérience des différents groupes travaillant dans le domaine de la réduction du risque.

A l'échelle européenne plusieurs groupes travaillent en collaboration, parmi lesquels on peut citer le Groupe National de Défense contre le Tremblement de terre en Italie GNDT, le groupe AFPS, le CETE en France,...

Dans les centres urbains, l'expérience a montré que l'évaluation de la vulnérabilité et l'établissement de diagnostic sous forme de scénarios restent le seul moyen adapté. Le parc immobilier d'un tissu urbain est composé de plusieurs catégories d'ouvrages, avec différents niveaux d'importance d'usage pour la communauté. Il est composé de constructions à usage d'habitation, généralement en grand nombre et de constructions en nombre réduit à usage public (hospitalier, scolaire, administratif, commercial,...). Le patrimoine immobilier, construit pour l'essentiel avant l'avènement des premières règles parasismiques et parfois sur des formations géologiques aggravant le risque. La prévention du risque sismique passe par la compréhension du phénomène « émission et propagation des ondes sismiques » d'une part et la réponse des constructions d'autre part. La première étape consiste à estimer les agressions sismiques que vont subir les bâtiments et l'ensemble de l'environnement naturel. Ces mouvements dépendent non seulement de la taille du séisme (magnitude), mais aussi de la nature des terrains de couverture qui peuvent, pour certaines fréquences entrer en résonance, et donc amplifier le mouvement.

Les étapes suivantes consistent à identifier les enjeux exposés (bâti, réseaux divers, transport, itinéraires nécessaires au secours,...), évaluer leur vulnérabilité au séisme et croiser cette information avec les agressions sismiques (aléa) pour mieux apprécier les dommages et leur répartition spatiale.

### **II.2. Les Méthodes Statistiques et probabilistes**

Les premières méthodes développées pour évaluer la fragilité des constructions vis-à-vis des actions sismiques sont basées sur l'analyse des dommages causés aux constructions par les séismes passés. L'identification des typologies constructives est fondée sur les techniques et matériaux de construction, et le paramètre considéré pour établir une corrélation entre le dommage observé et la sévérité du séisme est l'intensité dont sa définition (échelle MMI) est justement basée sur un constat, une observation.

Dans les méthodes américaines, les paramètres de base définissant le niveau de dommage ( $D_i$ ) utilisé dans l'approche statistique et l'indice de vulnérabilité de base (BSH) utilisé dans la méthode probabiliste sont tous les deux issus du retour d'expérience spécifique à la région. Dans l'une ou l'autre méthode, on a donc à faire à l'utilisation de dommages observés sur des constructions dont le système constructif et les techniques de réalisation sont propres à cette dernière. On peut conclure que l'utilisation de ces méthodes est restreinte à la région, d'autant plus que dans la seconde méthode l'indice de vulnérabilité de base (BSH) représente la sismicité du site définie pour trois niveaux d'aléa forte, modéré et faible d'une part et de la typologie d'autre part.

L'échelle MSK développée par Medvedev, Karnik et Sponheur pour la première fois en 64 [10],

structure le dommage est structuré en six (6) niveaux et utilise trois typologies constructives. L'amélioration de l'échelle MSK en distinguant les typologies présentant un niveau de conception parasismique, et en introduisant une incertitude dans l'évaluation de la classe de vulnérabilité par l'échelle EMS98 [4], reste insuffisante. Les résultats de son application donnent une appréciation très grossière de la vulnérabilité du bâti. Ainsi on constate que les méthodes statistiques et probabilistes sont toutes basées sur des retours d'expérience d'une part et une définition de typologies du système constructif d'autre part. Le niveau de dommage probable pour une intensité donnée est exprimé par une fonction de probabilité.

Les méthodes d'approche déterministe, bien qu'elles reposent en partie sur des destructions observées lors des séismes passés, elles définissent un indice global de vulnérabilité qui résulte de plusieurs indices partiels. L'analyse statistique des dommages observés s'effectue sur les éléments structuraux, considérés comme contrôlant le comportement de la structure. L'endommagement s'exprime par une fonction analytique définissant deux niveaux de dommages, le premier correspond à l'apparition des premiers dommages et le second correspond à la ruine de la construction. Entre les deux états de la construction, le dommage est considéré comme variant linéairement. Cependant on constate que dans ces approches

beaucoup de situations relatives au niveau d'étude ne sont pas traitées, dont nous citerons quelques unes.

a - Dans un tissu urbain, tous les bâtiments ne sont pas isolés, on rencontre des constructions isolées, mais aussi des constructions regroupées en îlots. Dont le comportement individuel de chaque bâtiment est difficile à justifier. Cette dernière configuration représentant des bâtiments solidaires les uns des autres se retrouve dans la majorité des anciens centres urbains.

b - La mitoyenneté de deux constructions de hauteurs différentes a montré à plusieurs reprises comme étant une situation critique et fragile lors du mouvement vibratoire des constructions concernées.

c – Les évaluations basées sur le constat ne prennent pas en considération les modifications (extension ou réhabilitation) effectuées sur la structure concernée.

d - La considération uniquement de matériaux, de conception et/ ou de calcul parasismique des ouvrages ne suffisent pas dans certains cas, les soins apportés à la réalisation ont montré (séisme de Boumerdes 2003) comme jouant un rôle clé dans la tenue des constructions au séisme. Une construction réalisée en voiles en béton armé et calculée au séisme, ne signifie pas qu'elle répond à la réglementation en vigueur si les dispositions constructives ne sont pas respectées. Durant les séisme de Boumerdes–Zemouri beaucoup de dommages sont attribués à la mauvaise qualité d'exécution.

e - Certains bâtiments de part leur âge se trouve parfois déjà endommagés par des séismes antérieurs, de ce fait le niveau de dommage relevé au moment de l'enquête peut s'avérer non adéquat à la situation, s'agissant de prime abords d'enquête post-sismique, donc les constructions ne sont pas à leur première épreuve sismique en grandeur réelle.

f – Les travaux d'entretien des ouvrages donnent un aspect extérieur sans dégradations de la structure, mais réellement la construction présente des défaillances importantes du point de vue capacité à résister au séisme.

g – Certains travaux de réhabilitation peuvent engendrer des modifications de comportement de la structure très importantes, selon la quantité et la qualité des travaux, ces modifications peuvent être positives comme elles peuvent nuisibles pour la construction initiale.

Si les travaux effectués consistaient en un rajout ou remplacement d'éléments existant, leur mise en place peut déstabiliser la structure et nuire à l'intégrité de la construction. La rigidification de certains éléments structuraux peut, s'ils sont mal analysés changer le cheminement des charges tel que c'est prévu dans la construction initiale.

### **II.3. Les Méthodes d'approche déterministe récentes**

Dans les méthodes récentes, développées dans le cadre des projets régions (HAZUS, RISK UE) les différents niveaux d'étude sont redéfinis. Dans la méthode proposée par la FEMA [6], trois niveaux d'évaluation de la vulnérabilité sont définis :

**Un niveau 1** qui se base sur les relevés qualitatifs des éléments structuraux, comparables aux approches statistique et probabiliste. Le diagnostic est établi par rapport à deux niveaux de performance qui sont la sauvegarde des vies humaines et la réutilisation immédiate des bâtiments.

Implicitement le diagnostic est basé des critères requis par la réglementation parasismique.

**Un niveau 2**, où une analyse élastique simplifiée, basée sur les données du niveau 1 est proposée. Cette évaluation quantitative permet de vérifier les résultats du niveau 1.

L'analyse de **niveau 3**, consiste à utiliser des méthodes de calcul très élaborée, telle celle développée par ATC 40 [1], appelée la méthode Push-Over, ou la méthode de la capacité de dissipation d'énergie. Dans cette méthode, la structure est analysée du point de vue capacité en terme de déplacements et d'efforts latéraux. Le projet RISK-UE [12] qui a concerné sept (7) grandes villes européennes avait pour objectif l'élaboration d'une méthodologie de scénario sismique adapté au contexte euro-méditerranéen, et permettre l'émergence d'une typologie plus détaillée que celle de l'EMS 98 [4]. La méthodologie développée dans le cadre de ce projet, de type statistique, définit deux niveaux d'analyse.

**L'analyse de niveau 1:** ce premier niveau d'analyse considère la typologie EMS98 et comme méthode d'évaluation de la vulnérabilité celle de l'indice de vulnérabilité développée par GNDT [8]. Cependant des améliorations ont été apportées que ce soit sur les typologies constructives ou sur l'évaluation de l'indice de vulnérabilité. Dans l'identification des typologies retenues, il a été remarqué d'une part l'abondant de l'intégration de la notion de conception parasismique, et d'autre part une démultiplication du nombre de typologies en associant les types de planchers pour les constructions en maçonnerie. La méthode d'évaluation de l'indice de vulnérabilité définit un indice de vulnérabilité le plus probable «

IV\* » compris entre 0 et 1 avec un intervalle de confiance « IV+ ) et (IV-), qui à son tour cadré par deux valeurs limites extrêmes «IVmin » et « IVmax ».

**L'analyse de niveau 2:** le niveau 2 de la méthode RISK-UE correspond au niveau 3 de la méthode proposée dans le projet HAZUS. Dans les deux cas de projets, la vulnérabilité est obtenue d'une manière déterministe, basée sur la capacité de dissipation d'énergie de la structure représentative analysée. Dans les codes parasismiques, les méthodes de calcul proposées pour justifier le minimum de stabilité d'une structure vis à vis des actions sismiques et donc assurer le premier niveau de performance exigé sont basées sur un calcul élastique linéaire. Cependant dans la réalité le comportement d'une structure est généralement élasto-plastique, non linéaire, le comportement est considéré élastique linéaire jusqu'à l'apparition des premiers dommages, puis devient élasto-plastique jusqu'à la rupture. La phase depuis l'état élastique jusqu'à la rupture est définie comme étant la performance de la structure à dissiper de l'énergie.

#### **II.4. La méthode du point de performance**

L'idée de base de la mise en oeuvre de la méthode dite « point de performance » était de tracer la courbe de capacité de la structure et celle de l'agression sismique, représentée par un spectre de réponse sur un même graphique; et de rechercher un point de croisement qui traduirait l'égalité entre la demande et la capacité.

Le spectre de réponse donné dans les codes parasismiques est représenté par un diagramme exprimant l'accélération spectrale  $S_a$  en fonction de la période de l'oscillateur  $T$  ( $S_a = f(T)$ ), pour un amortissement visqueux. Dans la méthode du point de performance ou Performance Based Earthquake Engineering (PBEE) publiée en 1996 dans l'ATC 40 [1], la formule donnant le spectre de réponse est donnée par  $S_a = g(S_d)$ .

On peut donc tracer l'accélération spectrale « $S_a$  » en fonction des déplacements spectraux « $S_d$  ». Cependant on constate que, comme dans les méthodes statistiques et probabiliste, l'analyse est effectuée en considérant la construction isolée, d'une part et que les résultats obtenus de la capacité de la structure sont fonction des hypothèses de calcul prises en compte dans l'analyse Pus-Over d'autre part. Or en milieu urbain l'une des difficultés relevées lors des études d'évaluation de la vulnérabilité réside dans l'identification des structures porteuses, les constructions sont généralement liées mécaniquement. Et la deuxième incertitude est relevée dans l'estimation des caractéristiques mécaniques des matériaux, ainsi les résultats sont entachés d'une imprécision non négligeable.

### **III. IDENTIFICATION IN SITU DES CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES D'UNE STRUCTURE**

#### **III. 1. Introduction**

En dehors du système structural, l'estimation de la capacité globale d'une structure dépend de plusieurs facteurs. Les méthodologies proposées en vue d'une évaluation de la vulnérabilité du bâti existant sont structurées en plusieurs niveaux d'analyse et de degrés de précision variable. On distingue les méthodes statistiques dont l'estimation est basée sur une expertise visuelle et les méthodes déterministes dont le diagnostic est basé sur un calcul analytique, cependant les résultats obtenus par l'utilisation de l'une ou l'autre méthode sont entachés d'erreurs.

Dans la méthode statistique la qualification des différents paramètres intervenant dans l'estimation de la vulnérabilité est effectuée d'une façon visuelle, de ce fait plusieurs situations peuvent concourir à des erreurs d'estimation. Parmi lesquelles on peut citer les conditions d'entretien, un bâtiment bien entretenu, ne signifie pas que sa structure est en bon état. Une construction conçue selon une réglementation parasismique, donc calculée ne signifie pas une qualité de réalisation. Et enfin l'erreur peut provenir de l'appréciation de l'enquêteur en raison de certains paramètres laissés à son appréciation, vu que le personnel employé dans ce genre de travail n'est généralement pas d'un haut niveau. Si les résultats des méthodes statistiques sont connus pour leur faible fiabilité, cependant dans certains cas ces méthodes sont utilisées comme analyse préliminaire pour un niveau d'analyse demandé beaucoup plus précis.

D'une façon générale, les méthodes de calcul analytique reposent sur un choix de modèle numérique et d'hypothèses de calcul constituées par les caractéristiques mécaniques des matériaux. L'utilisation des outils de modélisation parfois très sophistiqués ne peut couvrir les incertitudes des paramètres d'entrées, telles les caractéristiques mécaniques des matériaux, la liaison entre éléments structuraux, la rigidité globale du système structural de la construction analysée. Le recours à des essais non destructifs sur certains éléments de la structure ne peut justifier la fiabilité des résultats, il est quasi-impossible de vérifier le type de liaisons entre éléments (encastrement, liaisons simples) sur une construction existante. La difficulté est telle que même une construction réalisée selon un code parasismique la certification de la qualité de son exécution comme prévue n'est toujours pas possible voir

impossible. Ce qui a suscité de longs débats sur le coefficient de sécurité à prendre en compte pour un ouvrage après réalisation, notamment par les compagnies d'assurance.

L'estimation de la capacité d'une structure existante ne peut être appréciée d'une façon fiable sans investigation in situ d'une manière globale sur la structure. Cette technique d'appréciation des caractéristiques d'une construction existante, appelée également test d'identification consiste à réaliser des tests de vibration sur le bâtiment en vue d'obtenir les caractéristiques dynamiques de la structure sur lequel sera calé le modèle numérique, ou tout autre méthode d'évaluation de sa capacité.

## **III.2. Les techniques non destructives**

Les essais non destructifs regroupent les différentes méthodes de mise en vibration de l'ouvrage à l'aide d'une source excitatrice statique ou dynamique et l'enregistrement de sa réponse.

### **III.2.1. Principe**

Le principe de l'essai consiste à enregistrer la réponse de la construction à une sollicitation statique ou dynamique, afin d'en déduire les caractéristiques intrinsèques de sa structure porteuse correspondant à son comportement dynamique. Les valeurs obtenues sont dites " réelles " car elles ne dépendent pas d'hypothèses préalables, tels le choix des éléments participant à la rigidité ou l'état de dégradation des matériaux. Il existe deux types d'essais pour générer des sollicitations dynamiques dans une structure, les essais non destructifs, et les essais destructifs.

Les essais destructifs regroupent deux techniques, celle des vibrations forcées et celle de l'essai à l'explosif. Cependant ces méthodes présentent des inconvénients, tant sur le plan de leur mise en place en zone urbaine que sur leurs conséquences sur les structures, elles ne seront donc pas abordées ici. Les techniques d'essais non destructifs pour générer une excitation dynamique artificielle ou non sur une construction sont de plusieurs types [2], chacune d'elle présentent des coûts et des avantages différents.

### **III.2.2. Les sources artificielles**

Parmi les sollicitations artificielles utilisées pour estimer le comportement dynamique d'une structure, on rencontre [ 2 ]:

\* L'excitateur harmonique figure II-2: l'essai consiste à mettre la structure en vibration au moyen d'un dispositif mécanique capable de générer une force sinusoïdale à une fréquence donnée. Il faut alors réaliser un balayage des fréquences de telle manière à identifier la fréquence de la structure.

\* Les mesures sous chocs figure II-2: elles consistent à mettre en vibration la structure à l'aide d'un impact au sommet de cette dernière réalisé avec une pelle mécanique de démolition. Cette impulsion très brève met la structure en vibration libre, et la réponse de la structure est obtenue grâce à l'enregistrement de l'oscillation de l'ouvrage.

\* Les mesures sous lâchers figure II-3: la réalisation de l'essai consiste à appliquer une force statique sur la structure par l'intermédiaire d'un câble tendu. La réponse de la structure est enregistrée après avoir lâché brusquement le câble.

L'utilisation de techniques pour la mise en vibration des structures par des systèmes mécaniques ont pour objectif l'identification des caractéristiques dynamiques intrinsèques de ces dernières, qui sont la fréquence, l'amortissement et les modes propres. Cependant, des nuisances peuvent être engendrées dans la structure, sans pour autant pouvoir les quantifier. En d'autre terme, la capacité de la structure ne sera plus la même avant et après l'essai, par conséquent des incertitudes de diagnostic peuvent s'avérer très significative.

Les difficultés rencontrées pour la mise en place des différents moyens pour générer les sollicitations notamment en zone urbaine, l'empreinte de l'essai due aux endommagements plausibles non réversibles et non maîtrisables, constitue les inconvénients des méthodes précitées pour générer des sollicitations sur un ouvrage en vue de son identification. C'est pourquoi, cette technique est de plus en plus abandonnée pour laisser place à une autre, plus facile à réaliser et sans intervention sur l'ouvrage. Il s'agit de la méthode de bruit de fond ambiant.

### **III.2.3. Les sources naturelles (environnement / bruit de fond ambiant)**

#### **III.2.3.1. Introduction**

Partout où on se trouve, des vibrations ambiantes existent, et plus particulièrement en milieu urbain. Elles sont générées d'une façon naturelle par le vent, la houle océanique, ou résultant de l'activité humaine tel le bruit émis par les équipements industriels, le trafic



routier,...Le parc immobilier est donc continuellement soumis à des sollicitations environnementales de types aléatoires et périodiques. Ces conditions naturelles se présentent comme une opportunité de pouvoir réaliser des essais sur les constructions sans intervention sur l'ouvrage. D'où toutes les difficultés de mise en oeuvre des systèmes mécaniques pour générer des excitations artificielles sont écartées d'une part et sans incidence sur l'intégrité de la construction après l'essai d'autre part. La première fois que des mesures de bruit de fond ambiant ont été utilisées sur les bâtiments en vue de rechercher la période fondamentale de ces derniers, remonte au début des années 30, et les modes supérieurs n'ont été mis en évidence que durant les années 60 [14]. Ces mesures ont depuis été utilisées pour identifier les caractéristiques dynamiques (fréquences, amortissement, déformées modales) de divers types de structures tels les centrales nucléaires, les barrages, les ponts, les cheminées industrielles, et les immeubles. L'utilisation de cette méthode pour la recherche des paramètres dynamiques des structures est proposée dans la littérature depuis les années 70, où de nombreux articles y sont consacrés [13]. Un bilan des applications a été dressé par Ivanovic [9].

### **III.2.3.2. Analyse des enregistrements de bruit de fond**

Le principe de la mesure repose sur l'excitation quasi-permanente d'un bruit de fond ambiant sollicitant la structure. Malgré la faible amplitude de cette sollicitation qui est de l'ordre de  $10^{-6}$  à  $10^{-4}$  g, il a été mis en évidence qu'il est possible de mesurer la réponse des structures testées et d'en déduire leurs caractéristiques dynamiques dans le domaine linéaire de petites déformations [5]. Le test consiste à disposer des capteurs sur la structure et d'enregistrer pendant une durée relativement courte (20 à 30min) la réponse de cette dernière soumise à la sollicitation du bruit de fond. La facilité et la rapidité de mise en oeuvre de l'essai et l'absence de toute intervention sur la construction a l'avantage de démultiplier le nombre de tests en un temps réduit, d'une part et de réaliser l'essai sur des bâtiments en service d'autre part.

### **III.2.3.3. Les plus importantes utilisations sur les bâtiments**

Les mesures de bruit de fond ambiant sont utilisées pour de multiples objectifs, elle permet l'identification de la fréquence, de l'amortissement et des modes propres d'une structure. Ce type d'essai peut également être utilisé dans l'identification d'une torsion ou la vérification de l'efficacité de travaux de renforcement effectué sur un bâtiment existant.

### III.2.3.3.1 - Principe de mesure de chaque paramètre recherché

#### • La fréquence

La mesure de la fréquence d'un bâtiment (superstructure) s'obtient par le calcul de la transformée de Fourier de l'enregistrement obtenu au sommet du bâtiment.

#### • L'amortissement

La mesure de l'amortissement d'un bâtiment s'obtient par le traitement de l'enregistrement obtenu au sommet de la structure. Il est obtenu par la méthode du décrétement aléatoire basé sur le principe de décomposition de la réponse de la structure ou du système à une sollicitation aléatoire. Une partie correspond à une réponse impulsionnelle et une partie correspondant à une réponse aléatoire. Ce travail de décomposition en deux types de la réponse est possible en sommant des fenêtres du signal de même taille et ayant les mêmes conditions initiales (déplacement nul et vitesse positive). L'équation de mouvement d'un système linéaire à un seul degré de liberté s'écrit comme suit :

$$M \cdot a(t) + C \cdot v(t) + k \cdot x(t) = P(t)$$

où : M, C, et K sont respectivement la masse, l'amortissement et la rigidité du système et a(t), v(t), x(t) sont respectivement l'accélération, la vitesse et le déplacement du système soumis à la force excitatrice P(t). La solution de cette équation s'écrit :

$$x(t) = (x(0) \cos \omega_D(t) + ([v(0) + \xi \omega(0)] / \omega_D) \sin \omega_D(t)) e^{-\xi \omega(t-t)} \\ + 1/M \omega_D \int P(t) e^{-\xi \omega(t-t)} \sin \omega_D(t-t) \cdot dt$$

qui représente la réponse transitoire et la réponse forcée

$$\text{réponse transitoire } x(t) = (x(0) \cos \omega_D(t) + ([v(0) + \xi \omega(0)] / \omega_D) \sin \omega_D(t)) e^{-\xi \omega(t-t)}$$

$$\text{réponse forcée : } 1/M \omega_D \int P(t) e^{-\xi \omega(t-t)} \sin \omega_D(t-t) \cdot dt$$

Au bout d'un temps très court la réponse aléatoire s'annule, et ne reste que la réponse impulsionnelle, à partir de laquelle il devient facile d'estimer la fréquence ainsi que l'amortissement de la structure. Avec la pulsation du mouvement non amorti  $\omega$  ( $\omega^2 = k/m$ ) la pulsation du mouvement amorti.

$$\omega_D (\omega_D = \omega(1 - \xi^2)^{1/2}) \text{ et le coefficient d'amortissement } \xi [\xi = C / (2m\omega)].$$

Il est également possible, si la durée de l'enregistrement est suffisante, d'extraire les fréquences des modes supérieurs ainsi que les amortissements correspondants en suivant la même procédure que précédemment.

#### • La déformée modale

La déformée modale s'obtient par l'enregistrement de la réponse en plusieurs points dans le plan vertical. Dans les codes parasismiques, les planchers sont considérés comme étant rigides et régulent les déplacements des éléments structuraux verticaux; donc pour une meilleure

précision de la déformée, les points de mesure seraient plutôt confondus avec les niveaux d'étage.

L'enregistrement en chaque point doit s'effectuer simultanément avec un enregistrement au sommet, répéter l'opération jusqu'à balayer tous les points choisis. Chaque valeur de déplacement (amplitude maximale) obtenue est ensuite normalisée par rapport à celle du sommet. La mesure de la déformée modale d'une structure a double utilité, elle permet de disposer de l'amplitude des déplacements, les vérifier avec les valeurs critiques réglementaires, et de renseigner sur la régularité de la rigidité verticale de la structure.

L'interaction sol-structure peut également être mise en évidence par la méthode de bruit de fond. Il suffira d'effectuer un enregistrement en champ libre et de comparer la réponse spectrale horizontale obtenue du sol et celle de la structure enregistrée au premier niveau de la structure.

#### • La torsion

La mise en évidence d'une torsion dans une structure peut être effectuée grâce à l'essai de bruit de fond ambiant réalisé au sommet du bâtiment. Le principe consiste à enregistrer la réponse de la structure en deux points les plus éloignés possibles par rapport à l'axe vertical de cette dernière. La différence des signaux temporels enregistrés est significative, si on est en présence d'un mouvement de torsion et insignifiante si on est en présence d'un mouvement de translation.

Les essais de bruit de fond ambiant peuvent également être utilisés pour vérifier le comportement dynamique d'un bâtiment ciblé par rapport à un environnement urbain. On vise par environnement la position d'un bâtiment par rapport aux autres bâtiments contenus dans un même îlot, situation la plus couramment rencontrée dans les quartiers anciens. En effet cette méthode s'avère très adaptée pour la vérification 1) de l'interdépendance «dynamique» (fonctionnement d'un joint) des bâtiments d'un même bloc, 2) de l'insuffisance de joint engendrant le problème de martèlement, 3) de la participation des remplissages à la rigidité de la structure (les modèles numériques utilisés ne considèrent généralement que les éléments structuraux dans les calcul de rigidité), ou tout simplement pour vérifier la rigidité théorique calculée sur la base d'un modèle numérique choisi et celle réelle mesurée. Et enfin la méthode peut s'avérer très efficace pour rechercher le module de cisaillement et/ou d'élasticité à prendre en compte pour valider une solution de renforcement d'un bâtiment. L'essai peut aussi être effectué avant et après les travaux de renforcement pour vérifier si l'objectif est bien atteint.

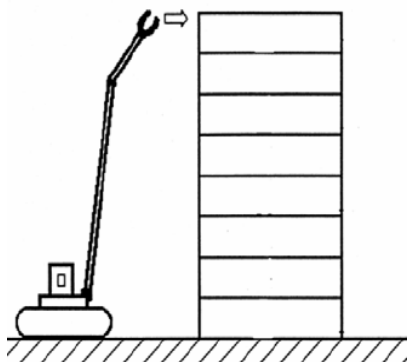
### III.2.3.3.2. Les avantages de l'utilisation de la méthode de bruit de fond ambiant sur les ouvrages

La méthode de bruit de fond ambiant utilisée pour la recherche des paramètres dynamiques d'une structure présente plusieurs avantages, parmi lesquels on peut citer :

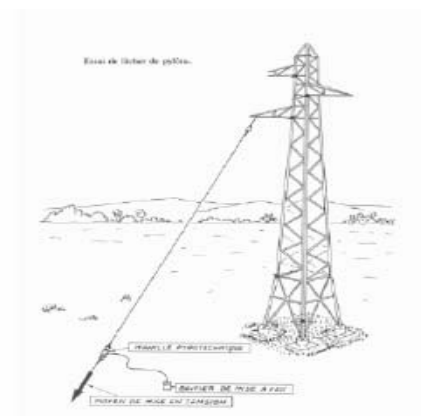
1. la facilité de sa mise en oeuvre et la rapidité de l'essai d'où possibilité de démultiplier de l'essai en un temps réduit.
2. pas d'endommagement de la structure testée, les valeurs des paramètres identifiés sont celles de la structure en place, après l'essai.
3. l'activité abritée par l'ouvrage n'est pas perturbée pendant l'essai.



**Figure II -1** : Excitateur à balourds [Boutin et al.]



**Figure II-3:** Essai par choc  
[Boutin et al, 2001]



**Figure II-2:** Essai par lâcher  
[ Luong et al. 1992]

## RÉFÉRENCES

- 1 – A T C 40, 1996. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Appleid Technology Council, Redwood City, California.
- 2 - Boutin C., S. Hans, I. Erdin, and M. Loriot, 1999 Approche de la vulnérabilité sismique par l'étude du comportement de bâtiments réels. Rapport de recherche Région Rhone Alpes, Lyon, France.
- 3 – Chatelain J.L., Ph. Guenguen, BGuillier, J. Frechet, F.Boudoux, J.Sarrault, P.Sulpice and J.M. Neuville, 2000, Cityshark : Auser- friendly instrument dedicated to ambient noise (microtrenom) recording for site and building response studies. Seismological Research Letters, 71(6).
- 4 - EMS, 2001.L'echelle Macrosismique Européenne 1998, Conseil de l' Europe, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Seismologie, Volume 19.
- 5 – Farsi M.N, 1996, Identification des structures de Génie Civil à partir de leurs réponses vibratoires, vulnérabilité du bâti existant, université Joseph Fourier, Grenoble, Paris, Thèse de Doctorat.
- 6 - FEMA 310, 1998. Handbook for the seismic evaluation of existing buildings, Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC, Etats-Unis.
- 7 - François D., 2005. Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et l'aide au diagnostic sismique des structures de Génie Civil, Université Joseph Fourier, Grenoble, Paris, Thèse de Doctorat.
- 8 – GNDT, 1993. Rischio Sismico di Edifici Pubblici – Parte I: Aspetti metodologici. Cento Serviri Quasco, Bologna.
- 9 - Ivanovic S.S., M.D.Trifunac and M.I. Todorovska, 2000, Ambient vibration tests of structures A review. Bulletin of indian Society Earthquake Tech., Special issue on experimental methods.
- 10 – Kanik V. , Z. Schenkova , V.Schenk, 1984, Vulnerability and the MSK Scale, Engineering Geology, 20, Elsevier Science Publishers, pp 161-168.
- 11 - Medvedev, S. W. Sponheuer and V. Kanik, 1967. Seismic Intensity Scale version 1964, Pub. Inst. Geodyn, 48, Inea.
- 12 - RISK-UE, 2003.An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to différent european towns, projet Européen, EVK4-CT-2000-00014.
- 13 – Udwardia F.E. and M.D.Trifunac, 1973, Ambient vibration tests of full scale structures. Proceeding of the 5th world conference on earthquake engineering, Rome, Italy.

## IV. UTILISATION DES RESULTATS DE TEST DE BRUIT DE FOND DANS L'EVALUATION DE L'EFFORT TRANCHANT DEMANDE

### IV.1. Introduction

L'objectif visé par l'étude est de vérifier la capacité de la structure par rapport à la demande exigée par la réglementation. La difficulté dans l'évaluation du diagnostic réside dans les deux membre de l'équation, d'un coté la capacité demande et de l'autre la capacité design. Cependant dans les deux cas des coefficients à prendre en compte dans les calculs de la structure sont à choisir, et le plus souvent difficile à évaluer. L'utilisation de tests effectués sur la structure en place permet de mieux apprécier ces deux quantités. Le niveau de séisme pour lequel on va vérifier cette structure est celui de la Réglementation Parasismique Algérienne RPA99-version 2003. L'effort tranchant total pour une structure donnée par le réglementation parasismique algérienne est donné par l'expression suivante:

D : facteur d'amplification dynamique,  $D = f(T)$ .

R : facteur de comportement de la structure ou du système constructif.

Q : facteur de qualité, donné par la formule  $Q = 1 + \sum Pq$ .

W : le poids de l'ouvrage.

La difficulté de l'application de cette formule pour des constructions existantes réside dans l'appréciation du facteur de comportement «R» et du facteur d'amplification «D» qui est fonction de la période et de l'amortissement de la structure. La méthodologie que nous proposons est la suivante:

#### 1ère étape : Estimation de la capacité de la structure

On estime la capacité en terme d'effort tranchant d'étage de la structure avec une méthode appropriée.

Pour les structure en maçonnerie:  $H\mu_s = 0,9 A (ft / b) \cdot (\sigma_0 / ft + 1)^{1/2}$

Avec : **A** : Section horizontale du mur.

**ft** : Résistance à la traction d'un élément de mur.

**b** : Facteur de distribution de la contrainte de cisaillement.

**$\sigma_0$**  : Contrainte normale moyenne due aux charges verticales.

Pour les structures en béton :  $V_r = (0.15 \sum [b_i (h_i)^2] / H_i) \cdot f_{c28}$

Avec : **V<sub>r</sub>** : la résistance en effort tranchant de l'étage.

**H<sub>i</sub>** : la hauteur de l'étage considéré.

**b<sub>i</sub>** : la base de la section de l'élément.

**hi** : la hauteur de la section de l'élément.

**fc<sub>28</sub>** : résistance du béton en place.

**2ème étape** : Recherche du module de cisaillement «G» du béton en place , ou de la maçonnerie. Dans cette étape on fera varier la valeur du module de cisaillement « G » ou celle du module d'élasticité « E », à chacune des valeurs de « E », correspondra une valeur de la période qu'on relèvera. Les résultats obtenus nous permettrons de tracer la courbe  $T = f(E)$ .

**3ème étape:** On procédera à un test de bruit de fond sur le bâtiment pour identifier la période réelle et le coefficient d'amortissement de la structure en place.

**4ème:** Sur la courbe  $T = f(E)$ , on lira la valeur du module « E » correspondant à la valeur de la période de la structure trouvée par l'essai de bruit de fond.

**5ème étape:** On ré estime la capacité en terme d'effort tranchant d'étage de la structure avec la nouvelle valeur du module de cisaillement « G ».

**6ème étape:** On recalcule la capacité demande en efforts tranchants selon le code, cette étape consiste à réévaluer la valeur du facteur « D ».

**7ème étape:** Rechercher du coefficient de comportement de la structure «R» La requalification du facteur de comportement de la structure est possible en égalant la capacité corrigée et la demande, dans laquelle on supposera connus tous les facteur sauf « R ». Ainsi, nous pouvons déduire la valeur du facteur de comportement « R » la plus appropriée à la structure.

$$V_d = V_{rdc} = V_{RPA} = (A.D.Q/R).W$$

$$H_{\mu,s} = Vd \quad d'où R = V_{rdc} / A.D.Q.W$$

## **IV.2. ANALYSE D'UN OUVRAGE EN MACONNERIE**

### **IV.2.1. Description de l'ouvrage**

Le bâtiment construit en 1940 est de forme rectangulaire, il occupe une surface au sol de 1283.5 m<sup>2</sup>, et sa surface totale de plancher est de 7440. Dans son ensemble, le bâtiment est construit sur quatre niveaux avec des murs porteurs en maçonnerie de pierre bleue d'épaisseur variant de 50cm à 80cm, puis une extension verticale d'un étage en structure portiques en béton armé et de murs de remplissage en briques de 50cm d'épaisseur.

Le bâtiment tel qu'il se présente, à savoir composé de quatre blocs liés entre eux ne peut être étudiés comme une seule entité vis à vis du séisme. Avant d'entamer l'étude une délimitation en plan de chaque bloc s'avère nécessaire, en se basant sur les points suivants:

**1** - la différence du niveau bas de chaque bloc par rapport au niveau du sol et par conséquent la différence de charge verticale.

**2** - lors d'un séisme les différents blocs constituant le bâtiment ne peuvent se comporter comme un seul corps, en raison de la différence des hauteurs et de la distance qui les sépare. Cette décision de créer des joints entre les blocs sera justifiée dans la partie Identification des caractéristiques dynamiques (utilisation des essais de bruit de fond par la suite).

### **IV.2.2. Description du bloc étudié**

L'analyse se fera seulement sur un bloc, qui sera le bloc de gauche par rapport à l'entrée principale (bloc B), ce dernier a une surface de 593.25 m<sup>2</sup>, et compose d'un sous-sol, d'un entre sol, d'un rez-de-chaussée et de deux étages. Les hauteurs d'étages sont respectivement 3.2 m, 3.4 m, 4.65 m, 4.65 m et 5.4 m. Le système structural est constitué pour les quatre premiers niveaux de murs porteurs en pierre dans deux directions. Hormis les murs en pierre de la cage d'escalier qui continuent jusqu'au dernier étage, le système structural ce dernier (extension verticale) est composé de portiques en béton armé et de murs en briques. La section des poteaux est de 30 x 30 cm<sup>2</sup> et celle des poutres est de 30 x 70 cm<sup>2</sup>, l'épaisseur des murs en briques est de 50 cm.



### **IV.2.3. Expertise de l'ouvrage**

Les différentes visites effectuées sur le site nous ont permis de constater:

- Fissures au droit de la jonction des murs.
- Corrosion des profilées constituant les planchers dans les salles d'eau.
- Des fissures dans les linteaux à différents niveaux du bâtiment.

Cependant aucune fissure ou dégradation n'a été observée pouvant indiquer un phénomène de tassement ou de rupture d'une fondation. L'analyse des différentes études de sol effectuées à l'intérieur et aux alentours de l'hôpital nous a conduit à conclure que le site de l'hôpital est un site ferme qui ne présente aucun risque d'instabilité au glissement.

### **IV.2.4. Analyse de la structure selon le code RPA 99 -Version 2003**

Les méthodes de calcul proposées dans la Réglementation Parasismique Algérienne sont au nombre de trois qui sont:

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

Dans le cas du bâtiment sélectionné nous utiliserons la méthode statique équivalente. Cette dernière remplace les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives, dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. La force sismique totale «V», appliquée à la base de la structure sera calculée successivement dans les deux directions principales de l'ouvrage.

L'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un ouvrage est faite par rapport aux exigences demandées par un règlement, ces dernières représentent le minimum de conditions à vérifier par la structure à analyser. Les règles parasismiques algériennes s'adressent aux constructions à réaliser, c'est pourquoi certains facteurs pris en compte dans l'expression de l'évaluation de l'effort tranchant à la base du bâtiment ne correspondent pas au système constructif des bâtiments existants. Pour cela les valeurs à prendre en compte pour ces facteurs seront celles qui se rapprochent le mieux du système du bâtiment à analyser.

## IV.2.5. Evaluation de la demande en efforts tranchants

### IV.2.5.1.Hypothèse de calcul

Le poids propre du bloc étudié sera déterminé sur la base des hypothèses suivantes:

- Plans relevés sur le bâtiment existant.
- Poids volumique des murs en pierres égal à  $23 \text{ KN/ m}^3$ .
- Poids volumique des éléments en béton armé (planchers) égal à  $2,5 \text{ t / m}^3$ .

Le poids total du bâtiment est évalué à  $64\,128 \text{ KN}$ .

Le bâtiment est implanté à Alger et à usage hospitalier, donc il est en zone III et classé groupe d'usage A1, la valeur de l'accélération sera prise égale à  $0,4$ .

La valeur du facteur de qualité « Q » sera prise égale à  $1,35$ .

Le coefficient de comportement « R » sera pris égale à  $2,5$ .

### IV.2.5.2.Evaluation de la période fondamentale de la structure

Deux expressions pour calculer la période fondamentale d'une structure sont données par le règlement et précise qu'il faudrait prendre la plus petite entre les deux.

La première formule :  $T = C_t (H)^{3/4}$

Dans le cas de notre structure  $C_t = 0,05$

$H = 21,3 \text{ m}$

- D'où  $T = 0,495 \text{ sec}$  pour les deux directions

La deuxième formule proposée par le règlement est:  $T = 0.09h_N/D^{1/2}$

Où « D » est l'une des dimensions en plan du bâtiment, dans ce cas la période du bâtiment diffère d'une direction à une autre, ce qui n'est pas le cas de la première formule.

- Direction longitudinale X - X

$$T_x = 0.225 \text{ sec} < 0.4 \text{ sec}$$

- Direction transversale Y - Y

$$T_y = 0.59 \text{ sec} > 0.4 \text{ sec}$$

**Tableau IV-1** : Récapitulatif des valeurs de la période

Période ( sec )	Direction X-X	Direction Y-Y
$T = C_t (H)^{3/4}$	0.495	0.495
$T = 0.09h_N/D^{1/2}$	0.225	0.59

En conclusion nous prendrons pour la suite des calculs les valeurs suivantes de la période fondamentale de la structure:

- pour la direction X - X on prendra  $T = 0,225$  Secondes

- pour la direction Y - Y on prendra  $T = 0,495$  Secondes

Le site sur lequel est implanté le bâtiment est un sol ferme, donc il correspond au site S2 d'après le tableau 4 -7 du RPA 99, pour lequel correspond une valeur de la période égale à  $T2 = 0.4$  sec

Dans la direction X - X, le facteur d'amplification « D » correspondra à l'expression:

$$0 \leq T \leq T2 \quad D = 2.5 \times \eta \quad \text{avec } \eta \text{ égal à } 10$$

$$D_x = 2.5 \times 0,76 = 1,91$$

Dans la direction Y - Y, le facteur d'amplification « D » correspondra à l'expression:

$$D = 2.5 \times \eta \times (T2 / T)^{2/3} \quad T2 \leq T \leq 3 \text{ sec}$$

$$D_y = 2.5 \times 0,76 \times (0,4/0,495)^{2/3} = 1,65$$

Donc l'effort tranchant à la base du bâtiment dans chacune des deux directions sera:

Direction longitudinale X - X :  $V_x = 26\,456.65$  KN

Direction transversale Y - Y :  $V_y = 22\,855.22$  KN

#### IV.2.5.3. Distribution de l'effort tranchant total suivant les niveaux

La distribution de la force sismique totale « V » suivant la hauteur du bâtiment est donnée par la formule :

$$F_k = (V \cdot F_t) \cdot W_k \cdot h_k / \sum (W_k \cdot h_k)$$

$K$  : Niveau du plancher considéré à partir de la base.

$F_t$  : Force sismique au sommet :

<b>Tableau IV-2 · Efforts tranchants dans les deux directions du bâtiment</b>					
				Direct. Long. (X - X)	Direct. Trans. (Y - Y)
Niveau	$W_k$ (t)	$h_k$ (m)	$W_k \cdot h_k$ (t.m)	$V_k$ (t)	$V_k$ (t)
5	627,204	21,3	13359,445	603,56	521,40
4	876,5	15,9	13936,35	1233,19	1065,32
3	1496,5	11,25	16835,625	1993,8	1722,39
2	1598,271	6,6	10548,589	2470,37	2134,09
1	1212,529	3,2	3880,093	2645,67	2285,52
			<b>58560,102</b>		

#### IV.2.6.1.1. Mode opératoire de l'essai de bruit de fond

Le test s'est effectué de la façon suivante, nous avons placé un sismomètre (capteur) au sommet du bâtiment et nous avons enregistré la réponse du bâtiment au bruit de fond pendant 20 mn. Le résultat obtenu est un signal dans le domaine temporel.

#### IV.2.6.2. Estimation de la période

A l'aide de la transformée de Fourier, nous avons transformé le signal du domaine temporel au domaine fréquentiel. Sur les deux spectres de réponse correspondant aux deux directions, on peut lire la fréquence du bâtiment, elle correspond au pic d'amplitude.

#### IV.2.6.3. Evaluation du coefficient d'amortissement « $\xi$ »

A partir du spectre en fréquence, nous pouvons déduire les coefficients d'amortissement correspondant aux deux directions en utilisant la méthode de la demi – puissance.

$$\xi = \frac{f_1 - f_2}{f_1 + f_2} = \frac{\Delta f}{2f} \quad \text{Avec} \quad f = \frac{f_1 + f_2}{2}$$

**Tableau IV- 3:** Caractéristiques dynamiques identifiées du bâtiment

RPA	TEST	RPA	TEST
$T_x = 0,495s$	$T_x = 0,23s$	$T_y = 0,25s$	$T_y = 0,22s$
	$\xi = 18,2 \%$		$\xi = 10,3 \%$

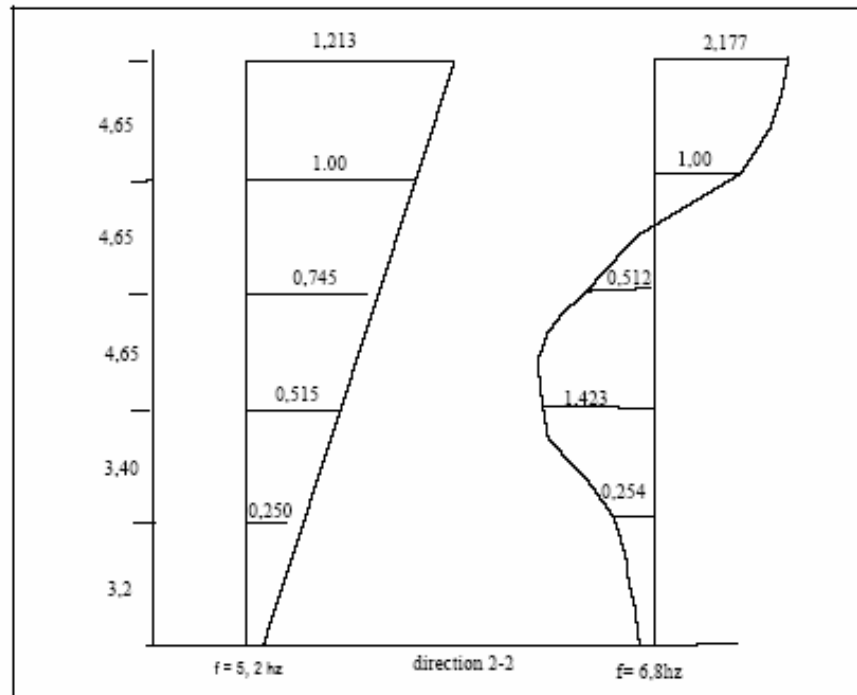
#### Remarques

Nous constatons que la valeur de la période fondamentale, dans la direction transversale, trouvée par le RPA99-2003 est très différente de celle trouvée par le test, cette différence peut s'expliquer comme suit :

Théoriquement le bloc étudié est considéré isolé des autres blocs par des joints et la formule donnée par le RPA a été appliquée au bloc isolé. En réalité le bloc est solidaire des blocs adjacents. Pour la suite de l'étude, les valeurs de la période fondamentale de la structure correspondraient à celles obtenues par essai de bruit de fond. Elles seront prises égales, à  $T=0,23$  sec et  $T=0,2$  sec, respectivement pour la direction longitudinale et la direction transversale.

#### IV.2.6.4. Identification de la déformée modale de la structure

Les déformées des deux premiers modes propres ont été identifiées à l'aide des amplitudes maximales du spectre de réponse correspondant à chaque étage.



**Figure IV-4:** Déformées modales des deux premiers modes

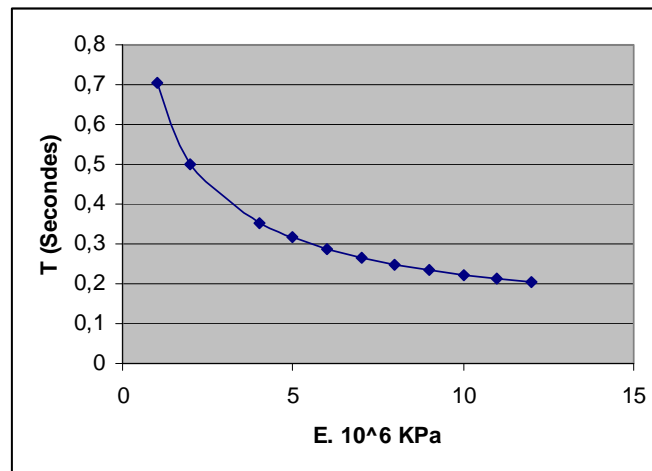
#### IV.2.7. Requalification de la structure

##### IV.2.7.1. Recherche du module d'élasticité « E »

La capacité de la structure sera évaluée en utilisant le logiciel spécifique au structure en maçonnerie, basé sur les états limites ultimes appelé « SDUAMB ». Le logiciel considère une loi de comportement des éléments bilinéaire. La capacité de l'étage est celle qui correspond à l'élément le plus rigide et l'élément le plus ductile. Les résultats obtenus sont donnés en terme d'effort tranchant ultime et élastique.

Dans cette étape de l'évaluation de la capacité de la structure du bâtiment, nous avons procédé à la variation du module d'élasticité « E » et pour chacune d'elle nous avons relevé la valeur de la période correspondante. Les résultats obtenus ont été utilisés pour tracer la variation de la période fondamentale « T » en fonction du module « E ». L'utilisation de cette courbe nous

permet de lire la valeur du module d'élasticité « E » correspondante à la période fondamentale de la structure obtenue par le test.



**Figure IV-5:** Variation du module d'élasticité en fonction de la période

La lecture de la période fondamentale obtenue expérimentalement sur la courbe ci-dessus correspond les valeurs des modules d'élasticité, pour la première direction  $E = 9,45 \cdot 10^6$  KPa et pour la deuxième direction  $E = 11,93 \cdot 10^6$  KPa. Ces deux valeurs lues sur le graphe nous ont permis de caler le modèle numérique, et d'estimer au mieux la capacité de la structure. Les valeurs de la capacité obtenue dans chacune des deux directions pour le premier niveau (Rdc) en terme d'effort tranchant maximal est de 20500 KN pour la direction transversale et de 52 000 KN pour la direction longitudinale.

#### IV.2.7.2. Evaluation du coefficient de sécurité

La valeur de la demande «Vd» sera réévaluée en utilisant la valeur du coefficient «D» corrigée par l'intermédiaire de la période «T» et du facteur d'amortissement « $\xi$ ». D'après les résultats du test de bruit de fond, nous avons obtenu comme période fondamentale, la valeur de  $T = 0,25$  secondes, pour la direction transversale et la valeur de  $T = 0,23$  secondes pour la direction longitudinale, qui correspondent respectivement aux valeurs du coefficient d'amortissement de  $\xi = 18,2\%$  et  $\xi = 10,3\%$ .

Le bâtiment est implanté sur un site de type S2, pour lequel correspond une période  $T2 = 0,4s$  donc supérieure aux deux valeurs obtenues d'après le test dans les deux directions principales du bâtiment, par conséquent, la valeur du facteur d'amplification « D » sera donné par l'expression

$$D = 2,5 \eta.$$

$$\eta = [ 7 / (2 + \xi) ]^{1/2}$$

ce qui nous donne pour la direction transversale  $\eta = 0.59$  et  $D = 1.475$

ce qui nous donne pour la direction longitudinale  $\eta = 0.75$  et  $D = 1.875$

Les valeurs de l'effort tranchant en considérant un facteur de comportement « R » équivalent à celui d'une structure chaînée, égal à 2.5, et un facteur de qualité « Q » pris égal à 1.35 sont calculées pour deux niveaux de séisme c'est-à-dire pour accélérations  $A = 0.3$  et  $A = 0.4$ .

$$R = [ A. D. Q. W ] / V_{cap}$$

$$\text{Pour la direction transversale : } V_d = [ 0.3 * 1.475 * 1.35 * 64\,128 ] / 2.5 = 15\,323 \text{ KN}$$

$$V_d = [ 0.4 * 1.475 * 1.35 * 64\,128 ] / 2.5 = 20\,431 \text{ KN}$$

$$\text{Pour la direction longitudinale : } V_d = [ 0.3 * 1.875 * 1.35 * 64\,128 ] / 2.5 = 19\,479 \text{ KN}$$

$$V_d = [ 0.4 * 1.875 * 1.35 * 64\,128 ] / 2.5 = 25\,972 \text{ KN}$$

Le coefficient de sécurité sera évalué par l'effort tranchant capacitair rapporté à l'effort tranchant demande, respectivement les valeurs trouvées dans chacune des directions sont:

$$\text{direction transversale } V_{cap} / V_d = 52\,000 / 15\,323 = 0.33$$

$$\text{direction longitudinale } V_{cap} / V_d = 2050 / 19\,479 = 0.10$$

## **Conclusion**

On constate que la capacité de l'ouvrage est très en deçà par rapport à la demande exigée par la réglementation RPA 99 – Version 2003.

## **IV.3. ANALYSE D'UN OUVRAGE EN BETON ARME**

### **IV.3.1. Description de l'ouvrage**

Il s'agit d'un bâtiment hospitalier conçu en plusieurs blocs séparés par des joints et réalisé en 1959. Pour cette étude nous avons choisi le bloc qui présente la plus simple configuration géométrique. En élévation le bâtiment est composé d'un sous sol, d'un rez de chaussée et de trois étages, et le système structurel est en portiques en béton armé.

En plan le bloc occupe une surface de largeur 8,85m et de longueur 15,25m, sa hauteur totale est de 19,30m. Le système structural est constitué de deux portiques dans le sens longitudinal et de cinq portiques dans le sens transversal. Les poteaux sont chemisés par de la brique pleine de 10 cm d'épaisseur. Les dimensions des poutres varient entre 30x35cm<sup>2</sup> à 30x80 cm<sup>2</sup>, et celles des poteaux varient entre 25x30 cm<sup>2</sup> à 35x50 cm<sup>2</sup>.

### IV.3.2. Analyse du bloc

#### IV.3.2.1. Evaluation de la demande en efforts tranchants

L'ouvrage en question a été construit durant les années 1960, par conséquent il n'a fait l'objet d'aucune prescription parasismique. L'expression donnant l'effort tranchant à la base d'une structure telle qu'elle est donnée par la Réglementation Parasismique Algérienne RPA s'adresse aux ouvrages à réaliser, pour lesquels on a un choix sur le système de contreventement et la maîtrise de la qualité d'exécution notamment en ce qui concerne les dispositions constructives.

En ce qui concerne le bloc à analyser, dans une première étape l'analyse sera faite pour un maximum de capacité c'est à dire en considérant un comportement le plus performant de la structure en prenant un facteur de comportement  $R = 3.5$ , pour un séisme modéré correspondant à une accélération  $A = 0.30$ . Conformément au Règlement Parasismique Algérien RPA, l'effort tranchant à la base d'un bâtiment est donné par la formule suivante:

$$V = A.D.Q.W.(1/R)$$

Où  $A$  : l'accélération de zone.

$D$  : facteur d'amplification dynamique  $D = f(T)$ .

$Q$  : facteur de qualité, donné par la formule  $Q = 1 + \sum Pq$ .

$W$  : le poids de la structure.

$R$  : Facteur de comportement de la structure ou du système constructif.

Le tableau ci-dessous nous donne les valeurs des efforts tranchants pour les deux directions de la structure.

**Tableau IV-4:** Efforts tranchants dans les deux directions de la structure pour  $A = 0.30$  et  $R = 3.5$

niveau	Wi (KN)	Hi (m)	Wj hj	Direction transversale		Direction longitudinale	
				Fi (KN)	Vi (KN)	Fi (KN)	Vi (KN)
3ème étage	1720	3.7	6364	346.47	346.5	289	289
2ème étage	1842.7	3.7	6818	371	717.65	309.6	598.5
1er étage	1945.5	3.7	7198.35	392	1109.5	327	925.5
Rdc	2040	4.2	8568	466.5	1576	389	1314.5
S/sous	2304	4.0	9216.5	501.76	2077.75	418.5	1733
			$\sum Wjhj =$ <b>38164.74 KN</b>				



#### IV.3.2.2. Evaluation de la capacité en efforts tranchants

L'évaluation de la capacité de la structure en terme d'efforts tranchants se fera par l'intermédiaire de la formule ci-dessus en prenant comme valeur  $f_{c28} = 20\ 000\ \text{KN}$ .

$$V_r = (0.15 \sum [b_i (h_i)^2] / H_i) \cdot f_{c28}$$

**Tableau IV-5:** Valeurs des efforts tranchants capacitaires par étage

Niveau	Hi (m)	Vr (KN) 1ère Direction	Vr (KN) 2ème Direction
S/Sol	4	704.5	459
Rdc	4.2	562.5	454.5
1er étage	3.7	589.5	486
2 <sup>ème</sup> étage	3.7	593	479.5
3 <sup>ème</sup> étage	3.7	570	499

#### IV.3.2.3. Evaluation du coefficient de sécurité

Pour la suite de l'analyse une seule direction sera considérée, il s'agira de la direction transversale. Le coefficient de sécurité « Fs » qui sera défini par le rapport de la capacité et de la demande en terme d'effort tranchant «  $F_s = V_r / V_d$  » doit être égal ou supérieure à 1.

**Tableau IV-6:** Coefficients de sécurité suivant les trois étages pour une capacité maximale

Niveau	3ème	2ème	1er	Rdc	S/Sol
Capacité 1ere direction	499	479.5	486	454.5	459
Capacité 2eme direction	570	593	589.5	562.5	704.5
Demande 1ere direction	346.5	717.5	1109.5	1576	2077.7
Demande 2eme direction	289	598.5	925.5	1314.5	1733
Fs 1ere direction	1.44	0.67	0.43	0.29	0.22
Fs 2eme direction	1.97	0.99	0.63	0.42	0.40

On constate que malgré la considération des conditions des plus favorables pour la structure, (facteur de comportement  $R=3,5$  et résistance de béton  $f_{c28} = 20\ 000\ \text{KN}$ ), et pour un minimum de demande en efforts tranchants (séisme modéré  $A=0,3$ ), le coefficient  $F_s$  est très

en deçà de la valeur sécuritaire, notamment pour le premier niveau (sous /sol) où l'effort tranchant est maximal.

En tenant compte des conditions réelles de la structure, le coefficient de comportement « R » et la qualité du béton armé en place sont très probablement inférieures aux valeurs considérées.

Ainsi dans une deuxième étape nous allons faire varier les valeurs du facteur de comportement « R » pour ensuite analyser l'évolution des valeurs du facteur de sécurité « Fs » pour un même niveau de séisme. Les valeurs correspondantes du coefficient « Fs » obtenues sont présentées dans les tableaux ci-après:

**Tableau IV-7:** Valeurs du coefficient « Fs » pour différentes valeurs de « R »

		A=0,3 et R=2		A=0,3 et R=2,5		A=0,3 et R=3		A=0,3 et R=3,5	
Niveau	Wihi	Fi(KN)	Vi (KN)	Fi(KN)	Vi (KN)	Fi(KN)	Vi (KN)	Fi(KN)	Vi (KN)
3ème	6364	606.2	606.2	485	485	404	404	346.5	346.5
2ème	6818	649.5	1256	519.5	1004.5	433	837	371	717.5
1ème	7198.5	685.5	1941	548.5	1553	457	1294	392	1109.5
Rdc	8568	816	2758	653	2206	544	1838	466.5	1576
S/Sol	9216.5	878	3636	702	2908.5	585.3	2423.5	502	2078
Fs (S/sol)		0.14		0.18		0.22		0.26	

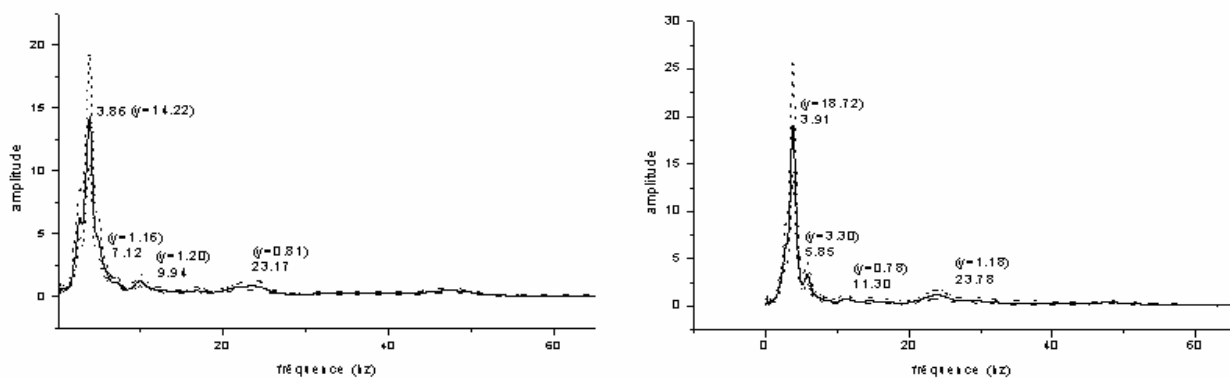
**Tableau IV-8 :** Valeurs du coefficient « Fs » pour différentes valeurs de « R »

		A=0.4 et R=2		A=0.4 et R=2,5		A=0.4 et R=3		A=0.4 et R=3.5	
Niveau	Wihi	Fi(KN)	Vi (KN)	Fi(KN)	Vi (KN)	Fi(KN)	Vi (KN)	Fi(KN)	Vi (KN)
3ème	6364	808.3	808.3	646.65	646.65	538.86	538.86	462	462
2ème	6818	866	1674	693	1339.5	577.3	1116	494.83	956.7
1ème	7198.5	914.3	2589	731.5	2071	609.5	1725.5	522.5	1479
Rdc	8568	1088	3677	870.5	2941.5	725.5	2451	622	2101
S/Sol	9216.5	1171	4847	936.5	3878	780.4	3231.5	669	2770
Fs (S/sol)		0.11		0.14		0.16		0.19	

On constate que la capacité de la structure de l'ouvrage est très inférieure par rapport à la demande exigée par la réglementation pour un ouvrage de groupe d'usage A1.

#### IV.4. Identification des paramètres dynamiques de la structure

L'identification in situ de la période de l'ouvrage dans les deux directions en utilisant le bruit de fond a abouti, spectres de Fourier figure IV-6 aux valeurs des fréquences de 3,86 Hz dans la direction longitudinale et de 3,91 Hz dans la direction transversale.



**Figure IV-6:** Spectres de Fourier pour les deux directions

La comparaison des valeurs de la période, celles obtenues en utilisant les formules données par la réglementation et celles trouvées expérimentalement tableau n°IV-9 montre une grande différence entre les deux séries de valeurs.

**Tableau IV-9 :** comparaison des valeurs périodes analytiques - périodes expérimentales

Période direction longitudinale		Période direction transversale	
RPA	Test In Situ	RPA	Test In Situ
0,58 sec	0,26 sec	0,44 sec	0,25 sec

A partir des deux spectres de Fourier (figure IV-6) correspondant aux deux directions, nous avons déduit les coefficients d'amortissement en utilisant la méthode de la demi - puissance.

Pour la 1ère direction  $\xi = 0,12 = 12\%$

Pour la 2ème direction  $\xi = 0,10 = 10\%$

#### IV.5. Commentaires et conclusion

La différence constatée entre les deux séries de valeurs des périodes fondamentales, expérimentales et théoriques peut s'expliquer par plusieurs raisons. Théoriquement le bloc étudié est considéré isolé des autres blocs. Alors que réellement aucune vérification n'a été faite sur la fonctionnalité des joints entre blocs. Les expressions donnant la période analytique ne font intervenir que les dimensions des bâtiments, l'état réel de l'ouvrage (dégradations) est totalement ignoré. Ce qui conduit à des erreurs d'appréciation de ce paramètre, notamment lorsqu'il s'agit d'un ouvrage existant qui n'a fait l'objet d'aucune conception parasismique. Les valeurs trouvées par la réglementation sont très supérieures à celles obtenues in situ, on déduit que les formules données par le RPA a surestimé les périodes du bâtiment étudié

#### IV.6. Ré-évaluation de l'effort tranchant demande « Vd »

Dans cette étape les efforts tranchants seront évalués en utilisant les paramètres dynamiques identifiés in situ, c'est-à-dire des valeurs de période de  $T = 0,255$  secondes et un amortissement  $\xi = 12\%$ , pour la première direction et une période  $T = 0,26$  secondes et un amortissement direction  $\xi = 0,10\%$ , pour la deuxième direction. Ce qui conduit à des facteurs d'amplification « D » de 1,76 pour la première direction et de 1,9 pour la deuxième direction. L'erreur faite sur le calcul de l'effort tranchant sera évaluée par le rapport  $(V_{th} - V_{exp}) / V_{exp}$ .

$$\{([A.D_{th}.Q.W ]/R) - ([A.D_{exp}.Q.W ]/R)\} / [A.D_{exp}.Q.W ]/R$$

Finalement on abouti à :  $( D_{th} - D_{exp} ) / D_{exp}$  , ce qui donne pour la première direction une erreur de 3% et pour la seconde direction une erreur de 4,6%.

**Tableau IV-10:** Comparaison des efforts tranchants théoriques et expérimentaux

	<b>A = 0,3 R = 2</b>	<b>A = 0,3 R = 2,5</b>	<b>A = 0,3 R = 3</b>	<b>A = 0,3 R = 3,5</b>
Vd (Théorique) 1ère direction	3032,5	2426	2021,7	1733
Vd (Théorique) 2ème direction	3636	2908,5	2423,5	2077,5
Vd (exp) 1ère direction	3121,5	2497	2081	2138,5
Vd (exp) 2ème direction	3476,5	2781	1986,5	1986,5

#### IV.7. Diagnostic sismique du bloc analysé

Il s'agit de comparer la demande en efforts tranchants évaluée selon la réglementation et la capacité évaluée expérimentalement. Le rapport effort tranchant capacité sur effort tranchant demande doit au moins être égal à 1, pour dire que la structure du bloc étudié résiste au niveau d'aléa considéré, c'est-à-dire pour une accélération sismique « A » égale à 30% de g.

**Tableau IV-11:** Calcul du coefficient de sécurité  $F_s$

	1 <sup>ère</sup> Direction	2 <sup>ème</sup> Direction
Effort tranchant capacitaire $V_r$	704,5	459
Effort tranchant demande $V_d$	3476,5	3121,5
Coefficient de sécurité $F_s = V_r / V_d$	0,2	0,14

On constate que la condition sécuritaire est loin d'être respectée, et que le bâtiment est très vulnérable vis-à-vis du niveau de séisme considéré. C'est-à-dire que l'ouvrage ne répond pas aux critères imposés par la réglementation.

### V. SEISMIC VULNERABILITY ESTIMATION OF REPRESENTATIVE BUILDING IN THE ALGIERS DISTRICT OF BAB EL OUED

#### V.1. Introduction

The evaluation of appropriate strategies for a seismic risk reduction in urban areas depends mainly on the acquisition of three types of data, which have proved to be essential for the estimation of the seismic vulnerability. These data are the level of seismic hazard, the results of the microzoning study and the database of the prevailing state of the considered constructions. The level of seismic risk is directly related to the level of seismic hazard combined to the state of constructions (vulnerability) and the ground conditions. Among the various methods for the vulnerability estimation of existing buildings two are discerned which are the direct method and the indirect method. For the direct method, the data bank must be large enough, homogeneous and as complete as possible to be able to establish a reliable relation between the damage and the seismic parameter selected. On the contrary, the indirect

method is dependent on the identification of typology, the choice of the building representative and the accuracy of the data.

The findings in this research work constitute a first analytical attempt to develop the vulnerability functions for the existing constructions. They initially proposed a methodology of analysis to be applied to a representative building of which dynamic characteristics are obtained from experimental tests using ambient vibrations and varying the mortar strength in order to obtain its mechanical characteristics. The selection of the representative buildings based on a statistical analysis of three data sources, namely: the general census of the population and the housing, National Office Statistical, ONS /19/, the study of CNERU /12/, the archives CPVA, /10/ and finally of the recent visit to the site.

## **V.2. Methodology to estimate the vulnerability of masonry constructions.**

Methodology proposed is an analytical methodology composed of several steps:

### **V.2.1. Selection of the sample**

In order to emphasize the various types of buildings constituting the population of constructions considered, a procedure of acquisition of the data was formalized. For the old quarters, the parameters retained drawn from the archives, are the constructive system, the material, the number of stories, the type of floor and age of building.

### **V.2.2. Evaluation of mechanical and dynamic characteristics of the sample**

The estimation of the capacity of existing buildings, to resist to probable potential earthquake, requires the evaluation of its geometrical, mechanical and dynamic characteristics «in situ». In the case of this study, the geometrical characteristics will be those drawn from the files supplemented by an expertise on the conformity of the plans and the dynamic characteristics will be evaluated on the basis of test of ambient vibrations. Due to the lack of having the mechanical characteristics of masonry « in situ », several mortar strength were considered as well as a referential value found in the literature Beneditti /4/.

### **V.2.3. Selection of the model**

The selection of the model will be based on the fundamental frequency obtained during the test of ambient vibrations. Two rupture modes for constructions are found, a

rupture mode by deflection and a rupture mode by shearing. The most important information obtained from the tests of ambient vibrations is the form of the mode shape of vibrations, thus this will allow the identification of the type of rupture mode of the structure considered.

#### **V.2.4. Evaluation of resistance capacity of the building selected**

Bruneau /8/ and Madelaigue /17/ have shown that the characteristic of rigid floors or links of the walls do not have much influence on the behavior of the bearing vertical elements. The appearance of fissures at the connections of these elements is not prevented, only a delay in their appearance was noticed. Furthermore, the floors of the old buildings were mainly made either of wood or in metal elements over brick arches. The reinforcement of the lintels by the metal elements is very often destroyed by oxidation. Taking into account the considerations referred to above, the model adopted, in this research work, the evaluation of the capacity resistance of the structure will be that of rigid panels and fissured lintel. This step consists in evaluating the capacity in terms of shear force and deformation of the bearing elements, Bozinovski and Gavrilovic /7/ and Beneditti /4/.

#### **V.2.5. Behavior law of the structure adopted**

The response analysis of the structure to a vertical or horizontal load requires the knowledge of the behavior of its composing elements. Experience has shown, for flexible constructions, that the capacity of displacements controls the rupture, where as for rigid constructions, the rupture is rather controlled by the shear force capacity.

Concerning the representative building selected, the constructive system being known, only the behavior of the level responsible for the rupture is to be identified. In other terms, the capacity in

shear forces and structural deformations has to be defined. The diagram illustrating the behavior of the critical story of the sample will be bilinear, and is characterized by two limiting states, Bozinovski and Gavrilovic /7/ and Beochini /6/. The co-ordinates of the points will be the capacity of the story in an elastic state having for co-ordinates  $\Delta_y$  and  $Q_y$  and in an ultimate state having for co-ordinates  $\Delta_U$  and  $Q_U$  ( $\Delta$  being displacement and  $Q$  shearing force),

### V.2.6. Definition of the damage factor

The rigid masonry constructions are structures absorbing energy. Therefore they resist by shearing action. This is the reason why we shall interested specifically to the first story of the model, where the shear force is maximum. The definition of the global damage factor in terms to the acceleration of the ground, Angeletti and al. /2/ is represented by the following expression:

$$D = 100 \frac{A - A_i}{A_c - A_i}$$

Where:

A: ground Acceleration

A<sub>i</sub>: Acceleration corresponding to the first damage

A<sub>c</sub>: Acceleration corresponding to the collapse of the building

### V.3. Statistical analysis according to parameters of buildings and populations

The statistical analysis of the buildings in the city of Algiers was made on twenty six (26) districts based on the results of the general census of population and housing, National Office of Statistics, (ONS) /19/. The objective of the latter is to identify the most vulnerable district according to the seismic phenomenon, with consideration criteria of the density of housing units and population. The results revealed (Figures 2 and 3) that the district of Bab El Oued ( a part of the city of Algiers) cumulates a strong density of population, ( 750 inh. / hec) and housing units (120/hect). Its urbanistic situation is such as with the narrowness of the transportation tracks is added to the geographical and topographic environment, which is blocked (Figure 1) by several elements. This district is exposed to all hazards, consequently it will be selected as a pilot district, where the identification of the typology of its constructions will be made in the most complete way. The geotechnical map of Algiers region established in the framework of microzoning study and archives CPVA /10/ and CGS /11/, shows that the district of Bab-El-Oued is build on a thick deposits of movable grounds (fill, fall of slope and quarry waste), of which the thickness varies between 6 et 11m, (Figure 1). The site is presented in the form of a natural basin, relatively broken, (Figure 1). According to CNERU /18/ its topography parcel out it into two parts separated by the contour-line: a low part and a high part. Its construction is the result of a long process the actual state of the district is the



result of the superposition of the natural, historical, functional and administrative limits. Three phases relative to the development of the district of Bab El Oued corresponding to changes of statue of Algiers, according to Deluz /13/, Lespes /16/ Malverti /18/. The first " Fahs " (before 1854), marked by the layout of the first constructions (government residences) out of the city centre of Algiers. The second "the Suburb" (1881-1915), is a phase which coincides with the concentric expansions on the heights connecting the courses at various altitudes. The third «the district» (1915 at our days), phase of construction is pressed on a fabric more and more natural with the curvilinear courses.

The fabric layout was made primarily parallel with the level-lines, the subdivision, cutting, and the establishments of the small quarters correspond to a geometrical criterion, which is the relationship between the width of the street and height of the building Hautecoeur /15/. The meshes are regular with dimensions 20-25m to 30-40m, Petruccioli /20/. The morphological irregularities of the environment are absorbed by triangular small quarters. According to the documents sources in the archives CPVA, /10/, the urban district was constructed entirely between 1870 and 1954. Its typology presents a great architectural homogeneity and the structural system is composed for more than 50% of constructions of stone load-bearing walls, with floor arches and most of them have basement. It could be noted that the complete realization of this district was carried out during the period 1880-1952, (Figure 4). From the five hundred and fifteen (515) consulted graphic files, we remark load-bearing walls stone constructions represents more than 70% of which those of five story buildings is the most widespread (Figures 5 to 7). The load-bearing wall constructive system in stone masonry with floor in arches constitutes a large part of the building stock with the existence of basement and accessible terrace in the majority of the buildings. Reinforced concrete construction in columns–beam system made first its appearance in this district in 1920 with floors in reinforced concrete slab. The existence of mixed structures constructions was observed on structures having undergone extensions. The batch of mixed structures is composed of two categories of constructions: (1) Load-bearing walls and metal columns (out of cast iron) cast (filled) with a mortar cement and (2) the masonry walls of stone and column - beams. From the point of view of design of horizontal loads, only those constructions realized in 1954 and beyond (the buildings in the street Mizon) are designed for wind forces. The exploitation of the five hundred and fifteen (515) building graphic files has revealed that the load-bearing walls constructive system in stone masonry is the most widespread. The buildings of five stories with arches floors are common to most buildings in the district under investigation. The statistical analysis, made in the process of selection of the representative

building of the building stock in the district of Bab El Oued, has led to structure build in 1904. This structure is a six stories building including a basement and an accessible terrace. Its bearing structure was made up of stone masonry walls which the thickness varies from top to bottom of 50cm with 80cm. Its dimensions in plan are of 18.30m long on 16.60m wide (Figure 8) and its total height is of 22.9m (Figure 9). Its foundations system consists of drains about 10 to 20 cm thick larger than that of walls in the first story.

#### **V.4. Analysis of the representative building design**

One of the fundamental criteria of the design of the masonry buildings is based on the reduced section of the walls, Building Construction Under Conditions in the Balkan Region /9/, RPA /22/. The ratio between sections of the walls and section of floor for any story should not be lower than 5%. In the case of the representative building, this ratio (Figure 10) is constant on the last five stories and is about 6%; it is, except on the last story, approximately the same for the two directions. The second parameter influencing the bearing capacity of a wall, after the mortar strength, is the ratio of the height over length of the element panel Amrhein /1/ and Bruneau /8/, Benedetti /3/ and /4/. Figure 11 illustrates the geometrical variation of panels defined by the height of story over the length of the bearing element ( $h_i / L$ ) for each story of the structure. This variation lies between 1 and 3 for the intermediate stories, and is definitely higher for the first story, which could be explained by the height of story which is 4,70m. The constancy of the geometrical twinge in the two directions of each story, defined by the height of story on one horizontal dimension (length and width) of the building confirms the characteristic of square configuration in plan of the building. As well as the linear variation of the twinge of the building (height of a story considering « i »  $H_i /$  length or width) as shown in Figure 12 which is explained by the regularity of building elevation. The load-bearing wall constructions (masonry) are known as rigid structures, Figure 13 confirms this characteristic, and shows that their fundamental period remains lower than 0.5 seconds, despite the large variation of the elasticity modulus " E ". It is noted that the natural period, of the building analyzed, lies between 0.2 sec and 0.5 sec for an elasticity modulus varying between 3 and  $12 \cdot 10^6$  KPa for a ratio of " E/G " equal to 2.5. However, the period increases abruptly for values of " E " ranging between 1 and  $3 \cdot 10^6$  KPa. For a ratio « E/G » equal to 6, the variation of the period follows the same trend. While varying of elasticity modulus " E ", the results obtained of the capacity analysis model in displacements are compatible with those obtained from the analysis of its own period. In fact as the Figure 14

shows, the form of the curve translating the displacements capacity at the top (d6) or the base (d1) of the building is comparable with that representing the variation of the natural period of the model (Figure 13). This remark is also true when the ratio " E/G " changes from 2.5 to 6. The displacement capacity remains small and lower than 0.5 cm for values of the elasticity modulus

" E " higher than  $4 \cdot 10^6$  KPa and becomes rapidly significant « E » is lower than  $3 \cdot 10^6$  Kpa. It could be noted that the displacement capacity at the sixth story (d6) for a ratio of " E/G " equal to 6 is practically equal to that the first story (d1) for a ratio of " E/G " equal to 2.5. Thus the following conclusion may be draw the rigidity of a structure in load-bearing walls increases when the ratio " E /G " increases.

### **V.5. Selection of the mathematical model**

The ambient vibrations tests carried out on the selected building led to the determination of the fundamental natural period of the structure of 0,294 and 0,303 sec respectively for each principal direction, (Figure 15), which confirms the regularity in the two directions of the building. The iterative research of the elasticity modulus for the two values of ratio " E/G " led for the representative building to E1 equal to 11 720 000 KPa and E2 equal to 5 770 000 Kpa. The corresponding values of the rigidity modulus are respectively G1 equal to 1 953 333 KPa, and G2 equal to 2 308 000 KPa for the ratios of «E/G» taken successively equal to 6, Beneditti /3/, Design and construction of stone and brick masonry buildings /9/, and 2,5 Amrhein /1/. It may be noted that E1 is almost the double of E2 that is in the same trend as the two values selected for the ratio «E/G». The figure 16 shows the mode shapes obtained by the test and the mathematical model.

#### **V.5.1. Analysis of the model**

The capacity analysis in terms of shear force and displacements of the representatives building shows ( Figure 17 and 18) that the variation of the ratio " E/G " from simple to the double does not offer to the structure a significant increase in capacity reserve, as well in forces or in displacements.

#### **V.5.2 Analysis of structure capacity in terms of mortar strength**

The results of analysis show that the capacity in terms of shears forces (Figure 19) of a masonry structure is proportional to the mortar strength. It is noted that the tensile stress  $\sigma_{ref}$ .

equal to 89 KPa, considered as a reference value, Benedetti /4/ corresponds to an intermediate value of the mortar strength  $f_{mo}$  ranging between 15 MPa and 20 MPa, which correspond respectively to the mortar of class " M " and " S "Amrhein /1/. Ductility capacity analysis of the model, for two resistance values "  $f_{mo}$  " of the mortar (15 and 20 Mpa), and considering the referential constraint of fraction of masonry  $\tau_{ref.}$ , shows that this capacity varies between 2,15 and 2,4 for the first three levels (Figure 20). The values obtained are in agreement with those found by other authors Benedetti /4/, Bruneau /8/ and Decanini and al /14/.

## V.6. Transposition the results to damage

The damage functions are established, in the first step, for two values taken for the ratio " E/G". The referential values for the tensile stress of masonry is taken equal to 89 KPa and for the compressive stress the average value of 1780 Kpa are considered. In second step, the ratio " E/G" is taken equal to 6, the curves are developed for three values of the masonry resistance (Figure 21). The damage is evaluated using the relation given by Angeletti and al. /2/, expressing the ratio

between the difference of two accelerations. The numerator is the ground acceleration « A » decreased by that corresponding to first damage "  $A_i$  ", and the denominator the difference between acceleration of collapse "  $A_c$  " of the building and the value corresponding to first damage "  $A_i$  ".

$$D = 100 \frac{A - A_i}{A_c - A_i}$$

Where A: Ground acceleration

$A_i$ : Acceleration corresponding to the first damage

$A_c$ : Acceleration corresponding to the collapse of the building analyzed.

The first result of the analysis (Figure 21), shows that the capacity of the representative building, to resist a total collapse cannot go beyond an acceleration of 10%g, for a ratio " E/G = 2.5 " and of 16%g for a ratio " E/G = 6. These limit values of the ground acceleration, beyond which the structure cannot resist, are compatible with those obtained by tests on reduced scale models Benedetti /3/, /4/. Figures 17 and 18 correspond respectively to the capacity analysis in shear force and displacements according the ratio " E / G ", show that the increase in this ratio involves the increase in the capacity as well in forces as in displacements. For a constant value of the ratio " E / G " equal to 6, the analysis of the damage while varying the value of the masonry tensile stress (Figure 22), shows that the

damage curve corresponding to the referential tensile stress " $\tau_{ref}$ " (89 Kpa) remains between those corresponding to the mortar strength of the types "M" ( $f_{mo} = 15$  Mpa) and "S" ( $f_{mo} = 20$  Mpa). This observation was already made (figures 19 and 20) during the capacity analysis in terms of shear force and ductility.

## V.7. Conclusion and discussion

The complete analysis of the standard representative building of load-bearing walls constructions made up of stone masonry without links of walls, in the district of Bab –El-Oued, shows globally, from the design point of view, that the structure respects the basic criteria recommended by the Algerian rules RPA /22/ according the percentage of the reduced section of the walls reported to the floor area. It is also noted that the regularity condition in elevation and in plan in the building selected is respected.

The calibration of the model is based on the mode shape of vibrations resulting from ambient vibrations tests, and the numerical analysis shows that the capacity in shear force and displacements increases little with the ratio " $E/G$ ". The results of this analysis allowed the construction of the vulnerability functions relating the rate of damage to the ground acceleration. These functions show that the total collapse of masonry constructions occurs for seismic action between 14%g and 18%g corresponding, respectively to the two types of the mortar resistance (M and S) considered. Damage starts to appear from 7%g and 8%g approximately ( $\approx 20\%$  of damage) and are comparable to those obtained by other authors, Benedetti /3/, /4/ following various research on the same type of constructive system. The results obtained by these authors on unreinforced masonry stonewalls piers and on complete structures, tested on shaking tables, led to a limit of the acceleration for construction built by this material type at about 17%g which thus consolidates the results obtained in this study. The functions developed in Algeria until now are based on an empirical approach using the damage observed on constructions following the earthquakes of Chlef (10/10/1980) and Tipaza (29/10/1989). Those that are developed within the framework of this work constitute a first attempt for an analytical approach. They could be refined by say again the same analysis of buildings representative of the various identified classes, by including the number of stories, the type of floors, the age, material, etc...

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- /1/. Amrhein. J. E, 1978 " Reinforced Masonry Engineering Handbook, Masonry Institute of America, 3th édition, pp 17 - 38.
- /2/. Angeletti.P, Bellina.A, Grandori.E.G, Moretti.A, Petrini.V, 1988. " Comparison between Vulnerability Assessment and Damage Index, some results", 9th WCEE, Tokyo, Japon, vol VII, pp VII-181-VII-186.
- /3/. Benedetti. D, Benzoni.G.M, 1984, " A Numerical Model for Seismic Analysis of Masonry Buildings: Expreimentals Correlations " Earthquake engineering and Structural Dynamics, vol 12, pp 817 - 931.
- /4/. Benedetti. D, Benzoni. G. M and Petrini. V, 1984. " Experimental Evaluation of Seismic Provisions for Stone Masonry Buildings " 8th WCEE, San Francisco, Vol 1, pp 845-852.
- /5/. Benedetti. D, 1984, " Repairing and strengthening stone masonry building " 8th WCEE, San Francisco , vol 1, pp 503-515.
- /6/. Beolchini .G.C, 1992, " Mechanical properties of old stone masoneries " earthquake engineering tenth World Conference, Madrid, Span, pp 3499-3504.
- /7/. Bozinovski. Z, Gavrilovic. P, 1993 " Static,Dynamic and Ultime State of Masonry Buildings Subjected to Vertical and Horizontal Loads, SDUAMB ", Institue of Earthquake Engineering And Engineering Seismology, IEEES Republic of Macedonia.
- /8/. Bruneau. M, 1994 "A State of the Art Report on Seismic Performance of Unreinforced masonry Buildings", Journal of Structural Engineering, Vol 120, n°1, pp 230-251.
- /9/. Building Construction Under Seismic Conditions in the Balkan Region Design and Construction of Stone and Brick Masonry Buildins, vol 3, 1984, Design and construction of stone masonry and brick masonry buildings, Vienna.
- /10/. C P V A, Archives plans de la Wilaya d'Alger.
- /11/. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique CGS, 1998 " Microzonage sismique de la région d'Alger.
- /12/. Centre National d'Etudes et de Recherches Appliquées en Urbanisme CNERU, 2002, Plans d'occupation des sols (POS) de Bab-El-Oued (U12).
- /13/. Deluz. J. J, 1988 " Aperçu Critique sur l'Architecture et l'Urbanisme à Alger ", Belgique (liège ) - Pierre Mardaga, edition OPU Alger 1977, reproduit en 1981.
- /14/. Decanini.L and all, 2000 " Some remarks on the Umbria-Marche earthquakes of 1997 ", Journal of the European Association for Earthquake engineering, vol XIV, n°3, pp 18-48.
- /15/. Hautecoeur. L, 1960, Le permis de construire, Academie des Beaux Arts, 1957-58, sous la direction de Deville et Hochereau, Paris.

- /16/. Lespes. R. V, 1930, " Alger, Etude de Géographie et d'Histoire Urbaine-collection de centenaire de l'Algérie, 1930, édition agrégée, Librairie Felix Alcan, 1830-1930.
- /17/. Madelaigue. C , 1997, " Renforcement du bâti existant en zone sismique " These de doctorat de l'université, Paris VI, Option mécanique, 2ème Partie.
- /18/. Malverti. X, Picard. A, 1989, Les tracés des villes et le savoir des ingénieurs du génie – Algérie 1830-1870 , édition Ecole d'architecture de grenoble, Paris.
- /19/. Office National des Statistiques (ONS), 1998, "Recensement Général de l'Habitat et de la Population" (RGHP 98).
- /20/. Petruccioli Attilio, 1989 " Alger 1830-1930, Pour une Lecture Typologique des Immeubles d'Habitation", pp 33-52.
- /21/. Panerai.P, Dépaule.J.C, Demorgon.M, Vegrenche.M, 1980, "Eléments d'analyse urbaine", édition archives d'architecture moderne, Bruxelles.
- /22/. Règles Parasismiques Algériennes - RPA 99, Ministère de l'habitat, éditées par le Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, CGS.

#### **FIGURE CAPTIONS**

**Figure 1:** Limitation of the zone of study

**Figure 2:** Distribution of the number of residences

**Figure 3:** Distribution of the density of the population

**Figure 4:** Evolution of the type of constructions in terms of age

**Figure 5:** Distribution of constructions in load-bearing walls in terms of number of stories

**Figure 6:** Distribution of constructions beam-columns type in terms of number of stories

**Figure 7:** Distribution of mixed constructions in terms of number of stories

**Figure 8:** Horizontal plan of the representative building structure

**Figure 9:** Vertical plan of the representative building structure

**Figure 10:** Variation of the section of bearing elements of the number of stories

**Figure 11:** Variation of the ratio (h/li) of bearing elements in terms of number of stories

**Figure 12:** Variation of the ratio between the height and one plan dimension of the building

**Figure 13:** Variation of the fundamental period in terms of the elasticity modulus E

**Figure 14:** Variation of the displacement capacity story 1 and 6) in terms of elastic modulus E

**Figure 15:** Results of ambient vibration tests of the representative building in Bab El Oued

**Figure 16:** Illustrates the first mode shape of the representative building

**Figure 17:** Variation of the ultimate capacity in terms of shear force

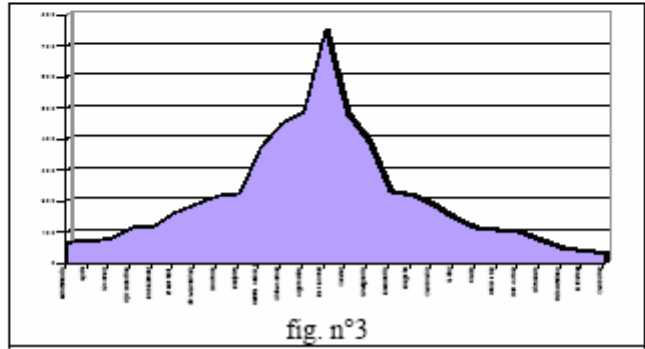
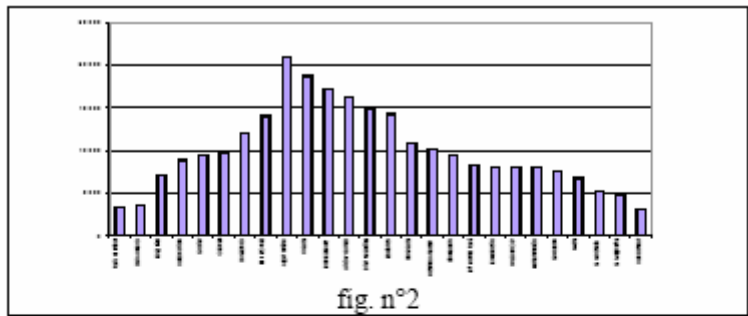
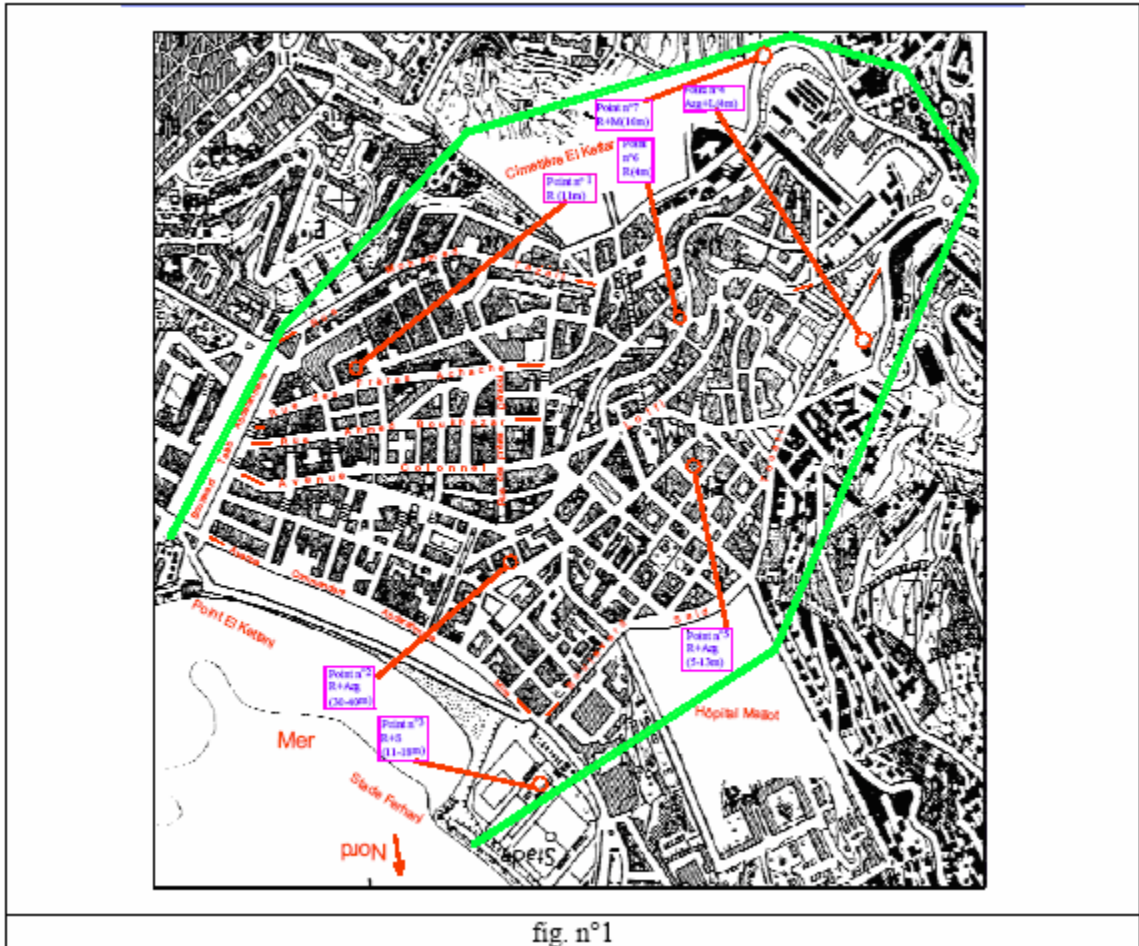
**Figure 18:** Variation of the ultimate capacity in terms of displacements

**Figure 19:** Shear force capacity of the structure in terms of the mortar strength "fmo"

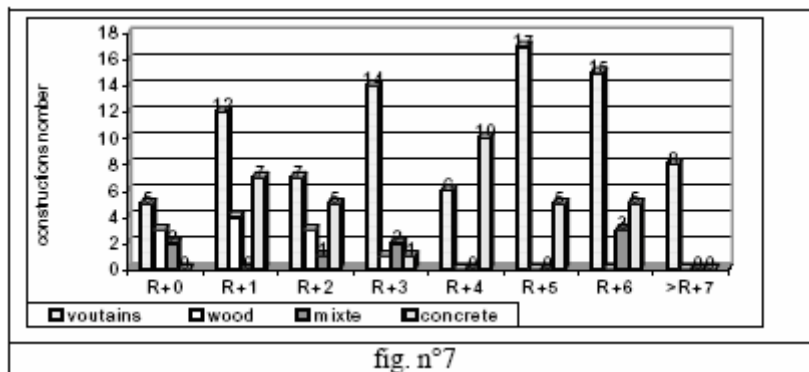
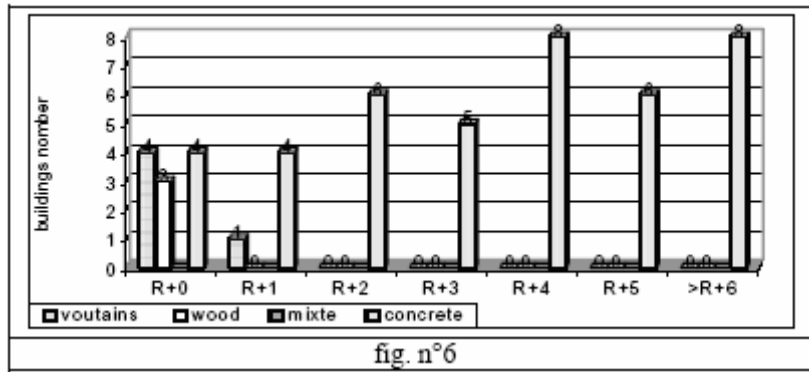
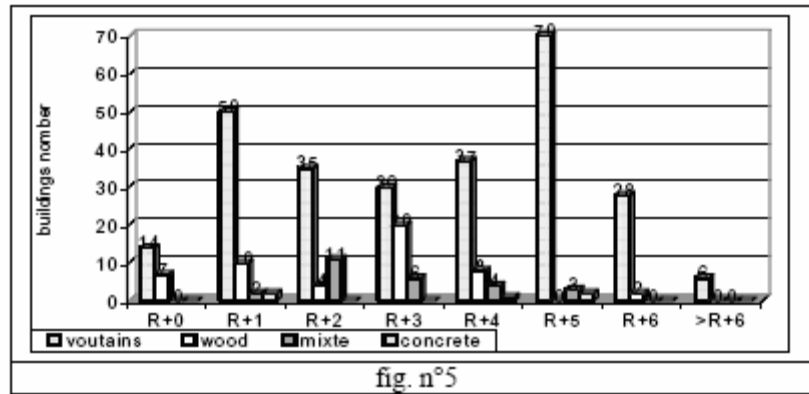
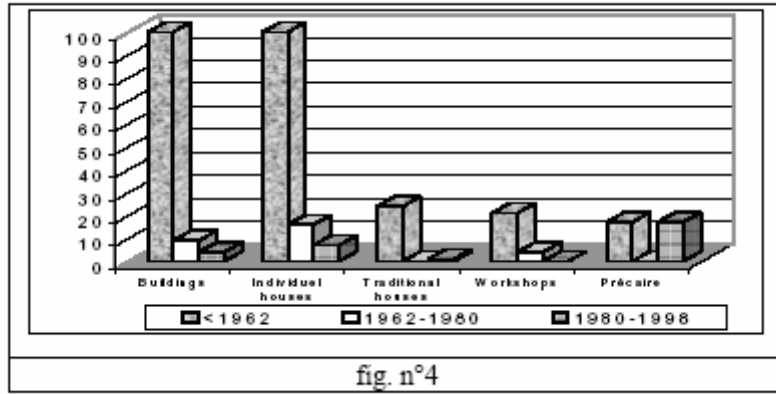
**Figure 20:** Ductility capacity of the building model in terms of the mortar strength "fmo"

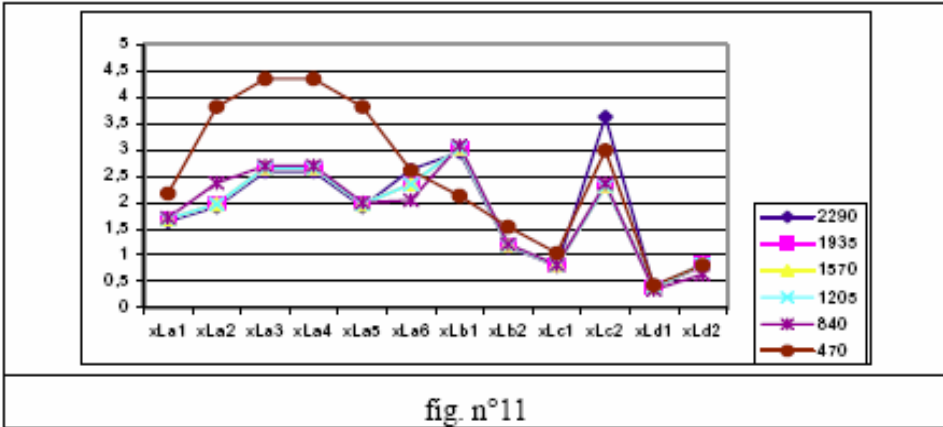
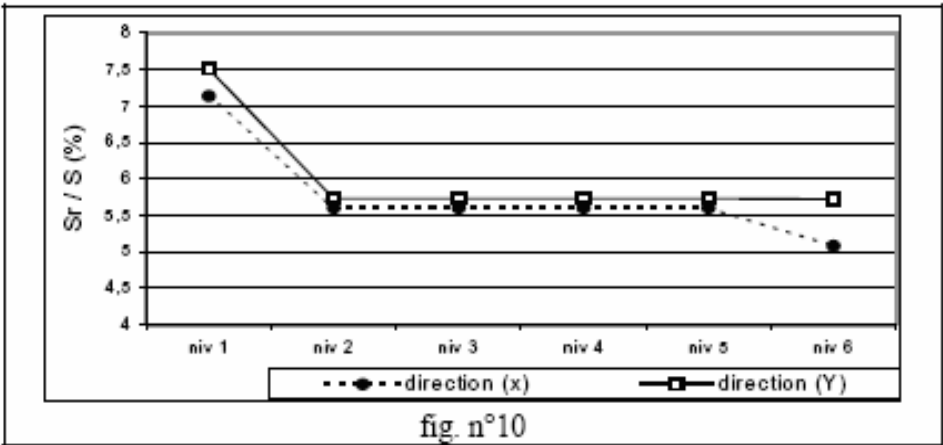
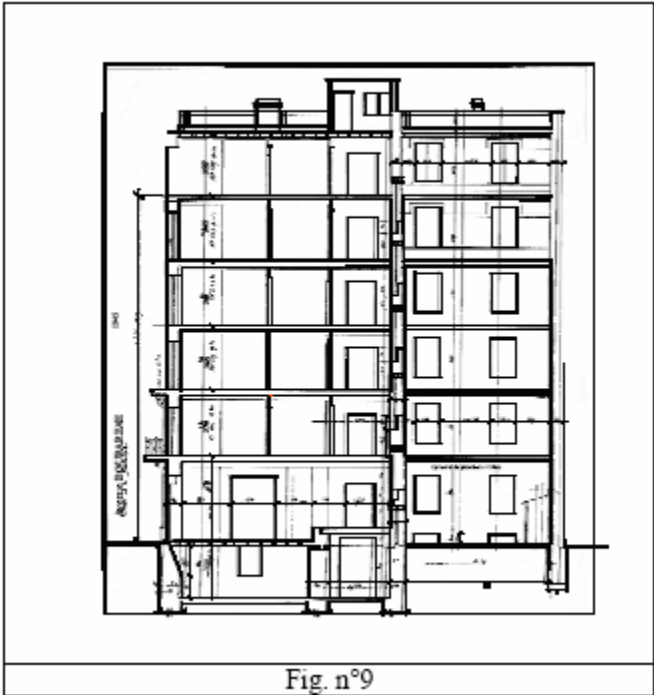
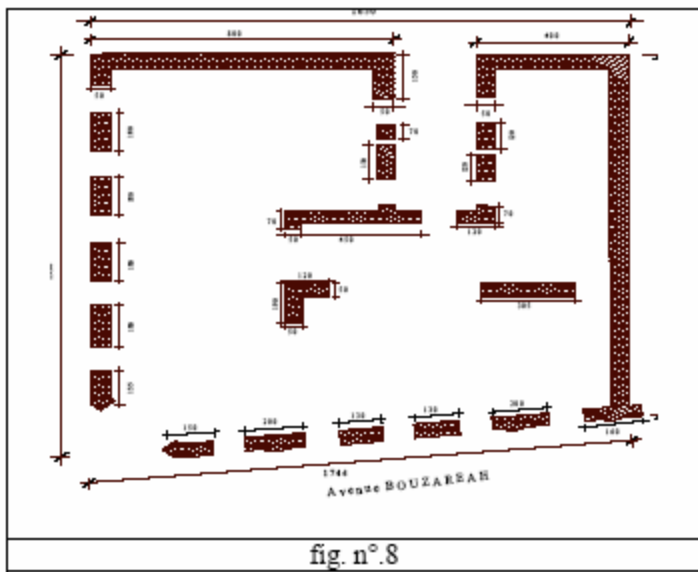
**Figure 21:** Vulnerability curve for tensile stress  $\tau_t = 89$  Kpa and compression stress  $f_c = 1780$  Kpa of terms of the ratio "E/G"

**Figure 22:** Vulnerability curve corresponding to two types of mortar and "E/G =6"









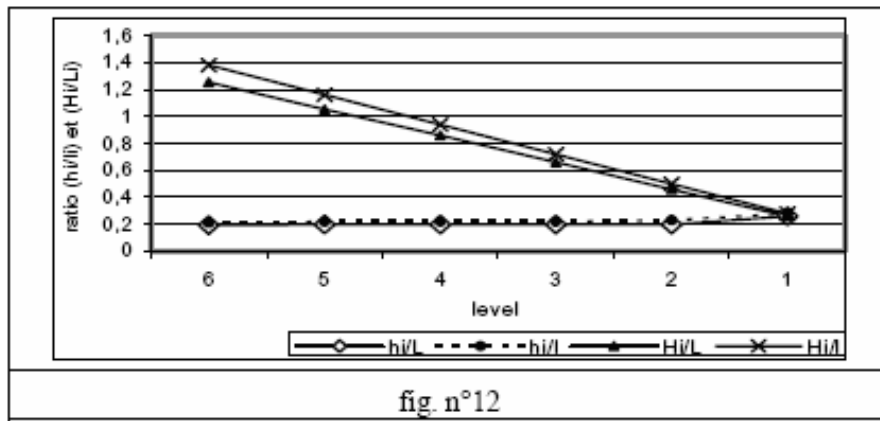


fig. n°12

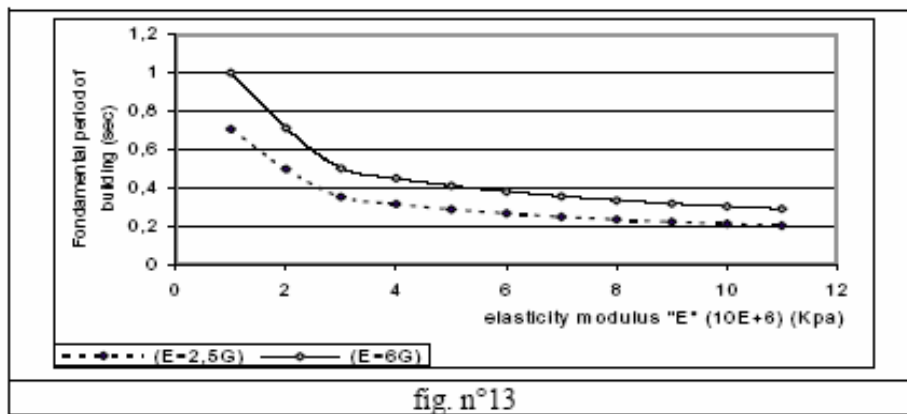


fig. n°13

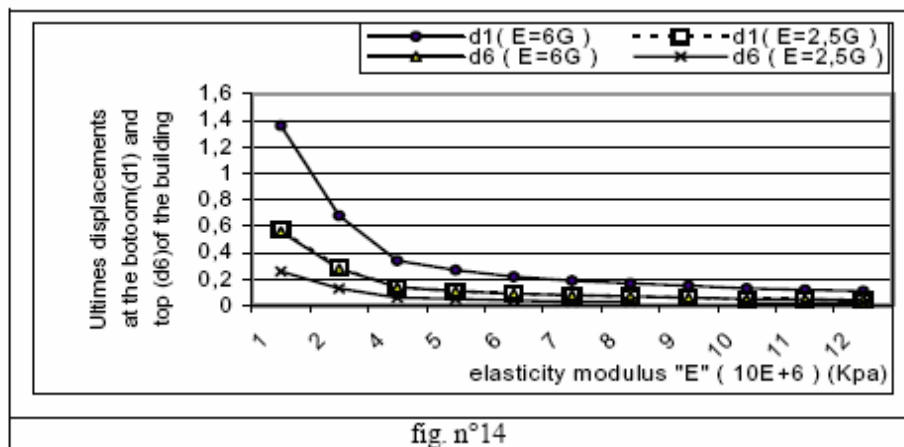


fig. n°14

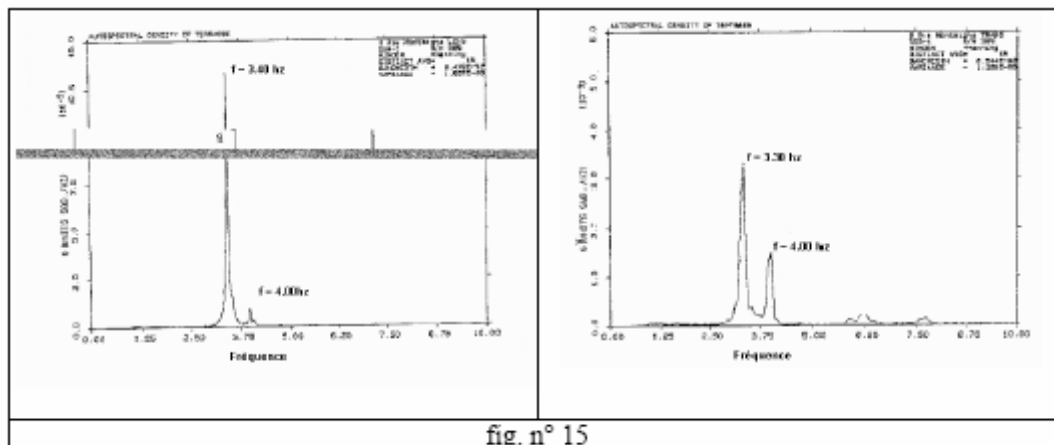
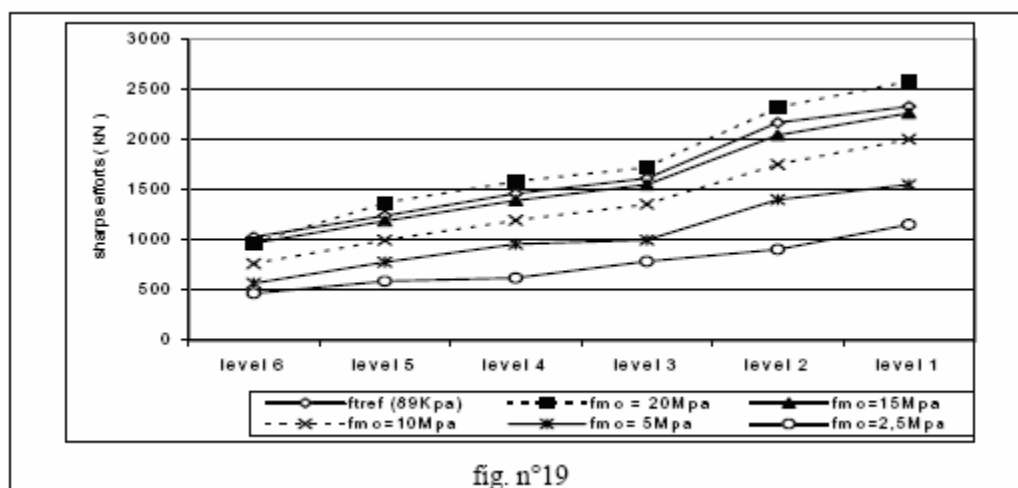
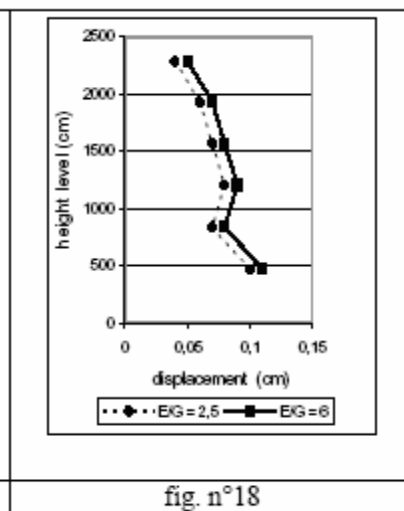
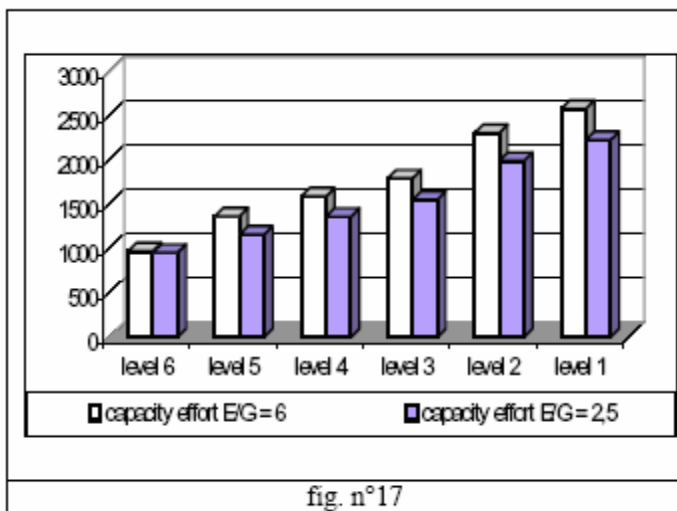
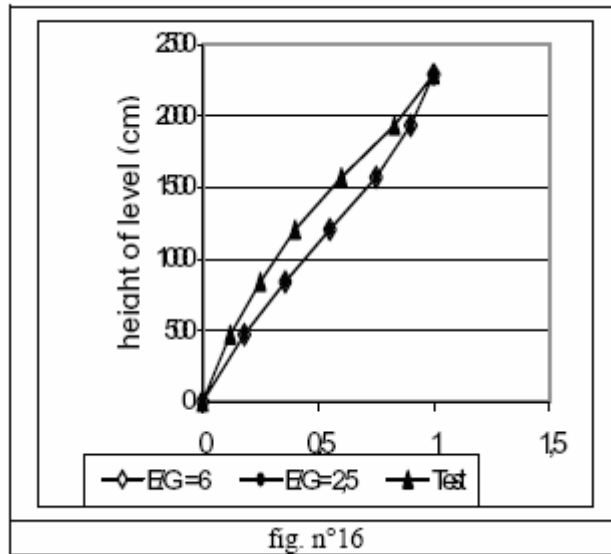


fig. n°15



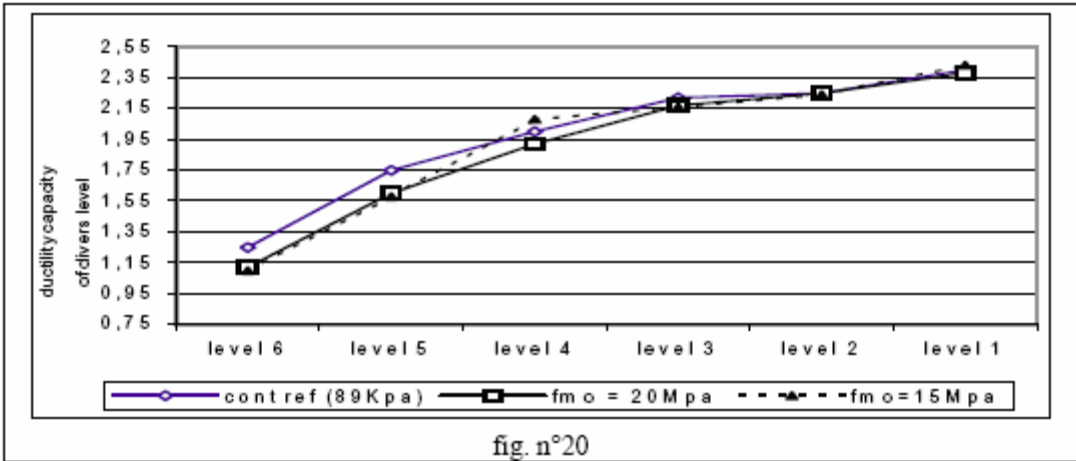


fig. n°20

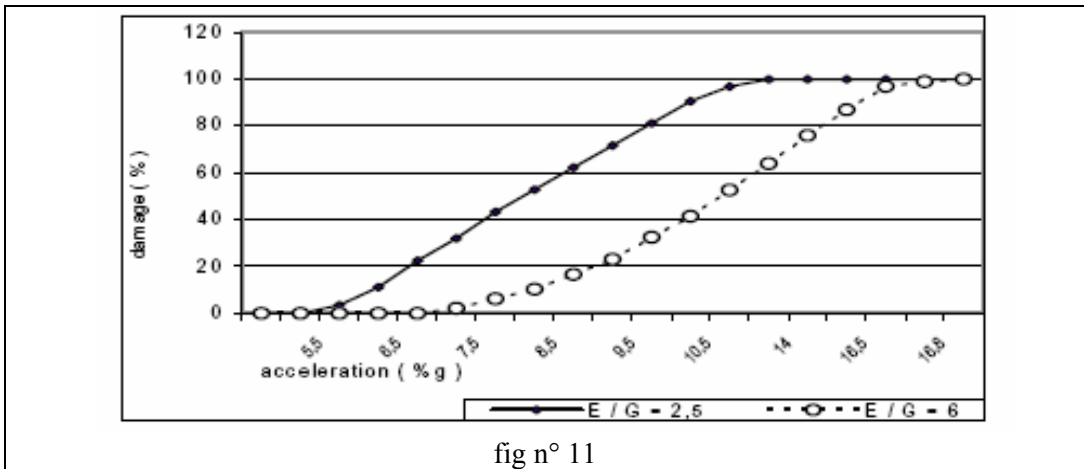


fig n° 11

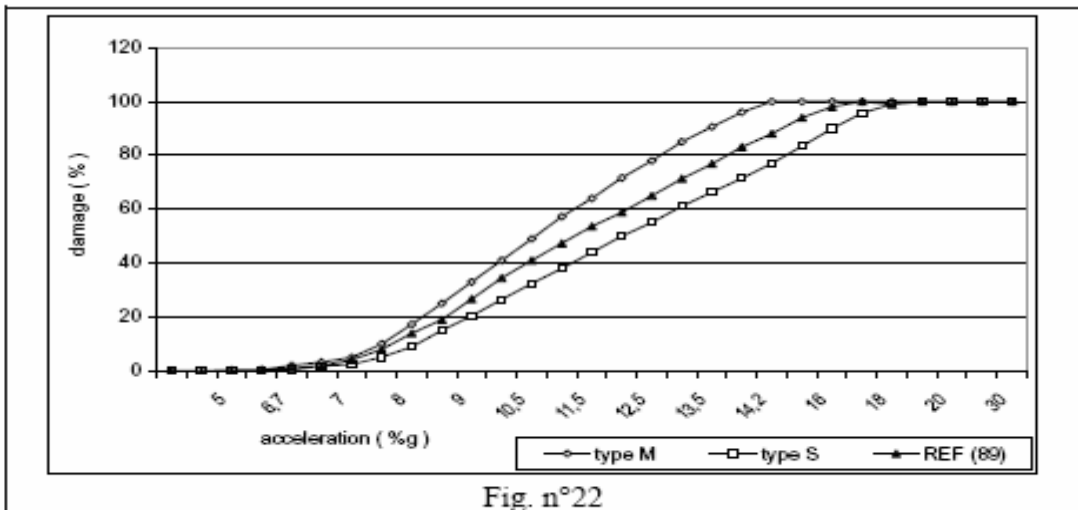


Fig. n°22

## **VI. IDENTIFICATION DU TAUX DE DOMMAGE SUR LES BATIMENTS SUITE AU SEISME DE ZEMMOURI – BOUMERDES (2003).**

### **VI.1. Introduction**

En Algérie la répartition de l'activité sismique est essentiellement concentrée sur une bande côtière de largeur comprise entre 200 et 400 km. Cependant en terme d'aménagement urbain la réglementation parasismique est relativement très récente. Autrement dit la grande majorité des centres urbains ignore les règles de construction parasismique. Le dernier événement qui a touché cette zone s'est étalé de Dellys à Blida. Dans la région épiscopentrale où les effets ont été les plus violents, l'intensité a été estimée à IX sur l'échelle de Mercalli Modifiée. Les bilans ont fait état de 128 000 logements endommagés, 13 300 ont été complètement détruits, dont 7 000 à Alger et 6 000 à Boumerdes. Suite à l'événement du 10 octobre 1980, plusieurs études de prévention et de réduction du risque sismique ont été entamées. En marge de ces études des auscultations de bâtiments en vue d'identifier leurs caractéristiques dynamiques ont été entreprises. Dans cet article nous présenterons les résultats d'identification de certains bâtiments de grande hauteur testés avant et au lendemain du séisme (Juillet 2003). Le but est de quantifier le taux de dommage subi par ces derniers, d'une part, et d'estimer l'erreur commise lorsque leur vulnérabilité est évaluée d'une façon analytique en utilisant des formules empiriques.

### **VI.2. Corrélation des dommages et les caractéristiques du séisme.**

#### **VI.2.1. Analyse des caractéristiques du séisme**

Le choc principal ainsi que les répliques ont été enregistrées par le réseau national d'accélérographes du CGS. Les accélérations enregistrées en champ libre sur quatre sites ont mis en évidence l'amplification des sols meubles, qui ont la propriété d'étendre les valeurs du spectre vers des valeurs supérieures, comparées à celles enregistrées au rocher. Cette particularité est bien illustrée par l'enregistrement du séisme à Dar El Beida, et à Keddara sur sol meuble, deux sites distants de 4km tableau 1.

**Tableau V-1:** Enregistrements du séisme du 21 mai 2003

Station	composantes			Distance épiscopale	Nature du sol
	E-W	N-S	Verticale		
Keddara 1	0.34	0.26	0.24	28	Rocher
Keddara 2	0.58	0.35	0.22	28	Meuble
Dar El Beida	0.52	0.46	0.16	33	Meuble
Hussein Dey	0.27	0.23	0.06	38	ferme

Si l'on admet que le spectre de réponse au rocher enregistré à Keddara est représentatif du mouvement à travers la zone épiscopale, cela pourrait expliquer le peu de dommages observés sur les sites rocheux tels que ceux de Ain Taya, El Marsa, Zemmouri El Bahri, des 800 logements à Boumerdes, ...où les bâtiments n'ont pas été trop sollicités par la secousse. Pour vérifier cette hypothèse, des tests de bruit de fond ont été faits sur des bâtiments de la même cité, réalisés avec le même système constructif et construite, à la même époque. Ce dernier détail nous permet de supposer que l'ensemble de la cité a été construit avec la même entreprise donc avec la même qualité de réalisation.

### **VI.2.2. Utilisation de la fréquence comme indicateur de dommage**

Les bâtiments des 800 logements ont été réalisés en 1986 avec un système constructif en voiles en béton armé et des panneaux de remplissage en préfabriqués également en béton; leur gabarit est de deux types, cinq et dix niveaux. L'expertise visuelle effectuée sur ces ouvrages a montré que sur les bâtiments de cinq niveaux aucun dommage n'a été enregistré. Cependant sur les bâtiments de dix étages des dommages dans les zones de jointure entre les voiles structuraux et les panneaux préfabriqués de remplissage ont été observés. L'expertise post-sismique effectuée sur ces bâtiments a classé l'ensemble de la cité des 800 logements au niveau de dommage vert, qui veut dire que les constructions n'ont pas subis de dommages et leur réoccupation est immédiate (I.O immédiat occupancy). Afin de vérifier ce constat, des essais de bruit de fond ont été réalisés sur les deux types de bâtiments, cinq bâtiments en cinq niveaux et cinq bâtiments en dix niveaux. Les résultats auxquels les tests ont aboutis, tableau 2 montrent que les fréquences transversales et longitudinales des bâtiments en cinq niveaux varient entre 3,9 et 4,0 Hz. Tant que celles des bâtiments en dix niveaux elles varient entre 1,7 et 2,3 ; et entre 1,9 et 2,2 Hz respectivement pour la direction longitudinale et transversale. On peut supposer donc que les bâtiments du premier type avaient leur fréquence propre de l'ordre de 4hz avant et après le séisme. Pour le deuxième type de bâtiments la chute de fréquence est

estimée à 26% pour la direction longitudinale et à 14% pour la direction transversale. Compte tenu du niveau de dommage attribué à ce type de bâtiments, on peut supposer que leur fréquence avant l'événement était de l'ordre de 2Hz. Les éléments de remplissage ne sont généralement pas pris en compte dans les calculs de rigidité d'une structure. Or dans le cas des bâtiments de la cité des 800 logements, visuellement les seuls dommages subis par les structures sont ceux relatifs aux panneaux préfabriqués de remplissage. La chute de fréquence appréciable constatée suite aux essais in situ sur les bâtiments en dix étages, signifie que les panneaux ont participés à la rigidité de la structure, ils étaient les premiers éléments à dissiper l'énergie encaissée par cette dernière.

**Tableau V-2:** Distribution des fréquences de la cité des 800 logements Boumerdes

Bâtiments de dix niveaux	Fréquence long (hz)	Fréquence trans (hz)	Bâtiments de cinq niveaux	Fréquence long (hz)	Fréquence trans (hz)
800 10E_1	2,3	2,2	800 5E_1	4,4	4,0
800 10E_2	2,2	2,1	800 5E_2	4,3	4,0
800 10E_3	2,2	2,1	800 5E_3	4,2	4,0
800 10E_4	2,1	1,9	800 5E_4	4,1	4,0
800 10E_5	1,7	2,0	800 5E_5	3,9	3,9

On peut donc conclure que les dommages observés sur les bâtiments en dix niveaux comparés à ceux en cinq niveaux sont dus essentiellement à leur différence de fréquence propre.

### **VI.3. Evaluation des dommages sur les bâtiments de grande hauteur d'Alger**

#### **VI.3.1. Introduction**

Les premières études statistiques effectuées en Algérie sur les constructions remontent à 1954, leur premier objectif était d'évaluer les besoins en logements. Ainsi au terme des résultats obtenus, il a été décidé de construire 12 488 immeubles sur tout le territoire dont 414 à Alger centre. Ces constructions ont été réalisées à la fin des années cinquante, sur les hauteurs de Bab El Oued, dans les communes de Sidi M'hamed, d'Hussein Dey, d'El Harrach et de Mohammadia. Les bâtiments que l'on se propose d'analyser font partie de ces derniers et sont situés à Hussein Dey. Ce sont des bâtiments réalisés en béton armé sur plusieurs niveaux tableau 4, leur structure porteuse est soit en poteaux poutres soit en structure mixte poteaux poutres et panneaux en béton armé. Dans le cadre de la prévention vis-à-vis du



séisme des essais de bruit de fond ont été réalisés sur certains d'entre eux par l'équipe du CGS en vue d'identifier leurs caractéristiques dynamiques. Après le séisme du 21 mai 2003, le même type d'essais a été répété sur les mêmes bâtiments. Ce qui signifie que les bâtiments en dix niveaux avaient une fréquence propre proche de la gamme des fréquences où le séisme était très énergétique.

### VI.3.2. Constat après le séisme de Zemmouri-Boumerdes

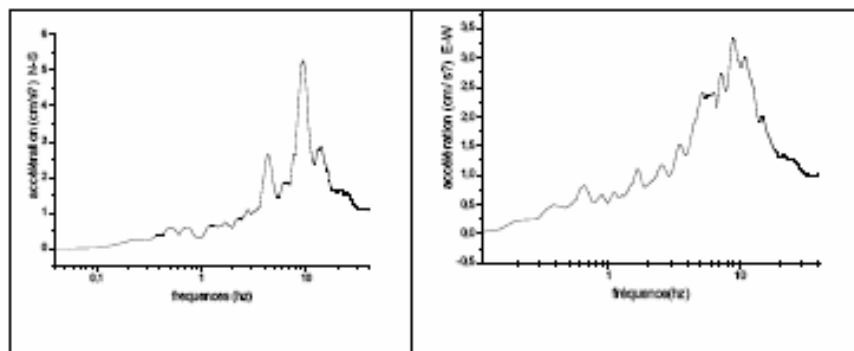
Globalement, le comportement de ces bâtiments vis-à-vis du séisme du 21 mai 2003 a été aléatoire. Les bâtiments dont la configuration en plan est régulière et isolés des bâtiments mitoyens ne présentaient aucun dommage visuel. Les bâtiments mitoyens à des bâtiments de gabarit inférieur présentaient des dommages au droit de la hauteur des plus courts, qui expriment la gêne des structures élancées dans leur mouvement vibratoire. Le seul bâtiment (Larmaf) qui avait subi des dommages visibles est celui dont la structure est conçue en poteaux poutres. Les dommages observés ont été l'effondrement de parements de murs de remplissage réalisés en briques creuses. Cependant il faut signaler que ces murs de remplissage ont été réalisés non pas dans le plan du portique, mais en dehors, dans un plan parallèle à l'extérieur des portiques.

L'effondrement de ces murs peut s'expliquer par la différence de rigidité entre les portiques et les murs en briques, la structure était certainement plus souple et les murs de remplissage n'ont pas pu s'adapter à son mouvement de vibration. Les expertises post-sismiques ont classé les bâtiments concernés par notre analyse au niveau de dommage « vert », sauf celui de Larmaf qui avait subi par la suite une réhabilitation des murs extérieurs. Les tests de bruit de fond effectués avant et après le séisme 2003 sur les bâtiments d'Alger ont abouti aux résultats récapitulés dans le tableau suivant.

bâtiment	Fréquence (hz) avant 2003		Fréquence (hz) après 2003		Chute de fréquence (%)	
	Long.	Trans.	Long.	Trans.	Long.	Trans.
Vauban	2,07	1,53	1,99	1,45	3,86	5,23
Revoil	1,67	1,22	1,48	1,17	11,37	4,03
Hassiba	1,1	1,2	1	1,02	9	15
Amirouche	1,85	1,42	1,35	1,24	27	12,67
Radieuse	1,62	1,12	1,36	1,05	16	6,25

**Tableau V-3:** Résultats des tests de bruit de fond avant et après le séisme

Selon les résultats obtenus, les fréquences propres des bâtiments testés sont de l'ordre de 1Hz, qui correspond à la fréquence d'ouvrages souples, caractéristique qui s'explique par leur gabarit compris entre 13 et 16 niveaux. L'évaluation du taux de dommages à l'aide de chute de fréquences propres, tableau V-3 a abouti à des résultats montrant que tous les bâtiments avaient subis des endommagements appréciables, malgré invisibles. L'analyse des spectres de réponse obtenus à partir des enregistrements du séisme de 2003, à Hussein Dey sur le site du CGS, montre que ces derniers sont plus énergétiques dans la gamme des fréquences comprise entre 5 et 11 Hz pour la direction Est-Ouest et entre 4 et 9Hz pour la direction Nord-Sud. Ce qui se traduit pour les constructions ayant leur fréquence fondamentale comprises dans ces deux gammes par une forte sollicitation. Le peu de dommages observés sur les bâtiments testés est donc justifié.



**Figure V-1:** *Spectre de réponse obtenus à partir des enregistrements recueillis sur le site du C G S.*

#### **VI. 4. Evaluation de l'erreur commise sur la fréquence en utilisant les formules empiriques**

Dans le cas le plus général le diagnostic d'un ouvrage existant vis-à-vis du séisme est établi par rapport à la réglementation en vigueur. Dans le cas des bâtiments concernés par cette étude, ceci se traduira par la vérification de leur structure par rapport aux règles parasismiques Algériennes (RPA99). Dans ces dernières l'effort tranchant sismique à la base « V » d'un ouvrage est exprimé en fonction du coefficient d'amplification « D », lequel est dépend de la période fondamentale de la structure. Les formules empiriques qui sont suggérées dans ce document règlementaire sont:

$$T = Ct (Hn)^{3/4} [1]$$

$$T = 0,09 H_n / (D)^{1/2} [2]$$

Où  $C_t$  : représente un coefficient dépendant du système de contreventement et du type de remplissage.

$H_n$  : la hauteur totale du bâtiment.

$D$  : la dimension en plan du bâtiment dans la direction considérée de calcul.

**Tableau V-4 :** Données graphiques des bâtiments testés

Bâtiment	Nombre de Niveaux	Hauteur (m)	Longueur (m)	Largeur (m)
Vauban	14	42	40	10,5
Revoil	15	45	44	10,5
Hassiba	16	48	33,20	24,5
Larmaf	15	45	25,2	21
Radieuse	13	39	24,5	8,10
Amirouche	16	48	40	10,70

**Tableaux V-5:** Comparaison des fréquences empiriques et expérimentales

bâtiment	Fréquence analytique		Fréquence (hz) expérimentale (2003)		Erreur (%)	
	Long.	Trans.	Long.	Trans.	Long.	Trans.
Vauban	1,675	1,212	1,99	1,45	-18,8	-19,6
Revoil	1,639	1,152	1,48	1,17	9,7	-1,56
Hassiba	1,335	1,146	1	1,02	25	11
Larmaf	1,240	1,152	1	1,23	19,35	-6,7
Radieuse	1,410	1,282	1,36	1,05	3,5	18
Amirouche	1,47	1,09	1,35	1,24	8,1	13,76

L'évaluation empirique des fréquences des bâtiments est basée sur leurs dimensions, par conséquent le diagnostic reste inchangé qu'il soit établi avant ou après l'évènement sismique de 2003. Or nous avons vu que le niveau dommages subi par ces structures est très appréciable, 27% et 11,37% dans direction longitudinale respectivement pour les bâtiments Amirouche Revoil, ce qui conduit à une erreur de diagnostic non négligeable. Sur bâtiments testés, les valeurs obtenues sont tantôt surestimées tantôt sous estimés, Il y va de même dans le cas de la comparaison entre les valeurs expérimentales avant 2003 et celles obtenues à l'aide de formule analytique. La méthode de bruit de fond ambiant permet également l'obtention coefficients d'amortissement. Dans le cas des bâtiments d'Alger, les résultats trouvés suite aux essais après le séisme sont récapitulés dans le tableau ci - après.

**Tableau V-6:** Valeurs des coefficients d'amortissement «  $\zeta$  »

bâtiment	Coefficients d'amortissement « $\zeta$ »	
	Direction longitudinale	Direction transversale
Vauban	0,86	0,69
Revoil	0,67	0,82
Hassiba	1,28	1,23
Larmaf	1,26	0,85
Radieuse	1,22	1,14
Amirouche	0,78	1,06

Nous pouvons constater que les valeurs obtenues à partir des tests sont comprises dans la gamme des coefficients d'amortissement donnée dans [1] pour les structures de génie civil, ils varient dans l'intervalle compris entre 0 et 2. Si les bâtiments testés ont été sérieusement endommagés, les valeurs de ces coefficients se trouveraient certainement en dehors de cet intervalle, probablement plus élevé.

#### **VI.7. Conclusion**

L'utilisation de test in situ ont été de tout temps jugés plus fiables dans l'expertise des ouvrages. Si les méthodes analytiques peuvent être utilisées dans les calculs des ouvrages à réaliser, leur utilisation dans l'appréciation de l'état d'une structure existante ne peut servir que de premier diagnostic qualitatif. Les résultats de tests de bruit de fond sur les bâtiments des 800 logements et ceux de grande hauteur d'Alger ont mis en évidence l'efficacité des tests in situ. Deux effets essentiels ont été vérifiés d'abord la mise en évidence par l'utilisation des essais de bruit de fond, le premier la participation des remplissages à la rigidité d'une structure, et le second la chute de fréquence d'un bâtiment malgré son faible endommagement suite à un séisme

et surtout l'erreur qu'on commis dans l'estimation du diagnostic lorsque l'analyse s'appuie sur des données expérimentales et lorsqu'on utilise des expressions analytiques. Dans le cadre des études de vulnérabilité, l'utilisation de tests de bruit de fond sur des structures existantes est pertinente afin d'émettre un diagnostic fiable. Elle permet d'estimer deux paramètres, la fréquence et l'amortissement, qui dans le domaine dynamique sont fondamentales pour caler le modèle numérique. L'avantage de l'essai est l'absence d'intervention sur la structure, les sollicitations proviennent de son environnement.

## **Bibliographie**

- Anil K. Chopra, *Dynamics of Structures, A Primer*, Berkeley, EERI, 1980.
- Chatelain J. L and al, 2000, “ *Cityshark: A user-friendly instrument dedicated to ambient noise ( microtremor) recording for site and building response studies*”, *seismological Research Letters*, 71(6).
- François D. et al, 2004, « *utilisation du bruit de fond pour l’analyse des dommages des Bâtiments de Boumerdes suite au séisme du 21 mai 2003* », *mémoires du service géologique de l’Algérie*, n°12, p 177 – 191.
- *Règles Parasismiques Algériennes RPA99*, Alger, OPU/CGS, 2000.

## **VII. EVALUATION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE DES CONSTRUCTIONS DE LA VILLE D’ALGER PAR LA METHODE STATISTIQUE**

### **VII.I. Introduction**

Ce travail de recherche tente de construire les courbes (fonctions de vulnérabilité) pour les constructions en maçonnerie pour la ville d’Alger. Ce travail est basé sur les effets des séismes de Chenoua de 1989, d’Alger 1996 et d’Alger - Boumerdes 2003 sur les constructions en maçonnerie de la ville d’Alger. Les fonctions de vulnérabilité fournissent des évaluations pour les dommages d'une famille des structures atteignant ou excédant de divers états de limite à certains niveaux donnés de l’intensité du tremblement de terre. Trois sources possibles d’information de dommages peuvent être employées dans leur dérivation: observationnel, analytique or expérimental. La source d’observation est la plus réaliste car tous les détails pratiques des constructions exposées sont pris en compte, soit les effets de l’interaction sol-structure, de la topographie, de l’emplacement, du chemin et des caractéristiques de source. Cependant, les mêmes aspects qui rendent des données d’observation le plus réaliste sont responsables de la limitation de leur potentiel d’utilisation. En recherchant un ensemble approprié de rapports de vulnérabilité pour une région donnée, avec des caractéristiques spécifiques seismo-tectoniques, géotechniques et de site d’implantation, il est pratiquement impossible de trouver une concordance basée sur l’observation. Ceci est retrouvé dans les régions à moyenne et faible séismicité, où peu ou pas de données précédentes ne sont disponibles. D’autre part, dans les zones à séismicité élevée, chaque tremblement de terre change les caractéristiques du patrimoine du bâti existant en causant un degré de dommages qui peut affecter les caractéristiques de réponse dynamique durant les futurs tremblements de terre. Les fonctions basées sur l’observation sont par

conséquent également limitées par l'instabilité temporelle. Cette recherche a pour principal objectif l'utilisation, l'application et la fiabilité des données d'observation de dommages comme source unique pour la construction des fonctions de vulnérabilité pour une classe large de structure, à savoir les structures en maçonnerie qui constitue plus de 80% des constructions à Alger. Un effort considérable a été consacré à la collection d'une banque de données d'observation de dommages aussi complète et homogène que possible à travers les fiches d'enquêtes renseignées après les séismes de Chenoua (1989), Alger (1996) et Alger-Boumerdes (2003). Dans ces fiches, les données en termes sont présentées par des niveaux de dommages par rapport à plusieurs facteurs de vulnérabilité de la structure.

## **VII. CLASSIFICATION DES BATIMENTS ENDOMMAGES DURANT LES TROIS SEISMES CONSIDERES DE CHENOUA (1989), ALGER (1996) ET ALGER-BOUMERDES (2003).**

### **VII.1.Introduction**

L'inventaire des dommages enregistrés, lors des trois séismes ayant affectés Alger durant les vingt dernières années, sont repris des fiches renseignées par les équipes du CTC et du CGS. Ces dommages sont inscrits sur des fiches contenant une soixante d'informations par structure endommagée. Les constructions expertisées constituent un échantillon particulièrement représentatif de la construction en Algérie du nord. Il y va sans dire que les conclusions tirées des dommages enregistrés et les analyses de statistiques des données permettront de : (1) quantifier les dommages et de les classer, (2) déterminer les causes des dommages et aussi de comprendre les mécanismes de ruine, (3) apprécier la qualité réelle de la construction, (5) identifier les indices de vulnérabilité pour les mesures à prendre par les décideurs pour la prévention, et ce aux niveaux administratif, technique et réglementaire. Chaque fiche contient une soixantaine d'informations incluant les composantes structurelles, non structurelles, fonctionnelles, telles que: (1) renseignement d'ordre général (identification, fonction, nombre de niveaux, age, état, etc.), (2) observations relatifs au sol et aux fondations, (3) évaluation des dommages sur les structures et sur les éléments secondaires, (4) commentaires sur les causes probables de dommages, (5) évaluation du taux de dommage et éventuellement les mesures urgentes à prendre.

## **VII.1. Description des caractéristiques du patrimoine bâti**

Dans les zones les plus affectées par ces événements, le patrimoine bâti se caractérise par les types de constructions suivants (Azzouz et al. 2005) :

- Les constructions individuelles, généralement un niveau ou deux niveaux) en maçonnerie ancienne de blocs de terre ou de pierres liées à la chaux ou en briques de terre cuites chaînée ou non chaînée.
- Anciennes constructions coloniales réalisées avant 1930, pouvant atteindre jusqu'à six niveaux. Elles sont constituées en maçonneries porteuses (murs porteurs) massives de pierre, généralement non chaînées, avec des planchers en voûtains de briques et poutrelles métalliques. Leurs toitures est en terrasse accessibles ou en charpentes en bois, avec des tuiles plates ou creuses. Ces constructions sont rencontrées principalement au centre des agglomérations et constituent en général les vieux tissus urbains.
- Le patrimoine bâti construit entre les années 1930 et 1960, relativement modernes avec l'introduction du béton armé dans les ossatures en poteau -poutres et planchers en dalle de béton ou préfabriqués (hourdis – poutrelles). Ces constructions modernes récentes, réalisées à partir de 1960 jusqu'à aujourd'hui avec l'utilisation de techniques nouvelles notamment les coffrages outils (tables et banches ou tunnels), les différentes préfabrifications (lourdes ou légères, totales ou partielles, intégrées ou ouvertes). Le développement des connaissances dans le domaine de la construction a permis également la diversification des matériaux (béton armé, béton précontraint, charpente métallique, etc.) et des structures porteuses (portiques, voiles porteurs, systèmes mixtes). Une grande partie de ces constructions récentes a été conçue, réalisée et suivie par des professionnels par les services de contrôle du CTC.

## **VII.2. Classification des bâtiments expertisés**

L'échantillon pris en considération dans cette recherche est constitué de 750 000 structures expertisées dont 52.8% n'ont subi aucun ou très faible dommage, 41.8% ont été endommagées et 6.4% ont été complètement détruits.

Pour les trois séismes considérés, l'inventaire des structures endommagées permet de tirer le plus d'enseignements pour la compréhension des mécanismes de ruine. Les causes techniques des dommages et des destructions peuvent être dues à une défaillance (facteur de vulnérabilité) ou, dans les cas les plus rencontrés, à la combinaison de plusieurs facteurs qui

concernent essentiellement les facteurs suivants: (1) conception générale (architecturale et/ou structurale), (2) qualité des matériaux, (3) nature du sol, (4) qualité de l'exécution des travaux, (5) maintenance, fonction de la structure et les éventuelles modifications effectuées (surélévation, transformations, suppression d'éléments, etc. ;).

### **VII.3. Facteurs de vulnérabilité rencontrés dans les constructions expertisées**

Les principales causes de dommages enregistrés lors des trois séismes considérés pourraient être présentés suivant la fonction des constructions, leur nombre de niveaux, leur âge, leurs systèmes structurels, les matériaux utilisés, la qualité de l'entretien, etc. Étant donné que ces facteurs sont nombreux, pour la majorité interdépendants et donc nécessitent des enquêtes minutieuses, des recoupements, des sondages, des essais et des vérifications par le calcul, nous avons préféré regrouper les causes selon les observations les plus répétitives sur le terrain.

Dans ce qui suit, les causes des dommages sont décrites d'une façon plus détaillée:

#### **VII.3.1. Irrégularités des structures**

La mauvaise conception architecturale entraîne assez souvent des irrégularités en plan et/ou en élévation dans les structures. La conception architecturale assez généralisée aujourd'hui qui consiste à réaliser des commerces au niveau du sol avec une distribution irrégulière des cloisons à ce niveau et même parfois une hauteur des poteaux supérieure à celle des poteaux des étages entraîne une faiblesse des niveaux du rez-de-chaussée même pour les constructions de trois à quatre niveaux. Il est clair que la rigidité et la symétrie dans les constructions jouent un rôle primordial dans le comportement dynamique de la structure. Par conséquent, il faut vérifier ces deux concepts sur les constructions expertisées : (1) La symétrie en plan, elle concerne la forme (régulière ou irrégulière, simple ou composée), les proportions (longueur, largeur, hauteur) et aussi les décrochements (absence, faible, beaucoup), (2) la régularité en plan et (3) la répartition des masses, elle détermine la position du centre de gravité et du centre de torsion.

#### **VII.3.2. Insuffisance ou absence de contreventement**

L'insuffisance ou l'absence de contreventement entraîne des effondrements ou des basculements irréparables. Ceci est inadmissible pour les constructions récentes sensées être



conçues dans le respect de la réglementation technique en vigueur, qui exige le même contreventement dans les deux sens, longitudinal et transversal.

### **VII.3.3. Poteaux courts**

La fragilité des poteaux courts lors d'un séisme est connue depuis fort longtemps ; les efforts horizontaux développent des efforts tranchants considérables que la sections des poteaux ne peut supporter. Ces poteaux sont réalisés aux niveaux des ouvertures, des cages d'escalier à paliers intermédiaires et des vides sanitaires.

### **VII.3.4. Interaction maçonnerie - structure**

L'interaction maçonnerie – structure est un domaine bien connu des professionnels. A ce titre, les règles parasismiques algériennes (RPA) prescrit des dispositions (joints) pour bien isoler la maçonnerie (ou de tout autre remplissage) de la structure si l'on choisit un fonctionnement ductile d'une structure poteau – poutre. Le RPA prescrit, par ailleurs, la mise en place de la maçonnerie dans l'axe des portiques, si l'on désire la faire participer à la reprise des efforts horizontaux. La cloison extérieure du mur doit donc reposer directement sur la poutre ou éventuellement sur un becquet pour habiller la structure.

### **VII.3.5. Qualité des matériaux**

La mauvaise qualité des matériaux de construction constitue l'une des causes les plus récurrentes des dommages enregistrés lors des trois séismes considérés. Les essais de contrôle des bétons ne sont pas systématiquement, particulièrement, dans le secteur de l'auto construction, et les résistances des bétons, lorsqu'elles sont connues, sont souvent inférieures au minimum requis. La mauvaise qualité des aciers a également été la cause de plusieurs destructions, particulièrement des bâtiments en béton armé construits avant 1960. A cette époque, l'utilisation des aciers lisses était permise; lors des séismes, ces aciers ont « glissé » dans le béton, à cause de leur adhérence quasiment nulle.

Pour les ouvrages en maçonnerie ancienne non chaînée, dont les éléments sont en pierres, moellons ou toub liaisonnées au mortier de chaux ou de terre, les dommages étaient importants; fissurations, désolidarisation, effondrement des murs. D'une manière générale, les constructions en charpente métallique se sont bien comportées grâce à l'homogénéité de l'acier, sa ductilité et sa résistance élevée.

### **VII.3.6. Qualité de l'exécution**

La qualité de l'exécution des ouvrages est primordiale pour la stabilité et le bon comportement sous les charges sismiques ; en effet, une mauvaise réalisation peut remettre en cause une bonne conception et un grand nombre d'hypothèses de calcul ; la stabilité et la résistance de la structure deviennent ainsi aléatoires. Il serait vain d'effectuer des calculs très avancés de la structure aux charges sismiques si l'on ne s'assure pas de la bonne réalisation sur le chantier. Ainsi, pendant les séismes considérés, il a été constaté certaines anomalies dues à une mauvaise qualité du béton, le non respect de certaines dispositions constructives et, notamment, le bétonnage mal effectué, les noeuds mal ferrailés, les joints obstrués, etc. Nous donnons ci-après quelques cas parmi les défaillances retrouvées. Le bétonnage présente des ségrégations importantes en bas de poteaux, ce qui indique une mauvaise exécution de bétonnage. Aussi, la mauvaise mise en place du coffrage laisse apparaître au décoffrage les aciers sur une ou plusieurs faces de poteaux ou des poutres. Cette insuffisance d'enrobage des armatures est combinée à une surcharge de mortier. Le ferrailage des noeuds constitue aussi un point faible des structures poteaux-poutres auto-stables en zone sismique. Le croisement des armatures longitudinales des poteaux et des poutres et la nécessité accrue des cadres et étriers en zone nodale, engendrent une densité élevée d'aciers dans ces zones sensibles de la construction. De même, les joints sismiques, s'ils ne sont pas absents, ils sont obstrués par divers détritrus (gravats, bois, etc.) et parfois carrément bouchés en façade.

### **VII.3.7. Intervention sur les constructions**

Le vieillissement des constructions nécessite un entretien régulier et adéquat pour remédier à toute pathologie constatée, particulièrement, les effets de l'eau, les éclatements de l'enduit ou du béton dus aux chocs, la mise à nu des armatures et leur oxydation excessive. L'absence d'entretien augmente la vulnérabilité des structures. On constate assez souvent des surcharges excessives sur les constructions dues à des surélévations non conçues par rapport à la destination du projet et, pire encore, à des affaiblissements des éléments porteurs et parfois même à leur suppression.

### **VII.3.8. Classification des constructions en fonction du taux de dommage**

Parmi les 753 745 structures expertisées, nous avons constaté :

- 396 849 ont été classées sans dommage ou très faiblement endommagées,
- 313 825 ont subi des dommages plus ou moins importants et qui nécessitent une expertise plus approfondie,
- 43 071 ont subi des dommages considérables ou effondrées et sont classées à démolir.

Selon la méthodologie de classification des structures endommagées par les séismes, (1) les structures n'ayant subies aucun dommage ou très faible dommage sont représentées par un degré d'appréciation égal à 1 ou 2 et par la couleur verte, (2) les structures endommagées et nécessitant des expertises plus approfondies sont représentées par un degré d'appréciation 3 ou 4 et par la couleur orange et, (3) les constructions lourdement endommagées ou détruits complètement sont représentées par le degré 5 et par la couleur rouge.

### **VII.3.9. Classification des structures en fonction des indices de vulnérabilité**

Les constructions que nous avons traitées dans ce projet de recherche sont ceux ayant été endommagés par les séismes. Par conséquent, nous avons choisi un échantillon que nous considérons représentatif des constructions au niveau de l'agglomération de la ville d'Alger. Cet échantillon analysé, tiré des 356 896 constructions endommagées ou effondrées, est illustré par l'absence ou l'insuffisance de contreventement, l'irrégularité des structures, l'intervention sur les constructions, la qualité des matériaux, l'absence de chaînage adéquat, l'existence de poteaux courts, la qualité de la réalisation, l'interaction maçonnerie structures. Ces indices pathologiques sont les plus influant sur le comportement dynamique des constructions ayant subies des dommages.

Les indices de vulnérabilité les plus représentatifs pris en compte dans cette recherche sont :

- Contreventement (Cv)
- Qualité des matériaux (Mq)
- Irrégularité en élévation (Ie)
- Irrégularité en plan (Ip)
- Interaction maçonnerie structure (Ims)
- Qualité de la réalisation (Rq)
- Intervention sur les constructions (Is)
- Poteaux Courts (Pc)

- Qualité des chaînages (Cq)
- Conditions de sol (Sc)

L'analyse statistique des fiches d'expertises des 165 635 structures considérées donne le résultat suivant par indice de vulnérabilité :

- 139 133 structures ont une mauvaise qualité des matériaux
- 124 226 ont un contreventement insuffisant ou inadéquat
- 39 752 présentent une irrégularité en élévation
- 26 501 présentent une irrégularité en plan
- 36 439 ont subi une interaction sol structure
- 59 628 ont eu une mauvaise qualité de la réalisation
- 48 034 structures présentent une intervention sur les constructions
- 29 814 présentent des poteaux courts
- 21 532 ont une mauvaise qualité des chaînages
- 3 312 présentent de mauvaises conditions du sol

Le tableau VII-1 suivant illustre l'importance des dommages par indice de vulnérabilité et coefficient de pondération. Ces résultats sont tirés de l'analyse des 165 635 fiches d'enquêtes réalisées par les ingénieurs du Contrôle technique de Construction (CTC). Les coefficients de pondération représentent le taux des structures endommagées par rapport aux indices de vulnérabilités.

**Tableau VII-1 : coefficient de dommage et de pondération**

<b>Indice de Vulnérabilité</b>	<b>Importance des dommages (%)</b>	<b>Coefficient de Pondération</b>	<b>Coefficient de Pondération Normalisé</b>
<b>Qualité des matériaux (Mq)</b>	84.5	0.84	1.00
<b>Contreventement (Cv)</b>	75.2	0.75	0.90
<b>Irrégularité en élévation (Ie)</b>	24.6	0.24	0.28
<b>Irrégularité en plan (Ip)</b>	16.4	0.16	0.19
<b>Interaction maçonnerie structure (Ims)</b>	22.6	0.22	0.26
<b>Qualité de la réalisation (Rq)</b>	35.8	0.36	0.43
<b>Intervention sur constructions (Is)</b>	29.4	0.29	0.34
<b>Poteaux Courts (Pc)</b>	18.4	0.18	0.21
<b>Qualité des chaînages (Cq)</b>	13.2	0.13	0.15
<b>Conditions de sol (Sc)</b>	2.4	0.02	0.02

#### VII.4. ESTIMATION DES DOMMAGES PAR STRUCTURE

Il est connu que des séismes de même magnitude causent des dommages considérablement différents sur les structures, ceci est du évidemment à la vulnérabilité de ces structures. La méthode d'expertise, des structures endommagées par les séismes, adoptée en Algérie depuis le séisme du 10 Octobre 1980 permet de quantifier le taux de dommage de chaque structure en attribuant à chaque élément structurel ou non structurel une valeur et une couleur, telle représentée dans le tableau suivant.

Le dommage total de la structure est égal à la somme des dommages de tous les éléments structuraux et non structuraux. L'importance des dommages est exprimée en pourcentage.

**TableauVII-2:** Echelle d'évaluation du taux de dommage des par structure.

Dommages	Aucun	Faible	Modéré	Important	Destruction
valeurs	1	2	3	4	5
Couleurs	Vert	Vert	Orange	Orange	Rouge
Dommages	0%	25%	50%	75%	100%

D'après le tableau VII-2, le taux d'endommagement pour chaque structure est compris entre 0% et 100%. Le degré d'endommagement maximal est égal 50. Ceci est obtenu quand tous les indices de vulnérabilité atteignent la valeur maximale de 5. Le degré d'endommagement est normalisé en divisant la valeur obtenue par la valeur maximale de  $D = 50$ . Donc, le dommage sera compris entre 0 et 1.  $0 < D < 1$

#### VII.5. DETERMINATION DE L'INDICE DE VULNERABILITE

La méthode de l'indice de vulnérabilité (V) permet l'identification des éléments structuraux et non structuraux susceptibles d'influencer le comportement dynamique de la structure. Cet indice est un paramètre obtenu à partir de l'analyse des éléments structuraux et non structuraux composants la structure.

L'indice de vulnérabilité (V) pour chaque structure est égal à la somme des produits de tous les degrés d'appréciation des facteurs de vulnérabilité par leurs coefficients de pondération. Les résultats obtenus peuvent s'écrire comme suit :

**V = Somme Pondérée des facteurs de vulnérabilité**

$$V = 1.00Mq + 0.90Cv + 0.28Ie + 0.19Ip + 0.26Ims + 0.43Rq + 0.34Is + 0.21Pc + 0.15Cq + 0.02Sc$$

## VII.6. COURBES DE VULNERABILITE

La corrélation entre le dommage et l'indice de vulnérabilité correspondant (D, V) permet de développer les courbes de vulnérabilités des constructions représentatives de la ville d'Alger. Les formes suivantes de courbes de vulnérabilités ont été testées :

Courbe linéaire :  $D = aV + b$

Courbe quadratique  $D = aV^2 + bV + c$

Courbe parabolique  $D = aV^3 + bV^2 + cV + d$

L'analyse des paires (D, V) par la méthode des moindres carrés a permis de déterminer les coefficients dans chaque équation.

1. La courbe linéaire

$$D = 1.22 V - 0.28$$

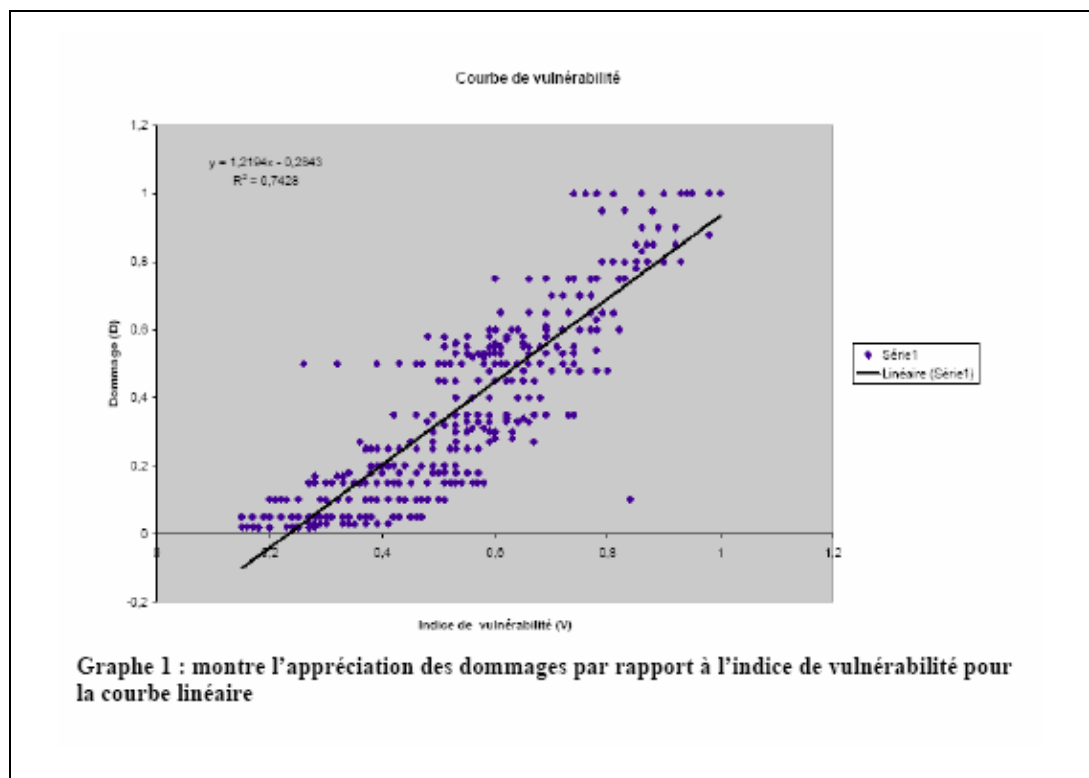
2. La courbe quadratique

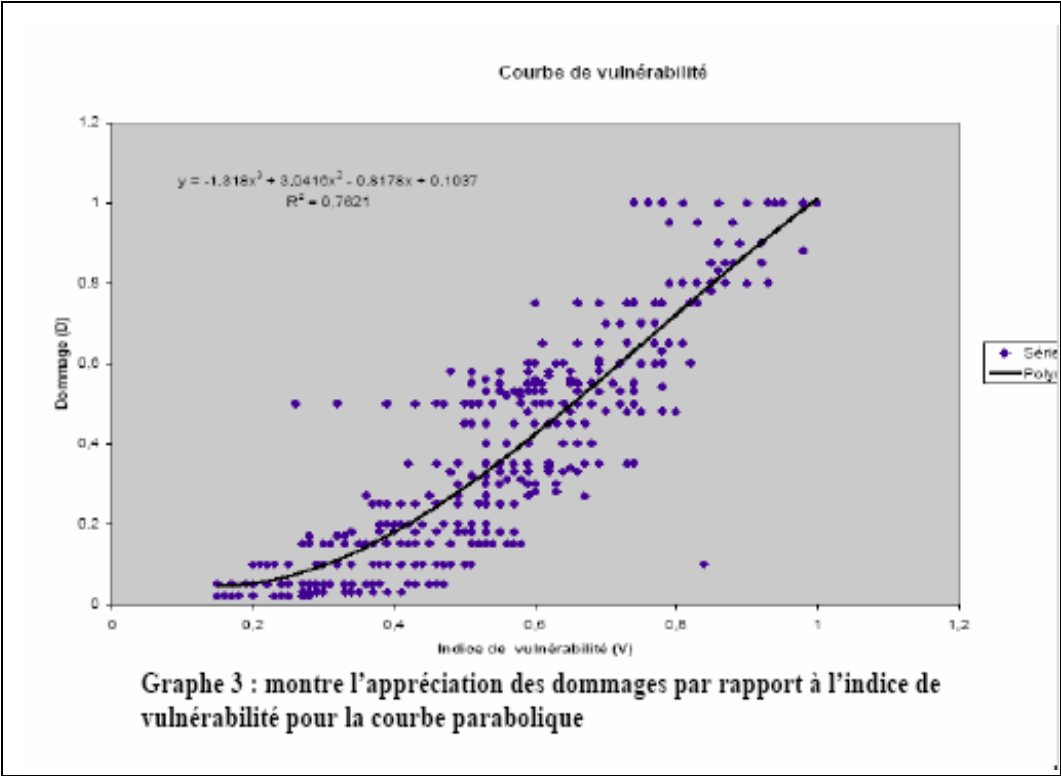
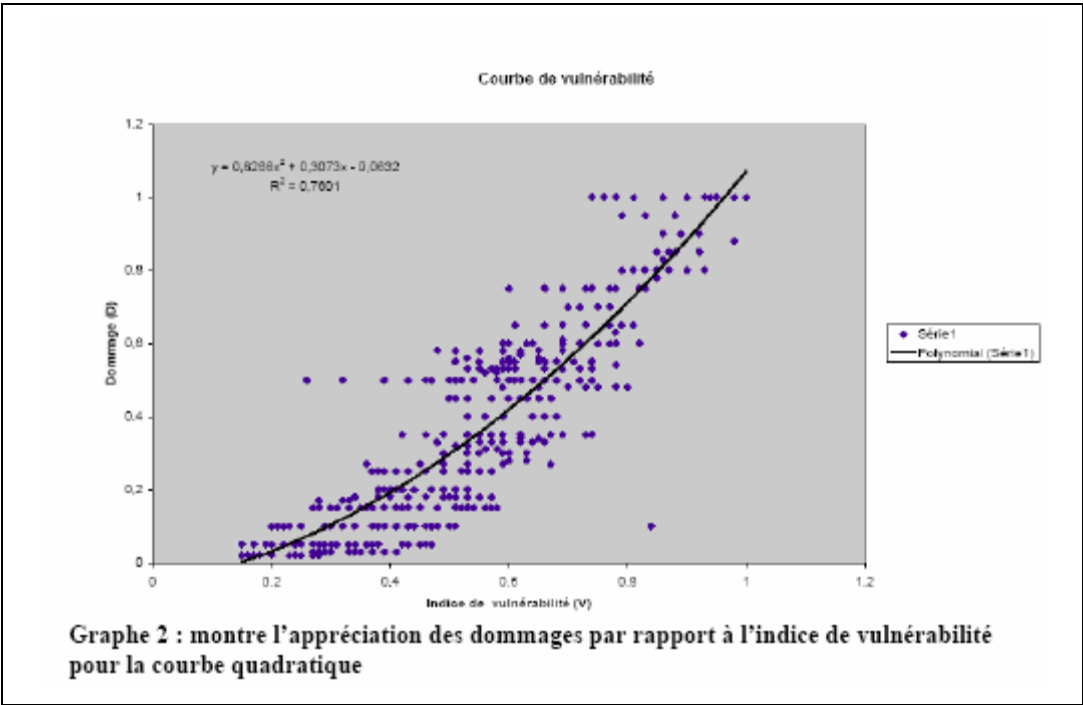
$$D = 0.82V^2 + 0.31V - 0.06$$

3. La courbe parabolique

$$D = 1.32V^3 + 3.04V^2 - 0.82V + 0.10$$

Les graphes 1, 2, 3 montrent l'appréciation des dommages par rapport à l'indice de vulnérabilité pour les courbes linéaire, quadratique et parabolique respectivement.





## VII.7. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Cette étude a permis de mieux connaître la vulnérabilité du patrimoine bâti de la ville d'Alger et par conséquent mieux cerner les mesures préventives à mettre en place pour une réduction du risque sismique. Elle a permis aussi de développer les courbes de vulnérabilité pour la majorité du patrimoine bâti d'Alger en utilisant des échantillons représentatifs. Il est clair qu'avec ces résultats très importants pour tous les acteurs de la réduction du risque sismique à Alger, des mesures préventives adéquates pour la réduction du risque sismique doivent être appliquées avant le prochain séisme. De même, pour l'organisation des secours de la part des autorités publiques et de la population pour la gestion de la catastrophe, cette étude fournit beaucoup de paramètres nécessaires à l'estimation des diverses ressources à prévoir pour ne pas être surpris encore une fois. La connaissance des indices de vulnérabilité de chaque type de structure permet de proposer la technique et les matériaux de renforcement de la dite structure pour mieux résister aux charges sismiques. Ces indices de vulnérabilité ou pathologiques consistent réellement aux faiblesses de la construction et qu'il faudrait prendre en compte lors de la réhabilitation.

Dans la seconde phase de ce projet, nous proposons une action de grande envergure sur l'information et la sensibilisation des autorités locales, déjà destinataires des résultats de cette recherche.

Les autorités locales de diverses communes de la ville d'Alger ont beaucoup apprécié notre travail et le considère comme une base fondamentale pour tout développement de stratégie à court, moyen et long termes pour la réduction du risque sismique dans la ville d'Alger.

Nos recommandations concernent la mise en place d'une équipe dans toutes les municipalités de la ville d'Alger à développer cette stratégie, de renforcement des bâtiments très vulnérables, de la réorganisation des plans de secours, de l'estimation des ressources financières et matérielles nécessaires pour réduire le risque sismique au niveau accepté. Il est clair que dans la seconde phase la dissémination de l'information particulière aux organisations non gouvernementales jouera un rôle très important quant à la sensibilisation de la société civile. Car il est aujourd'hui reconnu que nous pouvons réduire considérablement les effets néfastes du risque sismique en mettant en place une politique de développement et d'aménagement qui intégrera le risque sismique dans les différents plans d'urbanisme, à condition bien entendu de l'identifier, de l'évaluer et de le cartographier. La politique de prévention doit inclure les principales actions à mettre en place, qui peuvent se résumer ainsi: (1) l'aménagement, (2) la construction, (3) l'information et la formation et, (4) l'organisation de secours.