

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكاتب
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état
en Génie civil

Thème

ETUDE DE LA VULNERABILITE
AU SEISME D'UN BATI EXISTANT
"MATERNITE DU CHU MUSTAPHA BACHA"

Proposé et dirigé par :
M^{me} BAOUCHE . N
M^{lle} AIT MEZIANE . Y

Etudié par :
FRITIH Youcef

PROMOTION : JUIN 2004

E.N.P. 10, AVENUE HASSEN BADI, EL-HARRACH, ALGER.

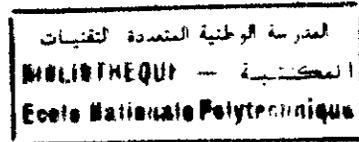
" Si un entrepreneur construit une maison pour une personne et si la construction n'est pas solide provoquant ainsi l'effondrement et la mort du propriétaire, l'entrepreneur sera exécuté.

...

Si un entrepreneur construit une maison non conforme aux prescriptions et si un mur s'effondre, l'entrepreneur sera tenu de renforcer le mur à ses propres frais "

CODE DE HAMMOURABI, 1792-1750 AV. J.C.

DEDICACES



A mes parents,

A mes frères Nassim et Riad et à ma sœur Radia,

A toute ma famille.

A Lamine et Amine,

A Fayçal, Islem, Karim, Lilia et à tous mes amis,

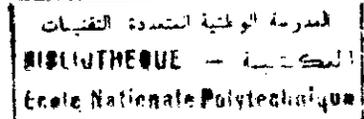
A tous ceux qui m'ont aidé et soutenu,

Merci.

A la mémoire de mon oncle Ferhat,

Youcef

REMERCIEMENTS



Ce travail a été effectué au sein du CGS et de l'Ecole Nationale Polytechnique, sous la direction de M^{me} N. BAUCHE (ENP) et M^{elle} Y. AIT MEZIANE (CGS).

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

Mes remerciements vont également à tout le personnel du CGS, pour leur disponibilité et leur aide durant toute période de ce travail.

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

Aux membres du jury,

Que Monsieur le président et les membres de cet honorable jury qui nous ont fait l'honneur d'apprécier ce modeste travail, trouvent ici l'expression de notre gratitude et l'assurance de ma haute considération

الملخص :

عملنا هذا يهدف إلى دراسة هشاشة بناية موجودة معرضة للزلازل المثل المدروس يتعلق ببناية الأمومة بمستشفى مصطفى باشا الجامعي التي تنتمي إلى البنايات ذات الاحتياجات الأولية. الطريقة المستعملة لتقييم الهشاشة تسمى " طريقة السعة ". النتيجة المحصل عليها تكمن في أن هذه الأخيرة لا توافق المعايير المطلوبة الشيء الذي جعلنا نقترح حلا يكمن في تقوية البناية متبوعا بدراسة اقتصادية.

الكلمات المفتاحية

الهشاشة. التقوية. الزلازل. السعة.

RESUME :

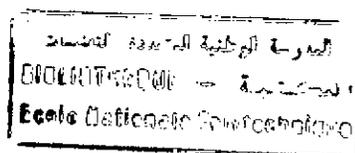
Le présent travail a pour but l'étude de la vulnérabilité d'un bâti existant au séisme. L'exemple traité concerne la maternité du C.H.U Mustapha Bacha qui fait partie des ouvrages de première nécessité. La méthode utilisée pour évaluer la vulnérabilité s'intitule « méthode des capacités ». Le résultat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

Mots clés : Vulnérabilité- Renforcement- Séisme- Capacité.

ABSTRACT:

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

Key words: Vulnerability- Reinforcement- Seism- Capacity.



CHAPITRE I INTRODUCTION GENERALE

1.1. INTRODUCTION.....	1
1.2. OBJECTIF DE L'ETUDE	2
1.3. PRESENTATION DU MEMOIRE	3

CHAPITRE II SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

2.1. INTRODUCTION.....	4
2.2. DEFINITIONS	4
2.2.1. ALEA SISMIQUE « SEISMIC HAZARD »	4
2.2.2. VULNERABILITE.....	5
2.2.3. LE RISQUE SISMIQUE « SISMIC RISK »	6
2.3. FONCTIONS DE VULNERABILITE	6
2.3.1. APPROCHE EMPIRIQUE	6
2.3.2. APPROCHE THEORIQUE	7
2.3.3. APPROCHE EXPERIMENTALE.....	7
2.4. METHODES D'ESTIMATION DE LA VULNERABILITE	7
2.4.1. METHODE DIRECTE (MATRICE DE VULNERABILITE).....	7
2.4.1.1. Echelle macrosismique MSK 64	7
2.4.1.2. Echelle Macrosismique Européenne des intensités EMS92.....	10
2.4.1.3. Fonctions de vulnérabilité établies par Cochrane et Schaad.....	11
2.4.2. METHODE INDIRECTE (INDICE DE VULNERABILITE).....	13
2.5. EXPERIENCE ALGERIENNE DANS LE DOMAINE DE LA VULNERABILITE	15
2.5.1. INTRODUCTION	15
2.5.2. ETUDE DE LA VULNERABILITE DE LA VILLE D'ALGER.....	17
2.5.3. ETUDE DE LA VULNERABILITE DES BATIMENTS STRATEGIQUES DE LA CAPITALE.....	19
2.5.4. FONCTIONS DE VULNERABILITE DEVELOPEES EN ALGERIE.....	20
2.5.5. FONCTIONS DE VULNERABILITE DEVELOPEES EN ALGERIE.....	20
2.6. CONCLUSION	22

CHAPITRE III METHODOLOGIE D'ETUDE DE VULNERABILITE D'UN BATI EXISTANT

3.1. INTRODUCTION.....	24
3.2. OBJECTIF DE L'ANALYSE D'UN BATIMENT	24
3.3. CONCEPTS METHODOLOGIQUES.....	25
3.3.1. EXPERTISE DE LA STRUCTURE EXISTANTE.....	25
3.3.2. ANALYSE STATIQUE DE LA STRUCTURE	28
3.3.3. ANALYSE DE LA CAPACITE DE LA STRUCTURE.....	29
3.3.4. L'ETUDE DU RENFORCEMENT	32
3.3.4.1. Définition.....	32
3.3.4.2. Choix du type de renforcement dans le bâtiment.....	33
3.3.4.3. Mode de renforcement	33
3.3.4.4. Aspect économique du renforcement	34
3.3.4.5. Examen de la faisabilité.....	35
3.3.4.6. Examen de la sécurité (stabilité d'ensemble)	35

CHAPITRE IV APPLICATION DE LA METHODOLOGIE SUR UN OUVRAGE EXISTANT

4.1 INTRODUCTION	36
4.2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	36
4.2.1. SYSTEME STRUCTURAL	36
4.2.2. SYSTEME DE REMPLISSAGE (MUR EXTERIEUR).....	37
4.2.3. HISTORIQUE DE L'OUVRAGE	38
4.2.4. REMARQUES.....	38
4.2.5. CONDITIONS DU SOL.....	39
4.3. ETUDE DU BLOC « D »	39
4.3.1. DESCRIPTION DU BLOC « D »	40
4.3.2. EXPERTISE DU BLOC « D »	41
4.3.2.1. <i>Dommages constatés</i>	41
4.3.2.2. <i>Anomalies de conception</i>	41
4.3.3. ETUDE STATIQUE DU BLOC.....	42
4.3.3.1. <i>Caractéristiques mécaniques des matériaux</i>	42
4.3.3.2. <i>Ferrailage utilisé</i>	42
4.3.3.3. <i>Descente de charge</i>	43
4.3.3.4. <i>Détermination du coefficient de sécurité sous charges verticales</i>	44
4.3.3.5. <i>Analyse des résultats</i>	45
4.3.4. EVALUATION DE LA CAPACITE DE LA STRUCTURE.....	45
4.3.4.1. <i>Evaluation de la capacité de la structure en déformation</i>	45
4.3.4.2. <i>Détermination de la capacité de résistance de la structure</i>	47
4.3.5. ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE SELON LE CODE.....	48
4.3.5.1. <i>Modélisation</i>	48
4.3.5.2. <i>Détermination de la force sismique</i>	49
i. Sens Lx.....	49
i.1. Calcul de la période propre.....	49
i.2. Calcule de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	49
i.3. Calcule des coefficient«A;Dx;Qx;Rx»	49
i.4. Charge verticale«W».....	50
i.5. force additionnelle au sommet «Ftx».....	51
i.6. Répartition de la force sismique «Ftx»	51
i.7. Calcul des efforts tranchants «Txi».....	51
i.8. calcul des moments fléchissants «Mxi».....	51
ii. Sens Ly.....	52
ii.1. Calcul de la période propre.....	52
ii.2. Calcule de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	52
ii.3. Calcule des coefficient«A;Dx;Qx;Rx»	52
ii.4. Charge verticale«W».....	54
ii.5. force additionnelle au sommet «Ftx».....	54
ii.6. Répartition de la force sismique «Ftx»	54
ii.7. Calcul des efforts tranchants «Txi».....	54
ii.8. calcul des moments fléchissants «Mxi».....	54
4.3.6. ETUDE COMPARATIVE CAPACITE - DEMANDE.....	55
4.3.7. ETUDE DU RENFORCEMENT.....	56
4.3.7.1. <i>Proposition d'une esquisse de renforcement</i>	56
4.3.7.2. <i>Devis quantitatif et estimatif sommaire</i>	57
4.3.7.3. <i>Vérification de la stabilité d'ensemble</i>	58
4.8. CONCLUSION	59

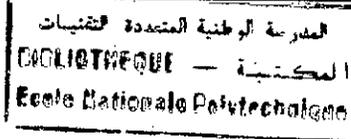
CHAPITRE V CONCLUSION GENERALE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE I

INTRODUCTION GENERALE

1.1. INTRODUCTION



En l'état actuel des connaissances, il est quasiment impossible de prédire de manière sûre et suffisamment à l'avance, les évènements sismiques. Il est, en revanche, possible de réduire considérablement le risque sismique en prenant des mesures adéquates pour le ramener à un niveau acceptable.

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

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

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

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

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

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

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

Il faut penser à la sauvegarde des vies humaines, à la protection des équipements et infrastructures d'urgence (hôpitaux, secours, centrale électrique,

eau, pistes d'atterrissage...) mais aussi la pérennité du patrimoine national (musées, archives...) afin de minimiser l'impact économique, sanitaire et social.

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

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

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

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

Le travail que nous avons entrepris s'intéresse à l'étude de la vulnérabilité de certains bâtiments stratégiques de la ville d'Alger classée zone III par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99) après le séisme de Boumerdès. Il s'agit du centre hospitalo-universitaire Mustapha Bacha.

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

- La vétusté des bâtiments ;
- Le manque de données comme les plans de coffrage et de ferrailage, notes de calculs...
- L'hétérogénéité des structures en raison des transformations apportées à la plupart des blocs (extensions en plan et en élévation).

1.2. OBJECTIF DE L'ETUDE

L'étude que nous avons entreprise a deux objectifs, d'une part, l'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment au séisme (maternité du centre hospitalo-universitaire Mustapha Bacha), d'autre part, la réhabilitation parasismique de ce bâtiment (non endommagé) dans le but d'augmenter sa capacité résistante afin de réduire les dommages en cas de séisme.

Notre travail est donc une modeste contribution à l'expertise et la réhabilitation des ouvrages.

1.3. PRESENTATION DU MEMOIRE

Notre mémoire est divisé en cinq chapitres.

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

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

Le troisième chapitre, qui est le plus important, est une étude de vulnérabilité d'un bâti existant. La démarche permettant de déterminer les procédures de réhabilitation applicables à un ouvrage, fondée sur l'identification de ces points faibles c'est-à-dire à la détermination de sa capacité à résister aux tremblement de terre, compte tenu de son état, est également abordée dans ce chapitre.

Le quatrième chapitre présente l'étude de la vulnérabilité d'une structure existante, vitale (maternité de l'hôpital Mustapha Bacha).

Le choix d'un type de renforcement tenant compte des aspects techniques et économiques est également abordé dans ce chapitre.

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

CHAPITRE II

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

2.1. INTRODUCTION

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

- a) beaucoup de villes sont construites sur des sites plus au moins sismiques ;
- b) l'accroissement de l'activité économique ;
- c) l'augmentation du nombre d'habitants dans les villes ;
- d) l'accroissement des constructions qui se fait dans les pays du tiers monde de manière anarchique ;
- e) la non existence ou la non application parfois des règlements parasismiques pour les construction récentes.

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

Nous nous proposons dans le cadre de la présente étude, de développer les méthodes utilisées pour l'estimation de la vulnérabilité et de construire les courbes de vulnérabilité pour les différents types de construction.

2.2. DEFINITIONS

2.2.1. ALEA SISMIQUE « SEISMIC HAZARD »

Pour un site donné, il est défini par la probabilité qu'au cours d'une période de référence (couramment prise égale à une année), un séisme atteint ou dépasse en ce site une certaine valeur de l'intensité (intensité macrosismique sismique ou paramètres du mouvement du sol accélération maximale, vitesse, etc...) [5].

2.2.2. VULNERABILITE

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

La vulnérabilité s'applique à une construction, à un groupe ou catégorie de constructions, elle représente le dommage relatif, variant de (0) zéro pour un dommage nul, à (1) un pour la destruction totale de l'édifice [4], en d'autres termes, elle représente le rapport en pourcentage entre le coût de réparation des dommages « Cd » et le coût de remplacement de la construction « Cc » c'est une fonction qui dépend du niveau de l'action sismique.

Selon la description de l'échelle des intensités Modifiée de MERCALI (MMI), une corrélation peut-être schématisée, qui se traduirait par : si l'intensité « I » est inférieure ou égale au degré six ($I \leq VI$), l'ouvrage ne peut subir de dommages, et sa vulnérabilité est nulle ($Cd / Cc = 0$), dans le cas extrême, où l'intensité est maximale ($I = XI, XII$), l'ouvrage est complètement détruit, et donc correspondant à une vulnérabilité maximale ($Cd / Cc = 1$) [4].

On distingue la vulnérabilité directe et la vulnérabilité indirecte.

a) La vulnérabilité directe :

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

b) La vulnérabilité indirecte :

L'élément soumis au risque peut par sa fonctionnalité se traduire par le dysfonctionnement social d'un quartier ou d'une ville du fait de l'endommagement ou de l'effondrement partiel ou total de ce dernier. Dans ce cas d'étude, la première tâche à entreprendre concerne l'identification des éléments exposés et la hiérarchisation de leur relation de fonctionnalité dans une agglomération [4].

2.2.3. LE RISQUE SISMIQUE « SISMIC RISK »

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

C'est pourquoi dans un désert parfait, le risque est nul quelque soit la sismicité. Le risque sismique est défini comme étant la convolution d'un aléa non maîtrisé ou non maîtrisable et de la vulnérabilité des ouvrages. Il se présente sous forme de carte de dommages prévisibles. Pour les séismes, on aura :

$$\begin{array}{ccc}
 \text{Risque} & = & \text{Aléa} & * & \text{Vulnérabilité} \\
 \text{Carte de dommages} & & \text{Carte de l'action Sismique} & & \text{des ouvrages} \\
 \text{prévisibles} & & \text{pour des séismes futurs} & & \text{existants}
 \end{array}$$

2.3. FONCTIONS DE VULNERABILITE

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

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

Il existe trois (03) approches pour établir les fonctions de vulnérabilité

2.3.1. APPROCHE EMPIRIQUE

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

2.3.2. APPROCHE THEORIQUE

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

2.3.3. APPROCHE EXPERIMENTALE

Cette dernière vient en complément à la précédente, elle est basée sur des essais sur des modèles à des échelles réduites. Les tests en laboratoire, se font de plus en plus sur des prototypes de bâtiments à des échelles plus au moins grandes.

2.4. METHODES D'ESTIMATION DE LA VULNERABILITE

On distingue deux types différents de méthodes ; la méthode directe et la méthode indirecte.

2.4.1. METHODE DIRECTE (MATRICE DE VULNERABILITE)

Trois méthodes directes sont adoptées :

2.4.1.1. ECHELLE MACROSISMIQUE MSK 64

La méthode directe des matrices de vulnérabilité donne, par catégorie de bâtiment (béton armé, maçonnerie, etc.) le taux de dommage en fonction d'un des paramètres particuliers du mouvement sismique (intensité, accélération maximale, réponse spectrale). La matrice la plus utilisée est celle qui donne le taux de dommages en fonction de l'intensité sismique. La fonction Dommage-Intensité reste la meilleure corrélation avec des dispersions assez faibles. Ceci est sans doute dû au fait que les échelles d'intensité sont établies à partir des observations faites sur les constructions endommagées par le séisme [6].

La figure 2.1 représente les courbes de vulnérabilité, de 3 classes de bâtiments, établies par KARNIK et AL. (1984) sur la base de l'échelle d'intensité MSK64 (corrélation entre le taux de dommage et l'intensité macrosismique résumée dans le tableau 2.1).

La philosophie de l'échelle MSK repose sur 3 niveaux d'effets sismiques :

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

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

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

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

Type C : constructions armées; constructions de qualité en bois.

Type de construction	Intensité macrosismique MSK 64						
	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI
A	0.001	0.015	0.227	0.565	0.825	0.950	1.000
B	0	0.001	0.057	0.227	0.565	0.825	0.950
C	0	0	0.010	0.072	0.227	0.565	0.900

Tableau 2.1- Taux de dommage de constructions de catégorie A, B et C de l'échelle MSK64 (KARNIK et AL, 1984)

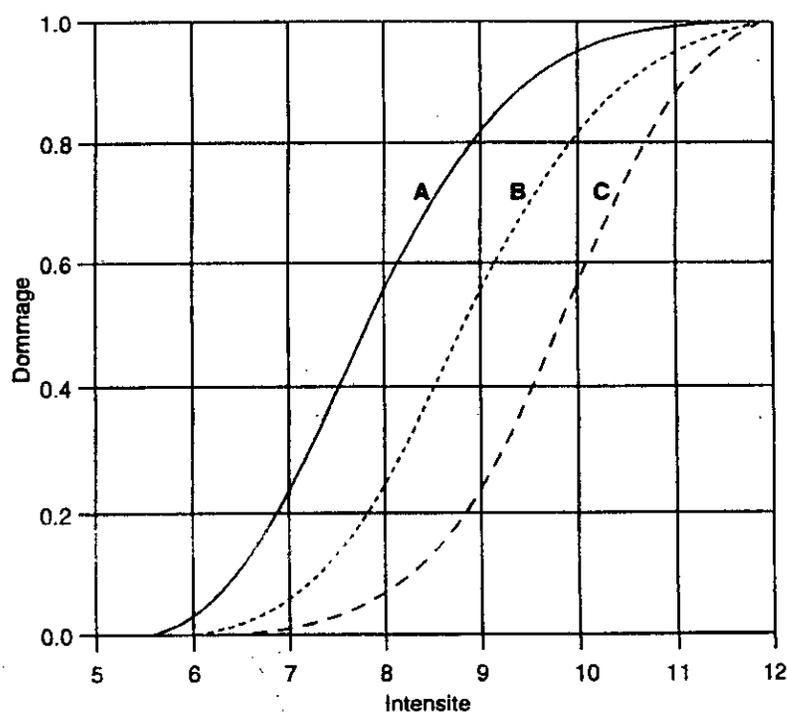


Fig. 2.1 - Courbes de vulnérabilité relatives à l'échelle MSK

Les niveaux de dommages, introduits par l'échelle **MSK64**, sont définis de la manière suivante:

Niveau 0 : Pas de dommage.

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

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

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

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

Niveau 5 : Effondrement total de l'édifice.

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

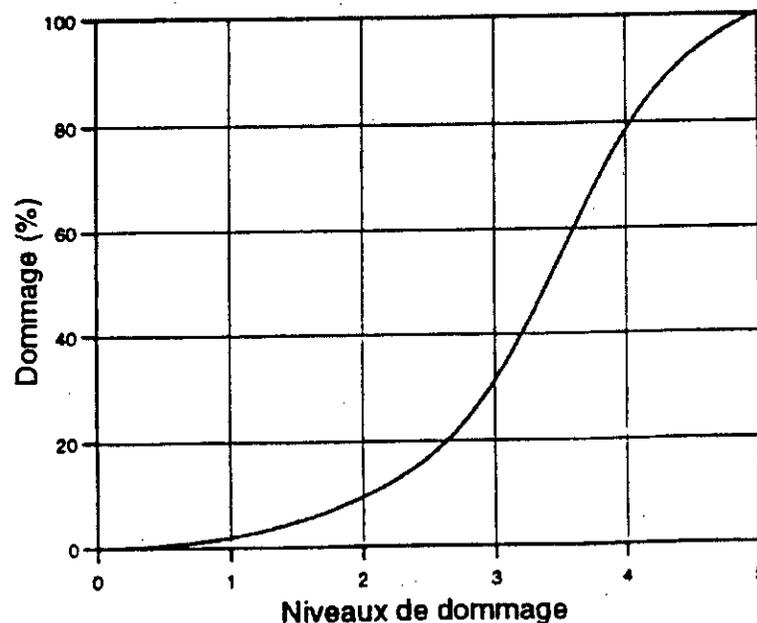


Fig. 2.2 - Taux de dommage correspondant à chaque niveau de dommage

(KARNIK et AL, 1984)

2.4.1.2. ECHELLE MACROSISMIQUE EUROPEENNE DES INTENSITES EMS92

L'échelle Macrosismique Européenne des intensités (EMS92) dérive de l'échelle MSK64. En effet les principales modifications qui ont été effectuées sur cette dernière portent sur la définition des classes de bâtiments. La notion de capacité de résistance au séisme (classes de vulnérabilité) est introduite pour différencier, dans une même classe de bâtiments, entre les différentes structures calculées au séisme et celles qui ne l'ont pas été. Elles portent aussi sur la définition des quantités des habitations endommagées (peu, beaucoup, la plupart), où une incertitude est introduite sur l'intervalle des pourcentages de ces dernières

Dans la nouvelle échelle EMS92, le nombre de 3 niveaux a été gardé mais l'arrangement a été modifié de la manière suivante:

- Effets sur les humains,
- Effets sur les objets et la nature (sont exclus les dommages sur les bâtiments, les effets sur le sol et les fissures dans le sol)
- Dommages dans les bâtiments

L'échelle EMS92 utilise donc 6 catégories différentes de bâtiments (au lieu de 3 pour MSK64), définies comme suit :

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

Corrélation intensité / taux de dommage selon EMS92

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

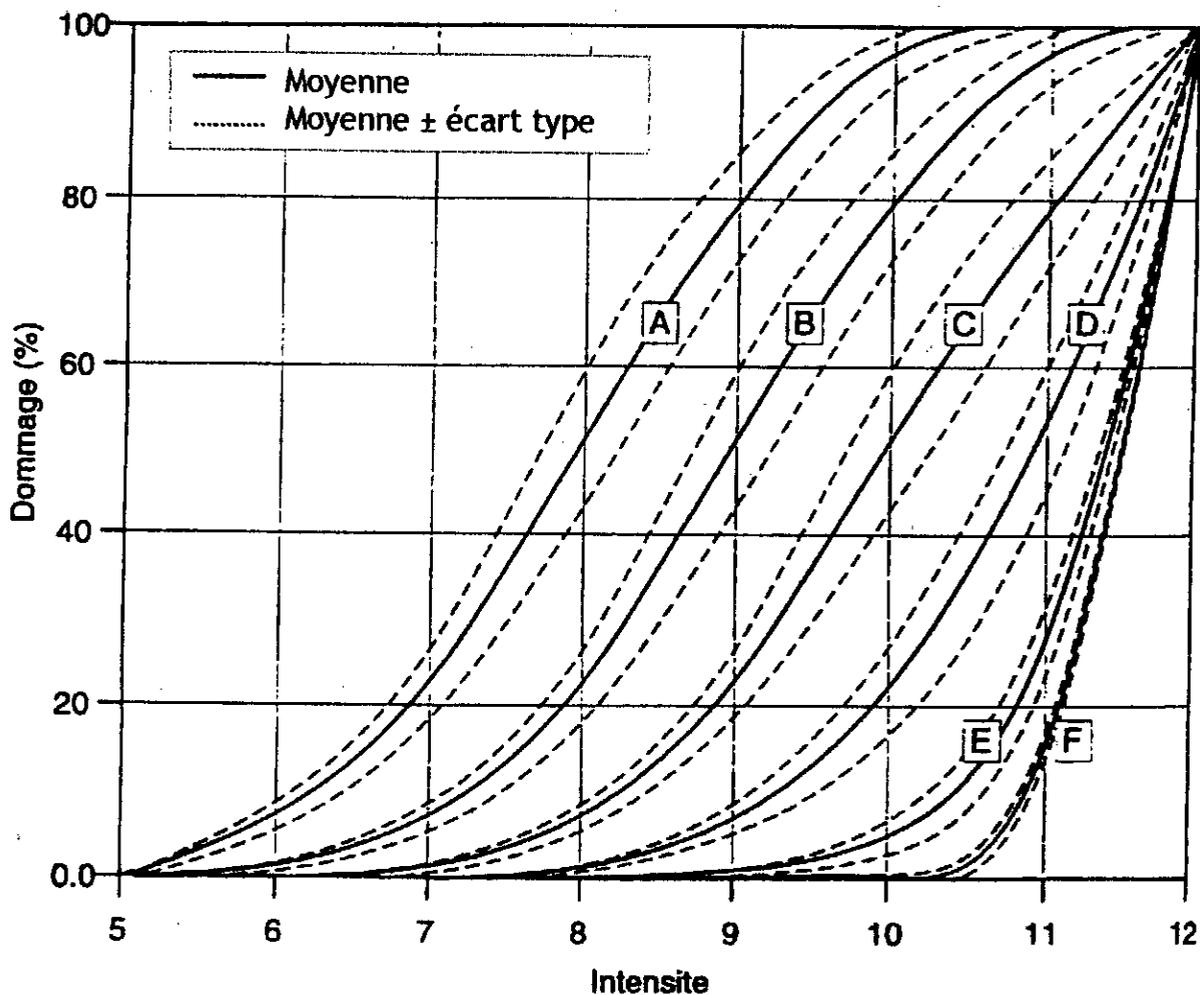


Fig. 2.3 - Courbes de vulnérabilité à l'échelle EMS92 pour les six classes des bâtiments [7].

2.4.1.3. FONCTIONS DE VULNERABILITE ETABLIES PAR COCHRANE ET SCHAAD

Ce sont des fonctions, [10], empiriques établies sur la base d'enquêtes post-sismiques, ayant pour objectifs la mise en évidence des différents paramètres influant sur la vulnérabilité d'un bâtiment qui sont : l'âge, la hauteur, la régularité, la symétrie, l'effort tranchant à la base, la valeur assurée et le type de matériau.

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

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

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

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

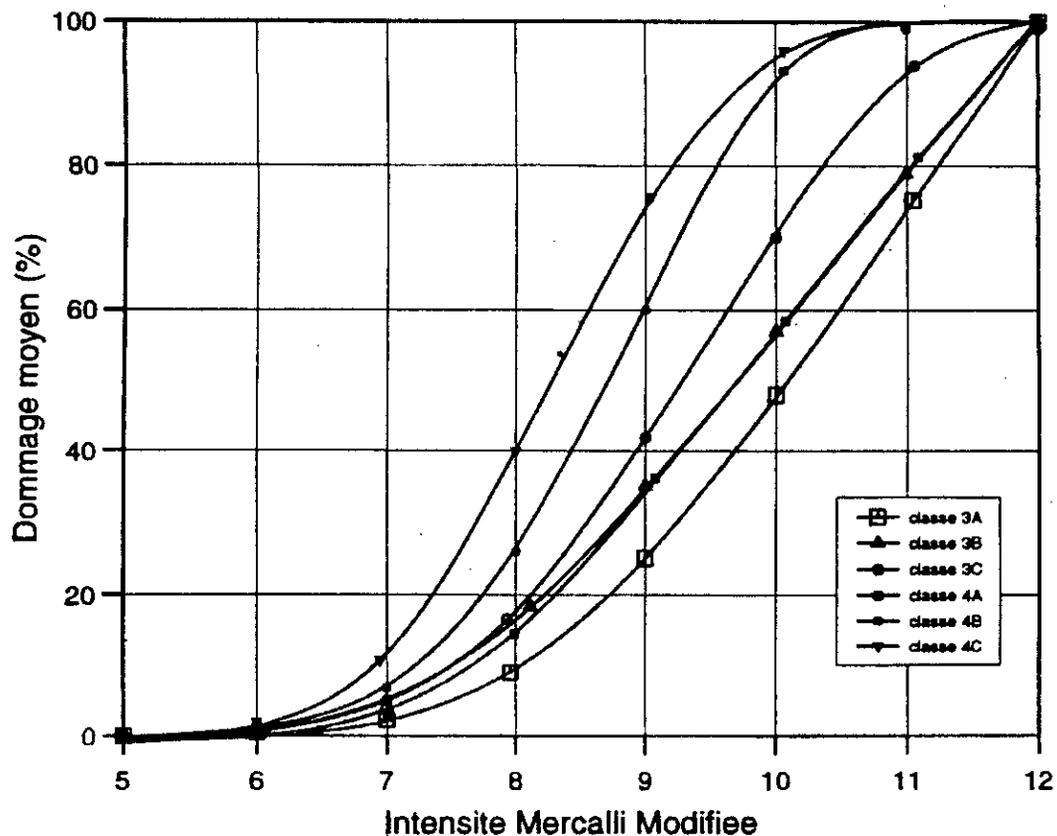


Fig. 2.4 - Courbe de vulnérabilité de bâtiments pour différents types de matériaux

COCHRANE & SCHAAD, 1992

- Classe 3A :** Portiques en béton armé avec murs en béton armé ou en briques.
- Classe 3B :** Portiques en béton armé sans murs de cisaillement et avec des murs de remplissage en béton précontraint, en briques, des vitres, etc.
- Classe 3C :** Portiques en béton précontraint avec des planchers suspendus, avec ou sans murs de cisaillement.
- Classe 4A :** Murs en béton armé, précontraint, maçonnerie année ou murs en blocs de béton creux.
- Classe 4B :** Murs en briques non armées ou en blocs de béton pleins.
- Classe 4C :** Murs en blocs de béton creux non armés.

2.4.2. METHODE INDIRECTE (INDICE DE VULNERABILITE)

La méthode « Indice de vulnérabilité » développée par D. BENEDETTI, [11], figure parmi le groupe de procédures d'évaluation rapides de vulnérabilité d'un bâti existant.

Elle est généralement utilisée pour évaluer la vulnérabilité des structures en maçonnerie non armée, basée sur l'observation d'un certain nombre de caractéristiques essentiellement structurales ou géométriques (détaillées dans le tableau 2.2). Ces caractéristiques sont ensuite pondérées par des coefficients variants de 0.25 à 1.5 à l'exception de trois d'entre eux (toiture, plancher, régularité en élévation qui sont laissés à l'appréciation de l'expert) établis par observation des dommages et corrélés avec l'intensité macrosismique déterminée par ailleurs.

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

$$d(VI, I) = a_0(I) + a_1(I)VI + a_2(I)VI^2 \quad (2.1)$$

VI : indice de vulnérabilité

I : intensité sismique

Les a_i sont les coefficients de régression (pour une intensité donnée) de données recueillies sur des constructions en maçonnerie après des séismes survenus en Italie. Les courbes ainsi obtenues sont représentées sur la figure 2.5

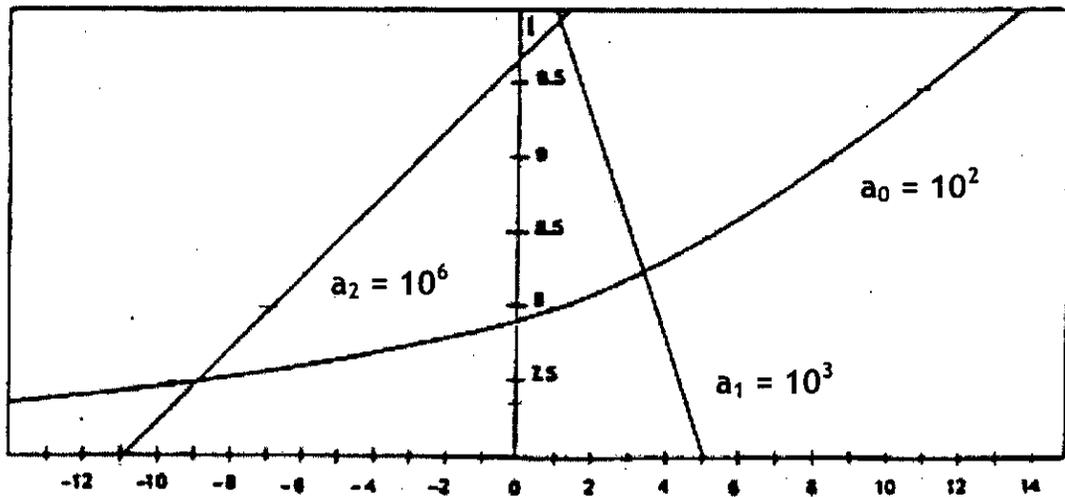


Fig. 2.5- Coefficients de régression a_i en fonction de l'intensité
(BENEDETTI et AL, 1988)

Elément	Classe				Poids	Indice Partiel
	A	B	C	D		
1 Liaison des murs	0	5	20	45	1.0	
2 Type de murs	0	5	25	45	0.25	
3 Condition de sol	0	5	25	45	0.75	
4 Résistance globale à l'effort tranchant	0	5	25	45	1.5	
5 Régularité en plan	0	5	25	45	0.5	
6 Régularité en élévation	0	5	25	45	*	
7 Planchers	0	5	15	45	*	
8 Toiture	0	15	25	45	*	
9 Détails	0	0	25	45	0.25	
10 Condition générale d'entretien	0	5	25	45	1.0	
Indice Global						

Tableau 2.2 - Coefficient de pondération correspondant à chaque classe de vulnérabilité

* Valeur laissée à l'appréciation de l'ingénieur

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

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

Classe A : Constructions conformes aux normes parasismiques.

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

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

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

L'effort de cisaillement admissible du mur (élément N° 4 du tableau 2.4) est évalué avec une formule empirique, et classé en A si le rapport q entre cet effort et le poids total de l'édifice est supérieur à 0.4, classé en B si q est compris entre 0.24 et 0.4, classé en C si q est compris entre 0.16 et 0.24, et classé en D si q est inférieur à 0.16.

2.5. EXPERIENCE ALGERIENNE DANS LE DOMAINE DE LA VULNERABILITE

2.2.1. INTRODUCTION

C'est à la suite du séisme catastrophique (Magnitude 7.1, 3 000 morts et près de 7% du PNB de pertes) qui a frappé la région d'El Asnam (Chlef) en octobre 1980, que les autorités politiques Algériennes et la communauté scientifique ont pris réellement conscience de l'importance du risque sismique en Algérie, et un certain nombre d'actions a été alors décidé pour réduire ce risque. Parmi ces actions, on peut citer :

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

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

2.5.2. ETUDE DE VULNERABILITE DE LA VILLE DE DJELFA

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

- D'estimer les pertes financières pour les bâtiments à usage important.
- De proposer des mesures pour réduire les pertes.

L'évaluation de l'aléa sismique a été faite en considérant trois sites (Centre, Nord-Est et Est, Sud-Ouest et Sud) de la ville et quatre périodes de retour (100, 200, 500 et 1000 ans), les résultats obtenus sont dans le tableau 2.3.

Période de retour (an)	Accélération (cm/s ²)		
	Centre	N-E et E	S-O et S
100	52.6	54.8	59.3
200	75.5	80.7	88.6
500	120	131.9	147.7
1000	165	182.6	204.2

Tableau 2.3 - Accélération estimée pour les quatre périodes de retour

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

Pour la ville de Djelfa qui se situe dans une région à faible sismicité (zone I), les résultats de l'analyse sont assez éloquents même pour les constructions récentes. Par exemple l'étude a montré que pour une accélération de l'ordre de 0.17g, il y aurait 30% de dommages dans les hôpitaux, et plus de 20% dans les ouvrages scolaires en cas de séisme d'accélération de l'ordre de 0.12g.

2.5.3. ETUDE DE LA VULNERABILITE DE LA VILLE D'ALGER

F. TEBBAL, [12], a voulu à travers cette étude, attirer l'attention des autorités sur le problème du risque sismique auquel est exposée la capitale, et les pertes qui pourraient être engendrées en cas de séisme probable. Les données qui ont été utilisées dans cette étude ont concerné :

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

La densité de la population a été estimée à 140 000 habitants/km² au centre et à 10 000 habitants/km² en banlieue.

➤ **Types de constructions :**

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

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

➤ **Réseau de communication :**

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

➤ **Topographie et géologie du site :**

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

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

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

En se référant à la corrélation établie par SAUTER et SHAH entre les dommages relatifs à des intensités MMI données et les types de construction les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 2.4 .

Types de constructions	Coefficients de dommages	
	MMI = VII	MMI = VIII
Adobe (Casbah)	22%	50%
Maçonnerie non renforcée	14%	40%
Ossature en béton armé non calculée au séisme	11%	33%
Maçonnerie renforcée non calculée au séisme	5%	17%
Ossature en béton armé calculée au séisme	4%	13%
Structure avec murs de contreventement calculée au séisme	1.5%	5%

Tableau 2.4 - Estimation des dommages

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

- **Bab El Oued** : 126 logements endommagés / Hectare.
- **Casbah** : 119 logements endommagés / Hectare.
- **Grande poste** : 106 logements endommagés / Hectare.
- **Sidi M'hamed** : 94 logements endommagés / Hectare [8].

En estimant que la construction d'un appartement valait 200 000 DA en 1985, les pertes totales en habitat seraient :

- **MMI = VII** : 01 Milliard USD
- **MMI = VIII** : 03 Milliards USD

2.5.4. ETUDE DE LA VULNERABILITE DES BATIMENTS STRATEGIQUES DE LA CAPITALE

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

Une première tranche d'environ 185 000m² de plancher a été traitée durant la période 1992 - 1996, elle a concerné les bâtiments suivants (tableau 2.5)

Ouvrages	Nombre d'ouvrages	Types de structures	Surface totale de plancher (m ²)
Siège de la wilaya d'Alger	01	Murs en maçonnerie de pierre	21 184
	01	Poteaux poutres (BA)	
Ouvrage de la protection civile		Charpente métallique et béton armé	21 915
Ouvrage du ministère des PTT		Poteaux poutres (BA)	42 450
Hôpital Mustapha Bacha	48	19 bât en poteaux poutres (BA) ($\approx 42 \% m^2$)	99 450
		18 bât en murs porteurs en maçonnerie de pierre ($\approx 5.5 \% m^2$)	
		11 bât en structure mixte ($\approx 53 \% m^2$)	

Tableau 2.5 - Les différents systèmes structuraux (les ouvrages stratégiques de la capitale)

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

Deux scénarios ont été considérés : un séisme modéré défini pour une accélération de 0.15g, correspondant à une période de retour de 100 ans, et un séisme majeur défini pour une accélération de 0.25g, correspondant à une période de retour de 500 ans.

Ainsi trois accélérogrammes ont été choisis sur la base de leur contenu fréquentiel, qui sont : celui d'El Centro 1940, d'Ulcinj (Yougoslavie) 1977 et de Cherrhell 1989.

S'agissant d'ouvrages stratégiques, des analyses statiques et dynamiques ont été menées systématiquement. La capacité de résistance et de déformation de la structure est comparée à la demande, déterminée selon le règlement en vigueur avec un coefficient de sécurité de 1.15 pour la résistance, et les déplacements de la structure sont comparés aux déplacements réglementaires (RPA88). Ainsi trois cas de figures peuvent se présenter :

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

Les résultats auxquels a abouti l'étude pour l'ensemble des ouvrages concernés par le projet sont consignés dans le tableau 2.6 :

Résultats	Bâtiments					
	Hôpital Mustapha	C.T Aissat Idir	Caserne de la protection civile	Siège de wilaya	Centre des PTT Ben Aknoun	CCP, 1 ^{er} Novembre
Exploitation	13%					
Changement de groupe d'usage/démolition	52.7%		X			X
Renforcement	34.3%	X		X	X	

Tableau 2.6 - Dommages dans les bâtiments stratégiques d'Alger

2.5.5. FONCTIONS DE VULNERABILITE DEVELOPEES EN ALGERIE

Les fonctions de vulnérabilité développées pour les régions d'El Asnam et de Tipaza sont de type empirique. Elles ont été établies, sur la base de données des enquêtes post-sismiques, suite aux événements du 10 octobre 1980 survenu dans la région d'El Asnam et de celui du 29 octobre 1989 qui avait secoué la Wilaya de Tipaza et ses environs.

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

L'exploitation d'environ mille trois cents cinquante (1350) fiches parmi les six mille établies pour toute la région d'El Asnam, a permis de tracer les premières courbes de vulnérabilité pour quatre types de systèmes constructifs, à savoir les structures en portiques B.A, les structures en voiles, les structures en charpente métallique et les structures en maçonnerie, identifiées dans la région (figure 2.6).

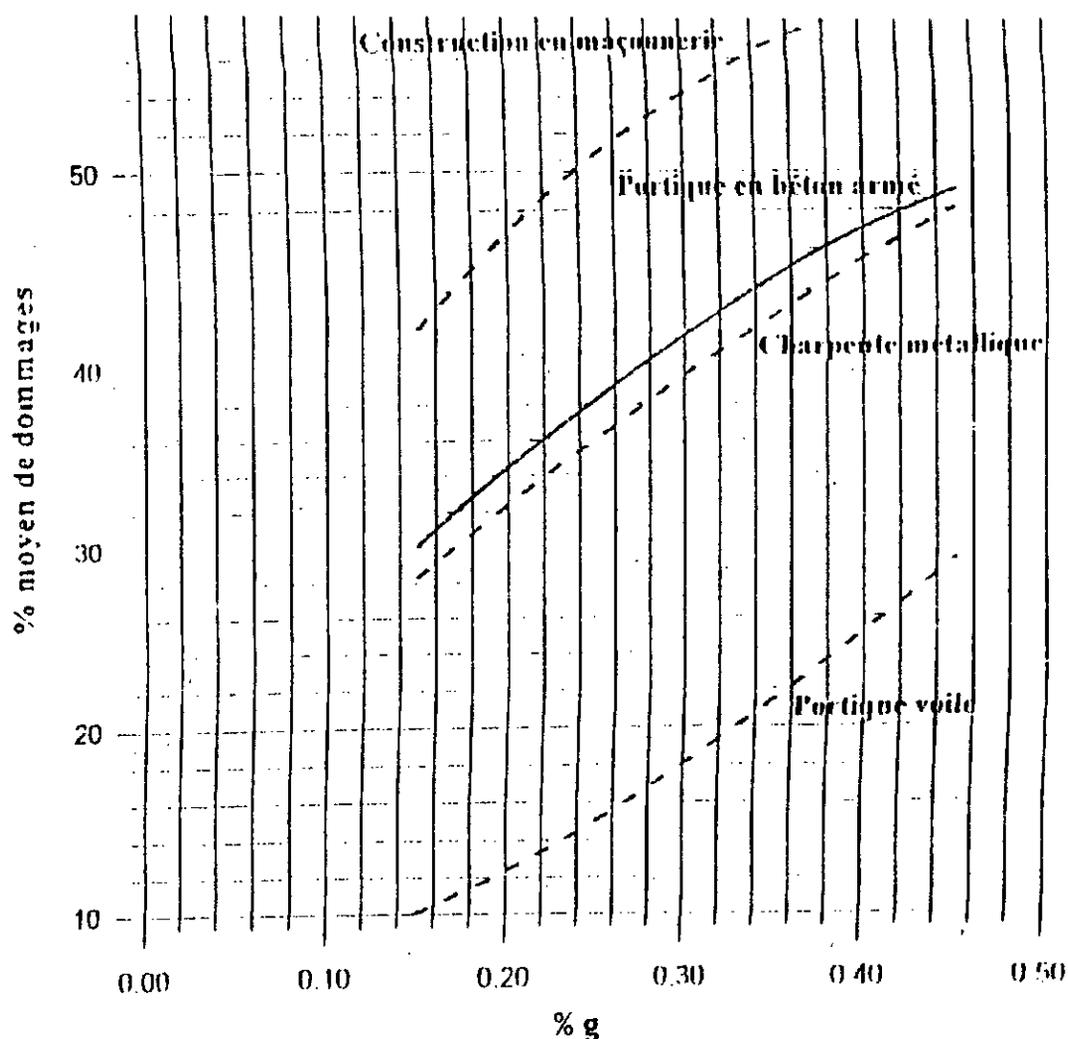


Fig. 2.6 - Courbes de vulnérabilité établies pour la région de Chlef (1985) [9].

L'évaluation des dommages suite au séisme survenu dans la région de Tipaza a permis d'établir les courbes de vulnérabilité pour deux types de construction les plus répandus à savoir la maçonnerie et les portiques en béton armé (figure 2.7).

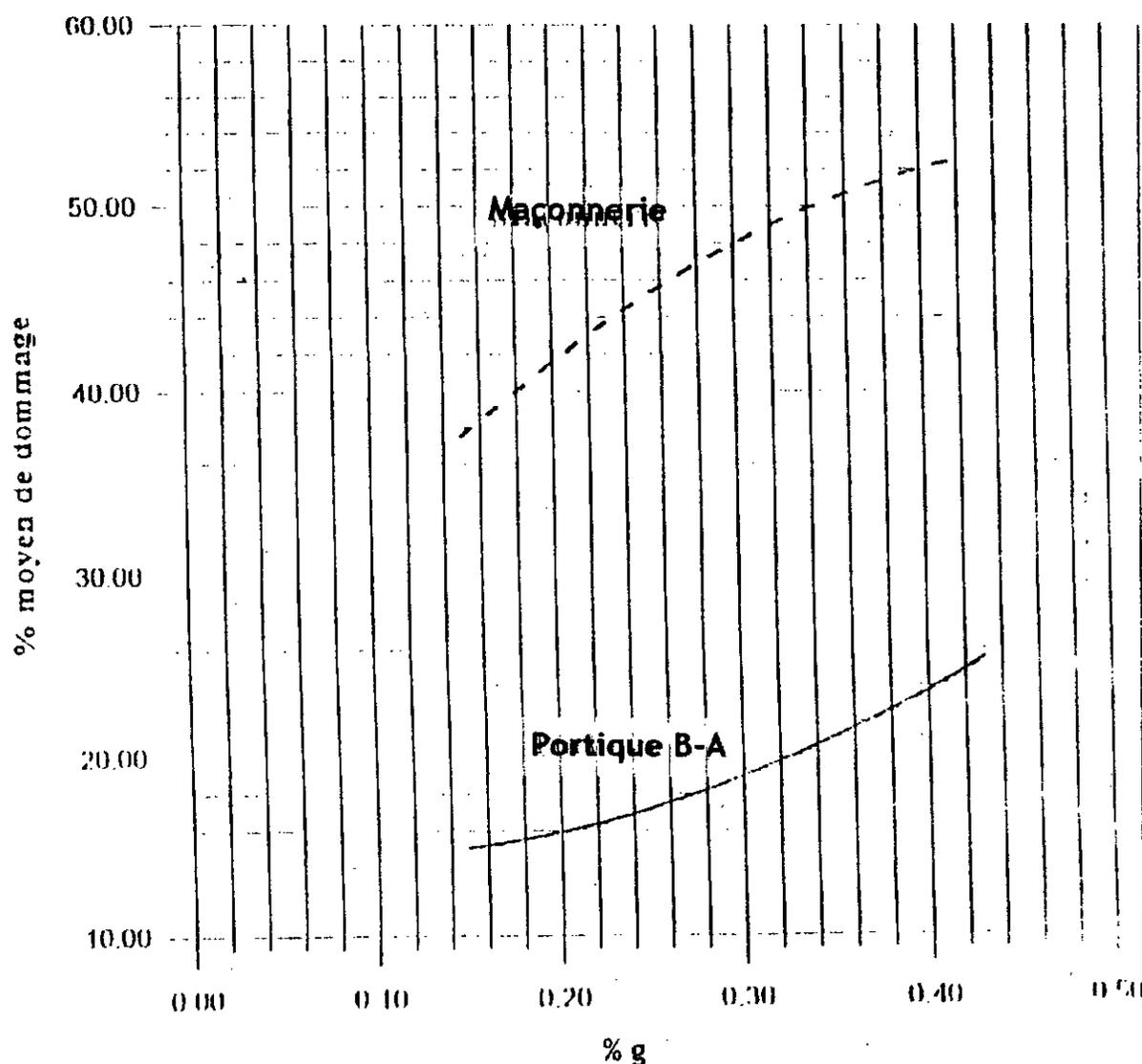


Fig. 2.7 - Courbes de vulnérabilité établies pour la région de Tipaza (1992) [9].

2.6. CONCLUSION

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

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

La dernière étude menée à Alger, « étude de vulnérabilité et d'évaluation du risque sismique de la ville d'Alger », a montré l'importance des dommages et pertes qui peuvent survenir en cas de séisme modéré (magnitude 6.5) dans les quartiers les plus exposés. Ces résultats qui concernent que les bâtiments, peuvent permettre d'ores et déjà aux autorités concernées de prendre des mesures, en attendant que cette étude soit plus raffinée, complète et étendue à tous les éléments exposés au risque (bâtiments, réseaux, eau potable, etc...).

CHAPITRE III

**METHODOLOGIE D'ETUDE DE
VULNERABILITE D'UN BATI
EXISTANT**

3.1. INTRODUCTION

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

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

- Evaluer l'aléa sismique.
- Développer des règles et des techniques de construction (pour les constructions à projeter).
- Développer une méthodologie d'évaluation du risque sismique pour le bâti existant afin de prendre les mesures nécessaires pour les protéger.
- Sensibiliser les populations exposées

Dans ce qui va suivre, nous allons essayer d'exposer la méthode d'évaluation de la vulnérabilité du bâti existant.

3.2. OBJECTIF DE L'ANALYSE D'UN BATIMENT

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

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

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

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

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

Généralement les hypothèses de base et les méthodes d'analyse pour résoudre des problèmes d'engineering, et estimer la sécurité demandée lors d'un renforcement d'une structure peuvent être les mêmes que celles considérées pour une structure neuve. Cependant les prévisions des codes peuvent ne pas être complètes compte tenue de la complexité des structures existantes lorsque le problème de renforcement se pose.

3.3. CONCEPTS METHODOLOGIQUES

L'approche adoptée par l'ingénieur de structure comprend ^{cinq} cinq (05) phases qui sont:

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

3.3.1. EXPERTISE DE LA STRUCTURE EXISTANTE

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

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

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

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

3.3.1.1. L'historique de l'ouvrage

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

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

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

3.3.1.2. Type de structure

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

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

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

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

3.3.1.3. Matériaux, investigations

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

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

3.3.1.4. Détails de réalisation

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

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

3.3.1.5. Conditions de sol

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

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

3.3.1.6. Dommages subis par l'ouvrage

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

- 1 - L'ancienneté de l'ouvrage
- 2 - Un événement sismique
- 3 - La surcharge (d'exploitation)
- 4 - Le mauvais sol

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

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

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

3.3.2. ANALYSE STATIQUE DE LA STRUCTURE

Cette étape consiste à faire une analyse statique de l'ouvrage selon la réglementation et comparer les résultats a ceux obtenus dans l'étude originale faite lors de la construction de ce dernier. Une comparaison entre les efforts tranchants, de l'étude originale et ceux calculés suivant le règlement parasismique Algérien (RPA99) sera effectuée.

Mais malheureusement, dans la plus part des cas entre autre le bâtiment maternité de l'hôpital MUSTAPHA on n'a pas l'étude originale selon les anciens règlements ni les données de l'effectuer. C'est pour cette raison que nous nous contenterons de l'étude conformément aux règlements parasismiques Algériens (RPA 99)

3.3.3. ANALYSE DE LA CAPACITE DE LA STRUCTURE

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

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

Les critères de sécurité proposés généralement par les codes sont:

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

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

- Assurer une bonne distribution des éléments de contreventement dans la mesure du possible, avoir une distribution uniforme de la rigidité en plan et une légère variation de cette dernière selon la hauteur de l'ouvrage.
- Attribuer un coefficient de sécurité inclus dans l'évaluation de la force sismique.
- Limiter les déplacements inter - étages pour protéger les éléments non structuraux des dommages excessifs.
- Assurer une bonne ductilité à la structure en dotant les éléments structuraux d'une capacité de déformation suffisante pour la phase post - élastique.

En d'autres termes ceci peut se résumer en :

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

• **Evaluation des capacités (en déformation et en effort tranchant)**

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

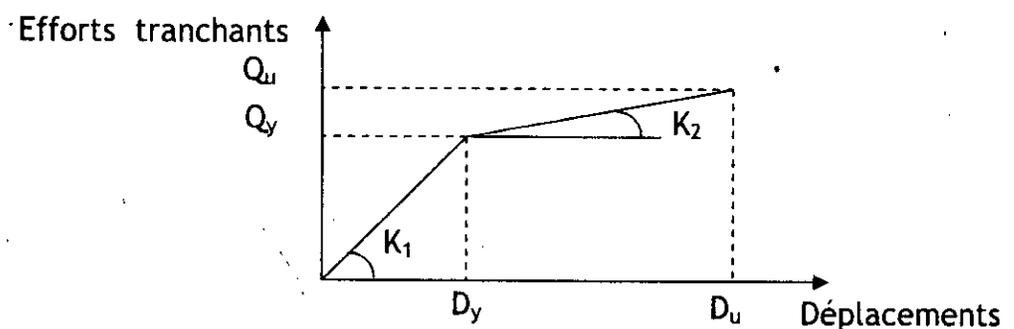
L'analyse aux états ultimes permet de déterminer la capacité en déformation et en résistance de la structure.

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

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

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

Le logiciel de calcul utilisé suit une loi bilinéaire.



Avec :

- D_y : le déplacement à l'état limite élastique
- Q_y : l'effort tranchant à l'état limite élastique
- K : la rigidité
- D_u : le déplacement à l'état ultime
- Q_u : l'effort tranchant à l'état limite ultime

$$\text{La capacité en ductilité } \mu = \frac{D_y}{D_u}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} K1 = \frac{Q_y}{D_y} \\ K2 = \frac{Q_u - Q_y}{D_u - D_y} \end{array} \right\} \Rightarrow Lp = \frac{K2}{K1}$$

$K1$: la rigidité dans le domaine élastique

$K2$: la rigidité dans le domaine plastique

Ensuite les résultats capacitaires sont comparés aux résultats obtenus selon la réglementation en terme d'efforts tranchants et de déplacement.

- Dans le cas où la capacité de la structure est supérieure ou égale à la demande selon le code, l'ouvrage ne nécessite pas de renforcement.
- Dans le cas où la capacité de la structure est inférieure à la demande, une ou plusieurs solutions de renforcement sont alors proposées. Cette dernière est complétée par une analyse de faisabilité et une analyse économique.
- Dans le cas où la simulation de la solution de renforcement combinées avec l'analyse de faisabilité et économique n'est pas satisfaisante, le reclassement de l'ouvrage de catégorie stratégique à un ouvrage courant s'impose.

3.3.4. L'ÉTUDE DU RENFORCEMENT

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

3.3.4.1. DEFINITION

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

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

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

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

5. En veillant à ce que les liaisons établies entre la nouvelle structure et l'ancienne reflète le modèle de calcul choisi.

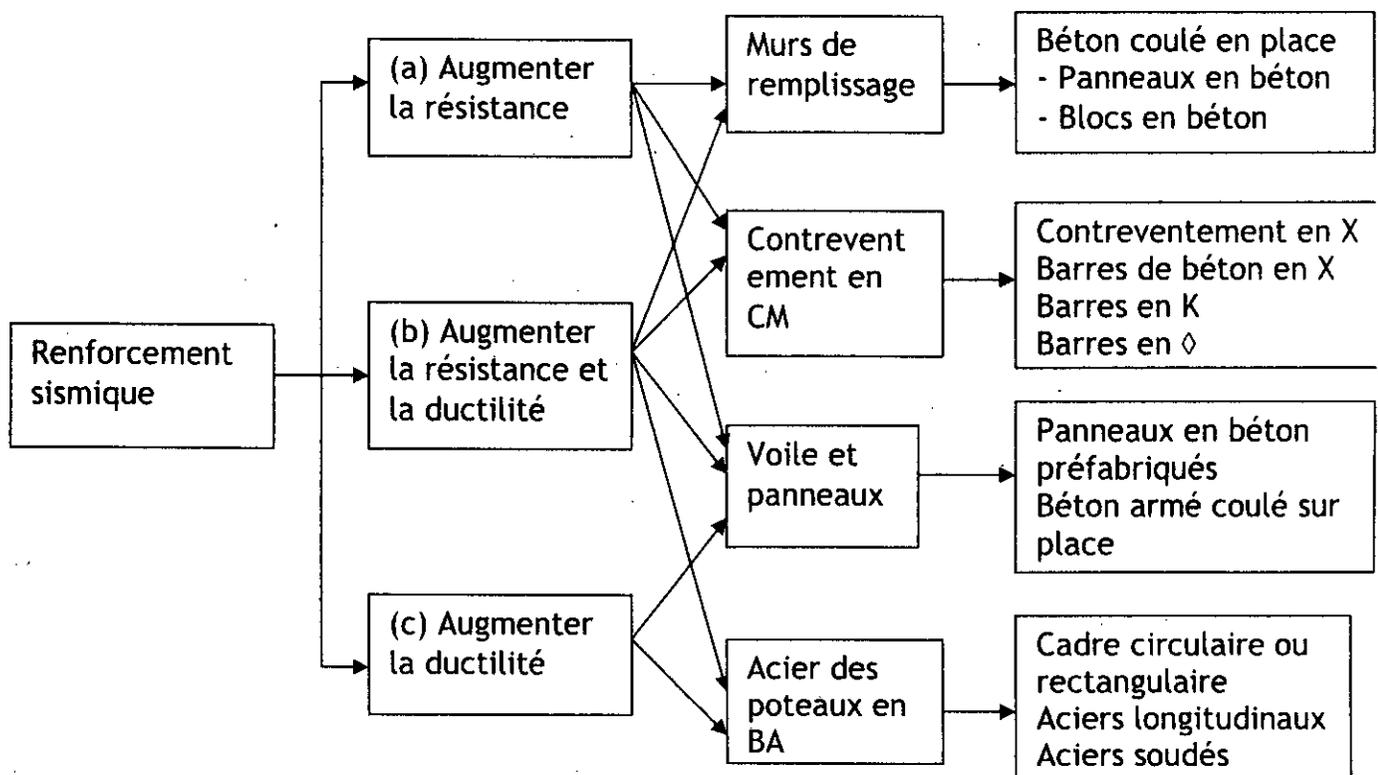
3.3.4.2. CHOIX DU TYPE DE RENFORCEMENT DANS LE BATIMENT

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

3.3.4.3. MODE DE RENFORCEMENT

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

Organigramme de renforcement



3.3.4.4. ASPECT ECONOMIQUE DU RENFORCEMENT

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

a) Evaluation du coût de renforcement

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

K1 : Coût relatif à la réparation et renforcement.

K2 : Coût de réparation des éléments non structuraux.

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

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

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

b) Evaluation du coût de renouvellement

Dans ce cas, on définit trois coefficients qui sont:

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

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

KD : Coût de démolition de l'ouvrage existant.

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

$$Re1 = \frac{KT}{Vex + KD} \quad \text{et} \quad Re2 = \frac{KT}{Vrep + KD}$$

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

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

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

3.3.4.5. EXAMEN DE LA FAISABILITE

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

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

3.3.4.6. EXAMEN DE LA SECURITE (STABILITE D'ENSEMBLE)

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

$$e = M / N \leq \frac{L}{4} \quad (3.1)$$

Avec :

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

N : Effort normale globale de la structure sous « G+Q »

L : Dimension du bâtiment dans le sens considéré

CHAPITRE IV

APPLICATION DE LA
METHODOLOGIE SUR UN OUVRAGE
EXISTANT

4.1 INTRODUCTION

Notre travail consiste en l'étude de la vulnérabilité et de la réhabilitation du bâtiment maternité appartenant au centre hospitalier universitaire Mustapha Bacha, compte tenu de son importance et de son rôle dans la vie actif et le fonctionnement de la capitale.

L'étude de la vulnérabilité d'un tel ouvrage est très délicate en raison, d'une part, de la vétusté des bâtiments et transformations subies dans le temps et, d'autres part, de l'absence des plans de coffrage, des plans de ferrailage, de la note de calcul, et de la réglementation en vigueur a la date de construction.

4.2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

4.2.1. SYSTEME STRUCTURAL

Le bâtiment maternité de ce centre hospitalo-universitaire désigné par le numéro 23 sur le plan de masse (**Figure 1 - ANNEXE**) d'une capacité d'environ 108 lits qui est l'une des plus importantes du centre de la capitale; c'est un ouvrage ancien qui a subi plusieurs extensions et modifications dans le temps.

La visite des lieux et les plans d'archive nous ont permis de comprendre la structure existante, le système structural constituant l'ossature du bâtiment est de trois types, maçonnerie, poteaux-poutres et structure mixte.

Les deux ailes composant le bâtiment (en forme « L ») sont de longueur 60m et 70mn avec plusieurs décrochements en plan (**Figure 2 - ANNEXE**).

En se basant sur le système structural, le bâtiment peut être divisé en trois parties. Sur une longueur de 45m le système structural est entièrement constitué de murs en maçonnerie de pierres (bloc « a »), avec toiture en tuiles ; Sur une autre longueur de 46m, le système structurel est constitué uniquement de poteaux- poutres en béton armé, cette partie forme le bloc « c » et le bloc « d » qui sont séparés par des joints.

Enfin la partie commune aux deux ailes, constituant le bloc « b », est composée d'une structure mixte, murs en maçonnerie de pierres et système en poteaux-poutres.

Le nombre de niveaux est de trois pour le bloc « a », et de quatre pour les blocs « b », « c » et « d ». La partie droite de l'ouvrage de dimensions 70m x 22m est constituée de trois blocs séparés par des joints. Elle présente à la fois des décrochements dans le plan horizontal et des porte-à-faux dans le plan vertical (PHOTO 1 - ANNEXE). Ces décrochements dans le sens transversal du bâtiment dépassent les limites tolérées par le R.P.A.99, qui sont de 1/4 de la longueur dans le sens considéré du bâtiment.

La portée d'un porte-à-faux observée dans la partie centrale (bloc « b ») dans ce bâtiment est d'environ 8m, il est supporté à l'extrémité par des poteaux ayant un élancement de deux hauteurs d'étage. (PHOTO 2 - ANNEXE)

La surface totale de plancher du bâtiment est de 7070m².

4.2.2. SYSTEME DE REMPLISSAGE (MUR EXTERIEUR)

Vu de l'extérieur, le système de remplissage de l'aile droite (bloc b, c et d) est de trois types de murs.

1) Rez-de-chaussée

Le mur de remplissage du rez-de-chaussée de toute l'aile droite est en maçonnerie d'épaisseur 52 cm (Figure 3 - ANNEXE), il est constitué de l'extérieur vers l'intérieur de:

- 2 cm de granito
- 11 cm en blocs de tuf
- 29 cm de lame d'air
- 11 cm en briques

2) 1er étage

De hauteur d'étage 5.80m, le remplissage extérieur est de deux natures, sur une hauteur de 4m, le remplissage est identique a celui du rez-de-chaussée, par contre sur les 1.80m restant, le remplissage est terminé par des panneaux en béton.

3°) 2ème et 3ème étage

Le mur extérieur de ces deux étages est réalisé en briques (Figure 3 - ANNEXE).

4.2.3. HISTORIQUE DE L'OUVRAGE

Les visites effectuées sur site nous ont permis de remarquer la différence du mur de remplissage d'un étage à un autre, le décalage des plans verticaux du mur extérieur du rez-de-chaussée et du 1^{er} étage par rapport à celui du 2^{ème} et 3^{ème} étage.

En effet, les poteaux périphériques au rez-de-chaussée sont réalisés à l'extérieur du plan vertical du mur. Sur une hauteur de niveau 7.75m, ces poteaux présentent des goussets servant d'appuis à une poutre en « T » sur laquelle sont posés les panneaux de remplissage en béton (Figure 3 - ANNEXE). Cette disposition confère au bâtiment sur les trois côtés extérieurs une surface supplémentaire de largeur 70cm.

La hauteur d'étage de 1.80m dont le remplissage est réalisé en panneaux constitue un espace perdu où nous avons constaté l'existence de deux faux plafonds (PHOTO 3 - ANNEXE)

En se basant sur le type des murs de remplissage, on peut conclure que l'ouvrage a subi plusieurs extensions dans le passé.

Le rez-de-chaussée de l'aile droite est réalisé au même niveau que le sous-sol partiel de l'aile gauche et la hauteur de 6m du rez-de-chaussée de l'aile gauche justifie la continuité du 1^{er} étage de l'aile droite dont la hauteur d'étage est de 5.80m.

4.2.4. REMARQUES

De l'analyse du système structural ainsi que du système de remplissage, on peut conclure que l'ouvrage a été réalisé en trois étapes. En effet, la structure de l'aile gauche de forme rectangulaire est composée de murs pleins en pierre bleue, avec toiture en tuiles constitue probablement l'ouvrage initial.

Compte tenu des besoins de la communauté, une première extension s'est opérée à une date relativement moins lointaine qui s'explique par le type de structure réalisée avec une maçonnerie à double paroi et une toiture en tuiles.

Cette deuxième partie de l'ouvrage réalisée dans le plan perpendiculaire de façon à former un « L » avec la première partie, est construite seulement sur un rez-de-chaussée qui fait suite du sous-sol partiel de la première et un étage avec une couverture en tuiles.

La deuxième extension, qui cette fois ci est en béton armé, consistait à l'enlèvement de la toiture et réalisation des poteaux périphériques à l'extérieur, ce qui justifie la description précédente.

Le but de l'étude est d'évaluer la vulnérabilité du bâtiment vis à vis du séisme, en fixant la demande au départ. Les deux ailes du bâtiment abritent des blocs opératoires, donc d'importance égale, et si un des blocs est vulnérable, il peut paralyser sinon devenir source de danger pour tout le bâtiment.

Par manque de temps, on se contentera de l'étude du bloc « d » qui représente une structure assez régulière.

4.2.5. CONDITIONS DU SOL

L'ensemble des bâtiments de l'hôpital Mustapha Bacha possède un sous-sol. Ce qui veut dire, sans aucun doute, que lors de la réalisation du projet, le bon sol a été atteint.

Selon le rapport de synthèse des données géologiques, sismotectoniques et géotechniques, le sol d'assise de l'ouvrage est constitué d'une formation de molasse peu profonde et ne présente aucun risque d'instabilité.

Néanmoins, les quelques plans d'archive trouvés ne nous renseignent ni sur la capacité portante du sol des fondations, ni sur sa profondeur, sauf que le système de fondation est constitué de semelles isolées.

4.3. ETUDE DU BLOC « D »

L'étude d'un seul bloc constituant l'ouvrage en question est suffisante pour conclure sur la vulnérabilité du bâtiment.

Cependant, pour mener une étude complète, on se propose d'évaluer la capacité de résistance de l'aile droite, l'analyse sera faite sur le bloc « d » qui est le plus indiqué en raison de son homogénéité en structure et de sa régularité en élévation par rapport aux deux autres blocs « b » et « c ».

4.3.1. DESCRIPTION DU BLOC « D »

Le bloc « d », qui est en béton armé et constituant l'aile droite du bâtiment, est en forme de croix dont les dimensions circonscrites en plan sont de 19,15m sur 22m (Figures 4,5,6 et 7 - ANNEXE).

Ce bloc est construit sur quatre niveaux, son système structural est constitué de poteaux-poutres dont la section des poteaux est constante sur l'ensemble des niveaux. Les hauteurs d'étage sont de 3.75m ; 5.80m ; 3.85m et 3.85m respectivement pour le rez-de-chaussée, le 1^{er} étage, le 2^{ème} étage et le 3^{ème} étage (Figures 8 et 9 - ANNEXE)

La section des poteaux pour la majorité est de 30 x 40 cm², ils sont disposés tel que le nombre de trames est de quatre dans les deux directions et la longueur de la trame varie entre 4m et 6.5m.

Le plancher est constitué de corps creux d'épaisseur 20 + 5 cm, avec des poutres de 30 x 50 cm² dans une direction, dans l'autre direction la hauteur de certaines de ces poutres, à savoir au rez-de-chaussée et au 1^{er} étage, n'est que de 25cm (épaisseur du plancher) c'est-à-dire des poutres noyées.

Par contre, au 2^{ème} et au 3^{ème} étage, la hauteur de toutes les poutres dans cette même direction est réduite à des poutres noyées (Figure 4,5,6 et 7 - ANNEXE).

Le mur extérieur de remplissage est différent d'un étage à un autre suivant le sens descendant du bâtiment. Il est constitué de deux parois, une en briques de 9 trous et une de 11 cm en mortier de ciment au 2^{ème} et au 3^{ème} étage.

Par contre, au premier la hauteur est de 5.80m et le système de remplissage est de deux types de matériaux : sur une hauteur de 1.80m, le mur est constitué de panneaux en béton, cependant pour le reste de la hauteur, le remplissage est du même type que celui du rez-de-chaussée.

Le mur de remplissage du rez-de-chaussée a une épaisseur de 52 cm, de l'intérieur vers l'extérieur, il est constitué d'une paroi en briques de 10 cm, d'une lame d'air de 29 cm, d'une paroi en bloc de tuf de 11 cm et d'un crépissage de 2 cm en mignonnette (Figure 3 - ANNEXE).

4.3.2. EXPERTISE DU BLOC « D »

4.3.2.1. DOMMAGES CONSTATES

Au cours de nos différentes visites, nous avons constaté ce qui suit:

- **Au rez-de-chaussée**
- Fissuration et éclatement du béton dans les poteaux périphériques (PHOTO 4 - ANNEXE), ces derniers ne se trouvant pas dans le même plan que le mur de remplissage, sont exposés aux intempéries. Ce phénomène de fissuration avancé a engendré la corrosion des armatures, et le gonflement des aciers a facilité en certains endroits l'arrachement manuel des blocs de béton.
- Altération du béton d'enrobage dans les poutres de façade, laissant apparaître par endroit les armatures inférieures de ces dernières.

Cet état de dégradation observé notamment à la base des poteaux est probablement dû :

- aux intempéries
 - à la stagnation des eaux pluviales au niveau de la cour anglaise qui entoure toute l'aile droite
 - aux fuites de certaines conduites des eaux pluviales et usées
- **Au 1^{er} étage**

Des fissures longitudinales dans les poutres ont été observées; par endroit le béton d'enrobage est détaché, laissant ainsi apparaître des armatures exposées à l'humidité (PHOTO 5 - ANNEXE), ce qui engendrera dans le futur la corrosion de ces dernières et l'éclatement du béton, et réduira la section de l'élément porteur. Visiblement la qualité du béton est médiocre avec un dosage en sable important.

4.3.2.2. ANOMALIES DE CONCEPTION

Lors du relevé des plans de ce bloc, nous avons constaté les anomalies suivantes :

1. Dans l'une des directions la hauteur de certaines poutres a été réduite à l'épaisseur du plancher (25 cm) (Figure 4,5,6 et 7 - ANNEXE), ce qui défavorise la redistribution des efforts sismiques dans cette direction.
2. Les poutres d'un même portique ne sont pas alignées ce qui risque de créer une torsion locale au droit de la section des poteaux (Figure 4,5,6 et 7 - ANNEXE).

3. La présence d'une cage d'escaliers entre le 1^{er} et le 2^{ème} étage avec insertion de deux voiles entre poteaux-poutres dont nous ignorons le détail de réalisation (système d'appuis) (Figure 5 et 6 - ANNEXE).
4. Le mur de remplissage au rez-de-chaussée et au 1^{er} étage ne se trouvant pas dans le même plan que la file de poteaux extérieurs (suivant les deux directions) peut engendrer une souplesse des deux étages du bas, à l'inverse des étages supérieurs où l'on remarque un porte à faux au niveau 7.75 m et un remplissage rigide dans le même plan que les poteaux.

Compte tenu de toutes ces constatations, on peut conclure que le comportement sismique du bloc sera celui d'un pendule inverse, où les poteaux du rez-de-chaussée subiront des déplacements importants par rapport à ceux du 2^{ème} et 3^{ème} étages (Phénomène $p-\Delta$).

4.3.3. ETUDE STATIQUE DU BLOC

4.3.3.1. CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés sont :

- Pour le béton
 - La résistance nominale est égale à 20 MPA (après carottage et écrasement) ;
 - La contrainte de calcul du béton à l'état limite ultime est égale à 14.78 MPA ;
 - La déformation du béton à la compression ϵ_u est égale à 0.002 ;
 - La déformation ultime du béton ϵ_u est égale à 0.0035.
- Pour l'acier
 - Les aciers utilisés sont des ronds lisses de nuance FeE24 ;
 - La résistance nominale correspondante est de 235 MPA ;
 - La déformation de l'acier correspondant à sa limite élastique est de 0.00112 ;
 - La déformation ultime de l'acier est de 0.010.

4.3.3.2. FERRAILLAGE UTILISE

Selon les plans d'archives, le ferrailage original des éléments structuraux est le suivant :

➤ Pour les poutres

4 ϕ 14 avec un cadre ϕ 6, et d'espacement « e » égal à 20cm.

➤ Pour les poteaux

4 ϕ 14 avec un cadre ϕ 6, et d'espacement « e » égal à 25cm.

Cette étude qui consiste à évaluer l'effort normal à la base de chaque poteau sous l'effet de la charge permanente et de la surcharge (G+P). Elle a deux objectifs, le premier est d'estimer la contrainte développée dans le béton sous les charges statiques, le second d'utiliser ces données pour estimer la capacité en efforts tranchants dans chaque élément vertical et par conséquent de chaque étage de la structure.

4.3.3.3. DESCENTE DE CHARGE

Les efforts normaux relatifs aux poteaux déterminés sous la charge permanente « G » et la surcharge « Q » sont donnés dans le tableau 4.1 :

Poteaux	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{er}	R.D.C
P2A (1)	194	402.5	626	728
P4A (2)	185.5	385.6	609	711
P3A	210	441	677	818
P1B, P1D	131	2663	411	507
P2B, P2D	298	607	938	1146
P3B, P3D	197	405.3	1131	1339
P4B, P4D	302.5	616.5	898	1136
P5B, P5D	165	347.5	545.5	650
P1C	131	269	407	545
P2C, P3C	228	269.5	710.5	951
P4C	197	405	1228.5	1436
P5C	302.5	616.5	995.5	1233
P2E, P4E	154	312	522	606
P3E	245	498	763	857

Tableau 4.1 - Distribution des efforts normaux dans les poteaux sous « G+P »

4.3.3.4. DETERMINATION DU COEFFICIENT DE SECURITE SOUS CHARGES VERTICALES

La méthodologie adoptée pour cette étude définit un coefficient de sécurité comme étant le rapport de la compression moyenne développée dans la section de béton à la contrainte limite moyenne que peut reprendre une section en béton armé sans compromettre sa ductilité. Afin de vérifier la stabilité des éléments constituant la structure, cette méthodologie limite le dit coefficient à 0.38 par valeur supérieure.

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

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

$$F_{bu} = 0.85 * f_{c28} / 1.15 = 1.47 \text{ kN/cm}^2$$

Poteaux	Contrainte de compression dans le poteau F_b (kN/cm ²)	Coefficient $C = F_b / F_{bu}$
P2A	0.607	0.41
P4A	0.592	0.4
P3A	0.681	0.46
P1B, P1D	0.422	0.28
P2B, P2D	0.955	0.64
P3B, P3D	1.116	0.755
P4B, P4D	0.947	0.64
P5B, P5D	0.541	0.36
P1C	0.454	0.30
P2C, P3C	0.792	0.53
P4C	1.197	0.80
P5C	1.027	0.69
P2E, P4E	0.505	0.34
P3E	0.714	0.386

Tableau 4.2- Evaluation des coefficients de sécurité « C »

Les valeurs du coefficient « C » obtenus ci-dessus montrent un dépassement de la valeur sécuritaire fixée par la méthodologie ($C \leq 0.38$). Ce dépassement provoquera une rupture fragile de ces éléments, par conséquent une solution de renforcement s'avère nécessaire afin de remédier à ce problème.

4.3.3.5. ANALYSE DES RESULTATS

D'après les résultats obtenus, on constate que les poteaux P4C et P5C sont excessivement chargés par rapport aux autres éléments verticaux. Ceci peut s'expliquer par la présence de deux voiles rajoutés après construction de l'ouvrage réalisés par l'ECOTEC.

On peut également remarquer la grande surcharge que supporte les poteaux P3B et P2B due à la surface de plancher qu'ils supportent (longueur des trames 6.25m).

Par contre la condition vérifiée pour les poteaux P1B et P1C peut s'expliquer par le fait que la surface de plancher revenant au premier poteau est relativement faible ($\approx 10\text{m}^2$) d'une part et d'autre part le poteau P1C se situant dans la file intérieure par rapport au bâtiment ne supporte pas de mur extérieur qui est de poids non négligeable compte tenu de la diversité du type du mur de remplissage du bâtiment étudié.

Par ailleurs on constate que globalement 14 poteaux sur 21 ne satisfont pas au critère de « non rupture fragile » énoncé précédemment ($C = F_b / F_{bu} > 0.38$).

De ce fait, des analyses approfondies ne sont donc pas nécessaire, entre autre l'analyse de la réponse dynamique de la structure, pour pouvoir se prononcer sur la vulnérabilité de l'ouvrage. Le mécanisme de rupture considéré dans les calculs est celui des poutres, c'est à dire que les sections de ces derniers atteignent l'état élasto-plastique avant celle des poteaux.

4.3.4. EVALUATION DE LA CAPACITE DE LA STRUCTURE

4.3.4.1. EVALUATION DE LA CAPACITE DE LA STRUCTURE EN DEFORMATION

Compte tenu des objectifs fixés par cette étude, d'une part et de l'importance du bâtiment d'autre part l'approche capacitaire en terme de force et de déformation sera le meilleur moyen de vérification de la résistance ultime de la structure ainsi que sa capacité limite de déformation.

La capacité de la structure considérée, qui est en poteaux-poutres, sera obtenue en utilisant un logiciel adéquat pour ce type d'ossature, intitulé « UARCS » (ULTIMATE STATE OF RECTANGULAR REINFORCED CONCRETE CROSS-SECTIONS OF FRAME-WALL SYSTEMS).

Comme données de base pour le calcul, l'effort normal, le ferrailage vertical et horizontal ainsi que les caractéristiques des matériaux sont donnés pour chaque section de l'élément.

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

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

Avec K_1 : La rigidité dans le domaine élastique

K_2 : La rigidité dans le domaine plastique

L_p : La ligne plastique

D_y : Déplacement élastique

D_u : Déplacement ultime

Q_y : Capacité élastique en effort tranchant

Q_u : Capacité ultime en effort tranchant

L'analyse est faite dans les deux directions et les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux 4.3 et 4.4:

Niveau	Rigidité kN/cm	D_y (cm)	D_u (cm)	Capacité en ductilité	Ligne plastique L_p
4 ^{ème}	419.3	1.543	5.765	3.74	0.056
3 ^{ème}	436.8	1.633	2.380	1.46	0.381
2 ^{ème}	108.8	4.252	2.290	1.22	0.549
1 ^{er}	321.9	1.845	2.153	1.17	0.695

Tableau 4.3- Capacité de la structure en déformation (sens transversal)

Niveau	Rigidité kN/cm	D _y (cm)	D _u (cm)	Capacité en ductilité	Ligne plastique L _p
4 ^{ème}	549.3	1.299	4.360	3.36	0.099
3 ^{ème}	612.4	1.469	2.275	1.55	0.298
2 ^{ème}	135.6	3.474	2.240	1.22	0.643
1 ^{er}	383.3	1.581	1.720	1.09	0.643

Tableau 4.4- Capacité de la structure en déformation (sens longitudinal)

D'après les résultats obtenus on constate :

- 1) La rigidité du 2^{ème} niveau est relativement très faible comparée à celle des autres niveaux.
- 2) Les rigidités du 3^{ème} et 4^{ème} niveaux sont sensiblement égales.

La première remarque peut s'expliquer par la différence des hauteurs d'étage, par contre la seconde peut se justifier par l'égalité des hauteurs (le coffrage des éléments porteurs verticaux est uniforme sur toute la hauteur de l'ouvrage).

4.3.4.2. DETERMINATION DE LA CAPACITE DE RESISTANCE DE LA STRUCTURE

Les résultats trouvés sont récapitulés dans le tableau 4.5 :

Niveau	Sens transversal		Sens longitudinal	
	Q _y (kN)	Q _u (kN)	Q _y (kN)	Q _u (kN)
4 ^{ème}	646.980	746.116	713.540	874.955
3 ^{ème}	713.294	837.610	899.615	1046.706
2 ^{ème}	462.617	524.618	471.074	537.862
1 ^{er}	593.905	663.258	606.000	647.258

Tableau 4.5- Capacité en résistance de la structure

On constate que la capacité de résistance à l'état ultime « Q_u » est peu différente de la capacité de résistance à l'état élastique « Q_y ». Cette remarque est valable pour les deux directions principales de la structure.

4.3.5. ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE SELON LE CODE

4.3.5.1. MODELISATION

Le bâtiment est modélisé par une console verticale (modèle de type brochette voir figure 4.1), cette modélisation est permise car on considère que tous les planchers de la structure sont rigides, indéformables suivant leurs plans (en corps creux de 20+5); et les masses sont supposées concentrées au centre de gravité du plancher.

D'après le R.P.A 99 la masse sismique prise en compte dans l'évaluation des efforts tranchants doit comprendre le poids propre du bâtiment et 20% de la surcharge d'exploitation.

Les masses à prendre en compte sont résumées dans le tableau 4.6 :

Niveau	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{er}
W (t)	488.6	488.6	532.3	449.6

Tableau 4.6 - masses sismique de chaque niveau

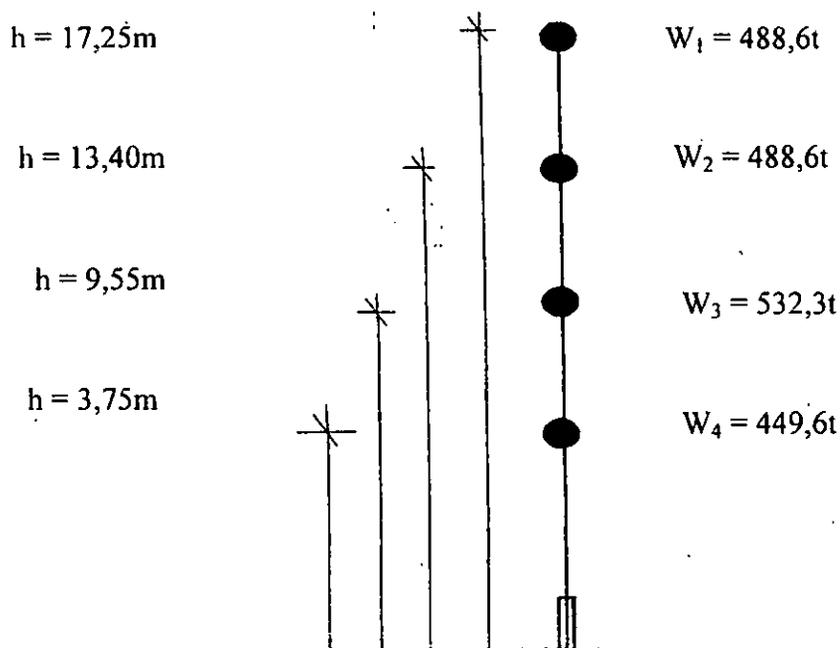


Fig 4.1- Model mathématique adopté

$$W = G + 0,2 * P = 1959,1 \text{ t}$$

4.3.5.2. DETERMINATION DE LA FORCE SISMIQUE

i. Sens L_x

i.1. Calcul de la période propre

La période propre de l'ouvrage est calculée par la formule empirique suivante :

$$T_x = 0.09 * \frac{H}{\sqrt{L_x}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 17.25\text{m} \\ L_x = 19.15\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow T_x = 0.513\text{s}$$

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

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

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R_x} W (RPA99)$$

i.3. Calcul des Coefficients : « A ; D_x ; Q_x ; R_x »

a - Coefficient d'accélération de zone « A »

«A» est fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Après le séisme du 21/05/2003 de Boumerdès, cette région a été reclassée en zone III

Les bâtiments à usage hospitalier sont classés par le RPA dans le groupe : « ouvrages d'importance vitale 1A ».

A = A (zone III, groupe 1A)

$$A = 0.40$$

b - Facteur d'amplification dynamique moyen « D_x »

Le facteur «D» est fonction de :

$$D_x = \left\{ \begin{array}{l} 2.5 * \eta \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T_x} \right)^{5/3} \end{array} \right\} \text{Si } \left\{ \begin{array}{l} 0 \leq T_x \leq T_2 \\ T_2 \leq T_x \leq 3.0 \\ 3.0 \leq T_x \end{array} \right.$$

T_2 est fonction du site.

$\Rightarrow T_2 = 0.40 \text{ s}$ (site ferme S_2)

$$T_x = 0.513s \Rightarrow T_2 < T_x < 3.0 \Rightarrow D_x = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3}$$

$$\eta = (7/(2+\xi))^{1/2} \geq 0.7$$

$\xi = 7$ (portiques en béton armé à remplissage léger).

$$\Rightarrow \eta = 0.882$$

$$D_x = 1.867$$

c - Facteur de qualité « Q_x »

Il est calculé selon la formule :

$$Q_x = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Les valeurs de pénalités « P_q » sont données par le tableau 4.7:

Conditions minimales sur les files de contreventement :	Observé	0
Redondance en plan:	Observé	0
Régularité en plan:	Observé	0
Régularité en élévation:	Observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux:	Observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution:	Non observé	0.1

Tableau 4.7- Valeurs des penalties P_q

$$Q_x = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.1$$

$$Q_x = 1.10$$

d - Coefficient de comportement global « R_x »

Pour les structures contreventées par portiques autos-tables avec remplissage, le coefficient « R » est égal à :

$$R_x = 3.5$$

i.4. Charge verticale « W »

La charge verticale totale W est la somme des charges verticales de chaque étage :

$$W = \sum_{i=1}^4 W_i$$

$$W = 19591 \text{ kN}$$

La force sismique V_x est égale à :

$$V_x = \frac{0.4 * 1.867 * 1.10}{3.5} 19591$$

$$V_x = 4598.17 \text{ kN}$$

i.5. Force additionnelle au sommet « F_{tx} »

$$F_x = \begin{cases} 0 \\ 0.07 * T_x * V_x \\ 0.25 * V_x \end{cases} \text{ Si } \begin{cases} T_x \leq 0.7s \\ 0.7s < T_x \\ 0.07 * T_x \leq 0.25 \end{cases}$$

Comme $T_x = 0.513 \text{ s} < 0.7 \text{ s}$:

$$F_{tx} = 0$$

i.6. Répartition de la force sismique « F_{tx} »

La force sismique sollicitant chaque niveau est donnée par :

$$F_{xi} = \frac{(V_x - F_{tx}) * W_i * z_i}{\sum_{j=1}^n (W_j * z_j)} = \frac{V_x * W_i * z_i}{\sum_{j=1}^n (W_j * z_j)}$$

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

L'effort tranchant à chaque niveau est :

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

i.8. Calcul des moments fléchissants « M_{xi} »

Le moment fléchissant à chaque niveau est :

$$M_{xi} = F_{ix} * (H - z_i) + \sum_{j=i}^n (F_{xj} * (z_j - z_i)) = \sum_{j=i}^n (F_{xj} * (z_j - z_i))$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau 4.8 :

Niveau	W_i (kN)	Z_i (m)	F_{xi} (kN)	T_{xi} (kN)	M_{xi} (kN.M)
4 ^{ème}	4886	17.25	1782.3	1782.3	0
3 ^{ème}	4886	13.4	1384.3	3166.6	6861.8
2 ^{ème}	5323	9.55	1075	4261.6	19053.2
1 ^{er}	4496	3.75	356.5	4598.1	43654.5

Tableau 4.8- distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage
(Sens longitudinal)

ii. Sens L_y :

ii.1. Calcul de la période propre :

La période propre de l'ouvrage est calculée par la formule empirique suivante :

$$T_y = 0.09 * \frac{H}{\sqrt{L_y}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 17.25\text{m} \\ L_y = 22\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow T_y = 0.331 \text{ s}$$

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

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

$$V_y = \frac{A * D_y * Q_y}{R_y} W(RPA99)$$

ii.3. Calcul des Coefficients : « A ; D_x ; Q_x ; R_x »

a - Coefficient d'accélération de zone « A »

$$A = 0.40$$

b - Facteur d'amplification dynamique moyen « D_y »

Le facteur «D» est tel que :

$$D_y = \begin{cases} 2.5 * \eta \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} * \left(\frac{3.0}{T_y}\right)^{5/3} \end{cases} \text{ Si } \begin{cases} 0 \leq T_y \leq T_2 \\ T_2 \leq T_y \leq 3.0 \\ 3.0 \leq T_y \end{cases}$$

T₂ est fonction du site.

=> T₂ = 0.40 s (site ferme S₂)

T_y = 0.513s => 0 < T₂ < T_y => D_y = 2.5 * η * (T₂/T_y)^{2/3}

η = (7 / (2 + ξ))^{1/2} ≥ 0.7

ξ = 7 (portiques en béton armé à remplissage léger).

=> η = 0.882

D_y = 2.205

c - Facteur de qualité « Q_y » :

Il est calculé selon la formule :

$$Q_y = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Les valeurs de pénalités « P_q » sont données par le tableau 4.9 :

Conditions minimales sur les files de contreventement	Observé	0
Redondance en plan:	Observé	0
Régularité en plan:	Observé	0
Régularité en élévation:	Observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux:	Observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution:	Non observé	0.1

Tableau 4.9- Valeurs des penalties

Q_x = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.1

Q_y = 1.1

d- Coefficient de comportement global «R_y»

Pour les structures contreventées par portiques auto-stables avec remplissage, le coefficient «R» est égal à :

$$R_y = 3.5$$

ii.4. Charge verticale «W»

$$W = 19591 \text{ KN}$$

La force sismique V_y est égale à :

$$V_y = \frac{0.4 * 2.205 * 1.10}{3.5} 19591$$

$$V_y = 5430.62 \text{ KN}$$

ii.5. Force additionnelle au sommet « F_{ty} » :

$$F_y = \begin{cases} 0 \\ 0.07 * T_y * V_y \\ 0.25 * V_y \end{cases} \quad \text{Si} \quad \begin{cases} T_y \leq 0.7s \\ 0.7s < T_y \\ 0.07 * T_y \leq 0.25 \end{cases}$$

$$\text{Comme } T_y = 0.331s < 0.7s : \quad F_{tx} = 0$$

ii.6. Répartition de la force sismique « F_{ty} »

La force sismique sollicitant chaque niveau est donnée par :

$$F_{yi} = \frac{(V_y - F_{ty}) * W_i * z_i}{\sum_{j=1}^n (W_j * z_j)} = \frac{V_y * W_i * z_i}{\sum_{j=1}^n (W_j * z_j)}$$

ii.7. Calcul des efforts tranchants «T_{yi}» :

L'effort tranchant à chaque niveau est :

$$T_{yi} = F_{yi} + \sum_{j=i+1}^n (F_{yj}) = \sum_{j=i+1}^n (F_{yj})$$

ii.8. Calcul des moments fléchissants « M_{yi} » :

Le moment fléchissant à chaque niveau est :

$$M_{yi} = F_{ty} * (H - z_i) + \sum_{j=i}^n (F_{yj} * (z_j - z_i)) = \sum_{j=i}^n (F_{yj} * (z_j - z_i))$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau 4.10 :

Niveau	W_i (KN)	Z_i (m)	F_{yi} (KN)	T_{yi} (KN)	M_{yi} (KN.M)
4 ^{ème}	4886	17.25	2105	2105	0
3 ^{ème}	4886	13.4	1630	3735	8104.2
2 ^{ème}	5323	9.55	1265.7	5000.7	22484
1 ^{er}	4496	3.75	419.8	5420.5	51484.8

Tableau 4.10- distribution de l'effort sismique sur la hauteur de l'ouvrage
(Sens transversal)

4.3.6. ETUDE COMPARATIVE CAPACITE - DEMANDE

Cette étape a pour objectif de comparer la capacité estimée de la structure, aux résultats trouvés par l'application du code.

Ainsi, on évaluera le coefficient de sécurité « F_s » pour chaque niveau en se basant uniquement sur la capacité en efforts tranchants ultime et l'effort tranchant induit par l'action sismique.

Le facteur de sécurité « F_s » est défini par Q_u/T (T étant l'effort tranchant à la base dans les deux directions) doit être supérieur ou égal à 1.15, valeur limite donnée par la méthodologie pour que la structure soit jugée stable.

Les facteurs de sécurité « F_s » pour chaque niveau dans les deux directions du bâtiment sont résumés dans le tableau 4.11 :

Niveau	Sens transversal			Sens longitudinal		
	T_{xi} (KN)	Q_u (KN)	F_s	T_{yi} (KN)	Q_u (KN)	F_s
4 ^e	2105	746.116	0.354	1782.3	874.955	0.491
3 ^e	3735	837.610	0.224	3166.6	1046.706	0.330
2 ^e	5000.7	524.618	0.105	4241.6	537.862	0.126
1 ^e	5420.5	663.258	0.122	4598.1	674.258	0.146

Tableau 4.11- Déterminant le coefficient de sécurité « F_s »

Les résultats obtenus de l'analyse en terme de résistance du bloc étudié (bloc « d ») montrent que:

- La résistance à la compression de certains éléments est largement dépassée au niveau du rez-de-chaussée.
- les facteurs de sécurité pour l'ensemble des étages et dans les deux directions du bloc sont inférieurs à l'unité. Ce coefficient est trop faible surtout au niveau du rez-de-chaussée où l'effort sismique est maximum, ils sont estimés à 0,122 et 0,146 dans les sens transversal et longitudinal respectivement, valeurs inférieures à celle limitée par la méthodologie qui est de 1,15.

Ceci ne fait que conforter nos précédentes remarques concernant la conception initiale de l'ouvrage qui a été dimensionné qu'en tenant compte de l'action des charges verticales uniquement.

En conclusion, étant donné le caractère stratégique de l'ouvrage elles résultats auxquels ont abouti les premières étapes d'analyse, une étude approfondie de cette partie d'ouvrage ne s'avère donc pas nécessaire.

L'ouvrage doit être soit déclassé, soit renforcé, si une solution de renforcement adéquate pourrait rehausser sa capacité.

4.3.7. ETUDE DU RENFORCEMENT

4.3.7.1. PROPOSITION D'UNE ESQUISE DE RENFORCEMENT

La solution de renforcement proposée aura comme objectifs d'une part de supprimer la rupture fragile constatée aux niveaux des poteaux notamment du rez-de-chaussée et, d'autre part de rigidifier la structure de façon à lui conférer une capacité de déformation capable de résister aux déformations induites par l'application des sollicitations dues aux séismes (valeurs des accélérations) arrêtés par la méthodologie.

La solution de renforcement consisterait à :

- Chemiser les poteaux sur toute leur hauteur ;

- Créer de nouvelles poutres aux niveaux où celles-ci n'existent pas et dans les directions manquantes de façon à reconstituer un système de portiques auto-stables et des planchers rigides ;
- Créer deux voiles dans chacune des deux directions.

Suite à cette proposition une nouvelle analyse de la structure renforcée a été menée, et les principaux résultats peuvent être résumés comme suit :

Le renforcement préconisé a permis la rigidification de la structure dans les deux directions:

- La capacité de la structure en efforts tranchants à la base est passée de 663,25 kN à 11229 kN dans le sens transversal et de 674.26 kN à 8679 kN dans le sens longitudinal.
- Le coefficient de sécurité « F_s » est passé de 0.122 à 4 et de 0.146 à 4, à la base du bâtiment dans les deux sens transversal et longitudinal respectivement, et de 0.126 pour le 2^{ème} niveau à 2.9 dans le sens longitudinal.
- En effet, la capacité en déplacement élastique du 2^{ème} niveau (rez-de-chaussée) qui est l'étage le plus flexible était de 4,25 cm dans le sens transversal et de 3,45 cm dans le sens longitudinal. Après rigidification de la structure du bloc étudié, les valeurs de ces déplacements ont été réduites respectivement à 0,18 cm et à 0,21 cm.
- Les déplacements induits par l'ensemble des séismes pour les deux niveaux d'accélération restent inférieurs aux déplacements admissibles et ceci dans les deux directions.

4.3.7.2. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF SOMMAIRE

Le devis quantitatif de la solution proposée est estimé comme suit:

- 1 - Le volume de béton de décapage des poteaux est de 12 m³ ;
- 2 - Le volume de béton armé à mettre en place est de 112 m³.

Le devis estimatif a été évalué à raison de 6 500 DA pour le m³ de béton à décaper et de 18 000 DA pour le m³ de béton réalisé et fini soit un coût global estimé à : 2 094 000 DA

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

Si on estime le coût de ces dernières à 50% du prix de revient des matériaux, soit $0,50 * 2\,094\,000 \text{ DA} = 1\,047\,000 \text{ DA}$, le coût global des réparations et renforcement s'élèvera à : $3\,141\,000,00 \text{ DA}$.

En se basant sur un coût de renouvellement d'environ $30\,000 \text{ DA/m}^3$ de plancher soit :

$$30\,000 \text{ DA} * 1\,294,4 \text{ m}^3 = 38\,832\,000 \text{ DA}.$$

Ainsi, le rapport entre le coût de réparation et renforcement, et le coût de renouvellement sera de :

$$\frac{\text{C.R.R}}{\text{C.Rt}} = \frac{3\,141\,000}{38\,832\,000} = 8,08 \% < 50 \%$$

Ce qui est très raisonnable.

4.3.7.3. VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE

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

L représentera la dimension de la structure dans la direction considérée. M et N seront respectivement le moment fléchissant et l'effort normal sous les nouvelles surcharges « G+Q » rapportés au centre de gravité de la structure.

Le moment fléchissant rapporté au centre de gravité est égal à :

$$M = F * h$$

F : est l'effort tranchant au centre de gravité. $F = 13,75 \text{ kN}$

$$h = H/3 = 5,75 \text{ m}$$

$$M = 13,75 * 5,75 = 78,9475 \text{ kN}$$

L'effort normal global de la structure est :

$$N = 20,594 \text{ kN}$$

Dans la direction transversale, la longueur du bâtiment étudié est égale à 19,15m, donc :

$$e_0 = M/N = 3.83rn < L/4 = 4.787m$$

Dans la direction longitudinale, la longueur du bâtiment étudié vaut 22 m, alors :

$$e_0 = M/N = 3,83rn < L/4 = 5.5m$$

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

4.8. CONCLUSION

Le bâtiment constituant la maternité du C.H.U Mustapha Bacha est construit en 1953, de configuration au sol en forme de « L », est composé de deux types de structure, une aile en maçonnerie de pierre bleue et une aile en système poteaux-poutres.

Afin de déterminer le diagnostic de vulnérabilité de tout l'ouvrage vis à vis du séisme, et d'avoir une idée globale de l'état de la capacité de résistance de l'ouvrage vis à vis du séisme, nous nous sommes proposés d'analyser un bloc parmi ceux construits en béton armé et cela à défaut de temps.

Le choix s'est porté sur le bloc « d », qui est le plus régulier des quatre constituant l'aile droite de l'ouvrage. L'analyse menée n'a pas tenu compte des imperfections de conception parasismique.

L'étude de vulnérabilité de ce bloc a été menée en s'inspirant des différentes étapes énumérées dans la méthodologie.

Cette étude a révélée certains problèmes tel que :

- la capacité (en effort tranchant et en déplacement) de la structure du bloc étudié est très faible devant la demande.
- En effet, en plus de la faible capacité en résistance, les facteurs de sécurité évalués vis à vis du séisme sont de l'ordre de 0.10 pour les deux premiers niveaux et de 0.20 pour le troisième niveau et 0.40 pour le quatrième niveau, donc très inférieurs à 1.15 valeur fixée par la méthodologie.

Compte tenu des objectifs et de l'importance des activités qu'assure le bâtiment, il est impératif soit de déclasser l'ouvrage, en changeant sa fonction de bâtiment stratégique en celle d'un ouvrage courant en attendant de pouvoir démolir et reconstruire un autre en respectant les règles parasismique algériennes en vigueur, soit de proposer une solution de renforcement afin que ce dernier réponde aux exigences fixées.

Une solution de renforcement a été proposée, qui nécessiterait une analyse plus détaillée dans le cas où le maître d'ouvrage optera effectivement pour le renforcement.

Etant donné la similitude des structures des blocs « c » et « d », la solution de renforcement proposée pour le bloc « d » pourrait être également envisagée pour le bloc « c » moyennant une analyse détaillée.

CHAPITRE V

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le nord de l'Algérie se situant sur la zone d'interaction des deux plaques Eurasienne et Africaine, l'activité sismique de cette région a été confirmée à plusieurs reprises.

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

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

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

Afin de réduire ce risque, l'évaluation de la vulnérabilité s'impose à l'ensemble des ouvrages : bâtiments stratégiques, bâtiments de première nécessité, et équipements.

Dans cette optique, plusieurs groupes de travail se sont penchés sur la question. En effet le présent travail s'est inspiré des recherches effectuées par les ingénieurs et les techniciens du CTC et du CGS (qui sont toujours en cours), dont le but est d'évaluer la vulnérabilité de la ville d'Alger et réduire le risque sismique.

Dans ce cadre, l'objectif de notre travail était d'établir un diagnostic sur le bâtiment abritant le service de maternité du CHU Mustapha Bacha.

L'étude appliquée à ce bâtiment est une étude analytique, basée sur l'évaluation de la capacité de l'ouvrage à l'état actuel, comparée à la demande fixée par le règlement en vigueur.

Le résultat, auquel on a abouti était que l'ouvrage ne remplissait pas les critères imposés par la réglementation tant en conception qu'en calcul, c'est ainsi qu'une solution de renforcement a été proposée, appuyée par une étude économique, qui a révélée qu'il sera judicieux d'opter pour le renforcement de cette structure au lieu de son renouvellement total.

En somme, il est impératif de prendre d'une part, en considération cet état de fait et d'autre part les mesures nécessaires afin de minimiser les effets dévastateurs des tremblements de terre qui pourraient éventuellement survenir.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] : Journées post-sismique : « Le séisme de Boumerdés du 21 mai 2003, un an après ».
- [2] : Colloque international : « Le risque en Génie Civil » 18 et 19 mars 2004 - Hammamet - TUNISIE « Enseignement au séisme du 21 mai en Algérie ».
- [3] : Colloque international : « Risque, vulnérabilité et fiabilité dans la construction » 11 et 12 octobre 2003, Alger, ALGERIE.
- [4] : THIBAUT.H : « Réflexion sur l'évaluation quantitative du risque ». Bulletin de liaison laboratoire des Ponts et Chaussées, 1994.
- [5] : DAVIDOVICI V. : Synthèse et analyse des différentes communications traitant du thème, « Vulnérabilité et réhabilitation du bâti existant », 1996.
- [6] : KARNIK.V, SCHENKOVA.Z, SCHENKA.V : « Vulnerability and the MSK scale, Engineering Geology», 1984.
- [7] : FARSI.M.N : « Identification des structures de Génie Civil à partir de leur réponses vibratoires, vulnérabilité du bâti existant », Université Joseph Fourier, Grenoble, Thèse de doctorat 1996.
- [8] : AIT MEZIANE.Y : « Développement des fonctions de vulnérabilité pour le bâti de la ville d'Alger » USTHB, Thèse de magistère 2002.
- [9] : BENBLIDA.M, LIU.J.R, YU.Y.M, FARSI.M.N : « Etude de vulnérabilité de la ville de Djelfa » 1986,CTC.
- [10] : COCHRANE S.W, SCHAAD W.H : « Adessment of earthquake vulnerability of buildings » Madrid, 1992.
- [11] : BENEDETTI.D, BENZONI G., PARISI M.A. : « Seismic vulnerability and risk evaluation for old urban nuclear, earthquake engineering ad structural dyamic» vol.16, 1988.
- [12] : TEBAL.F : « Evaluation préliminaire du risque dans la ville d'Alger », 1986, CTC, Alger.
- [13] : CGS : « Méthodologie de l'étude de vulnérabilité du bâti stratégique de la capitale », 1996.
- [14] : « Règlement Parasismique Algérien, RPA » 1999.
- [15] : DTR, BC 22 : « Charges permanentes et charges d'exploitation »
- [16] : « Catalogue des méthodes de réparation et renforcement des ouvrages » CGS, 1992.

ANNEXE

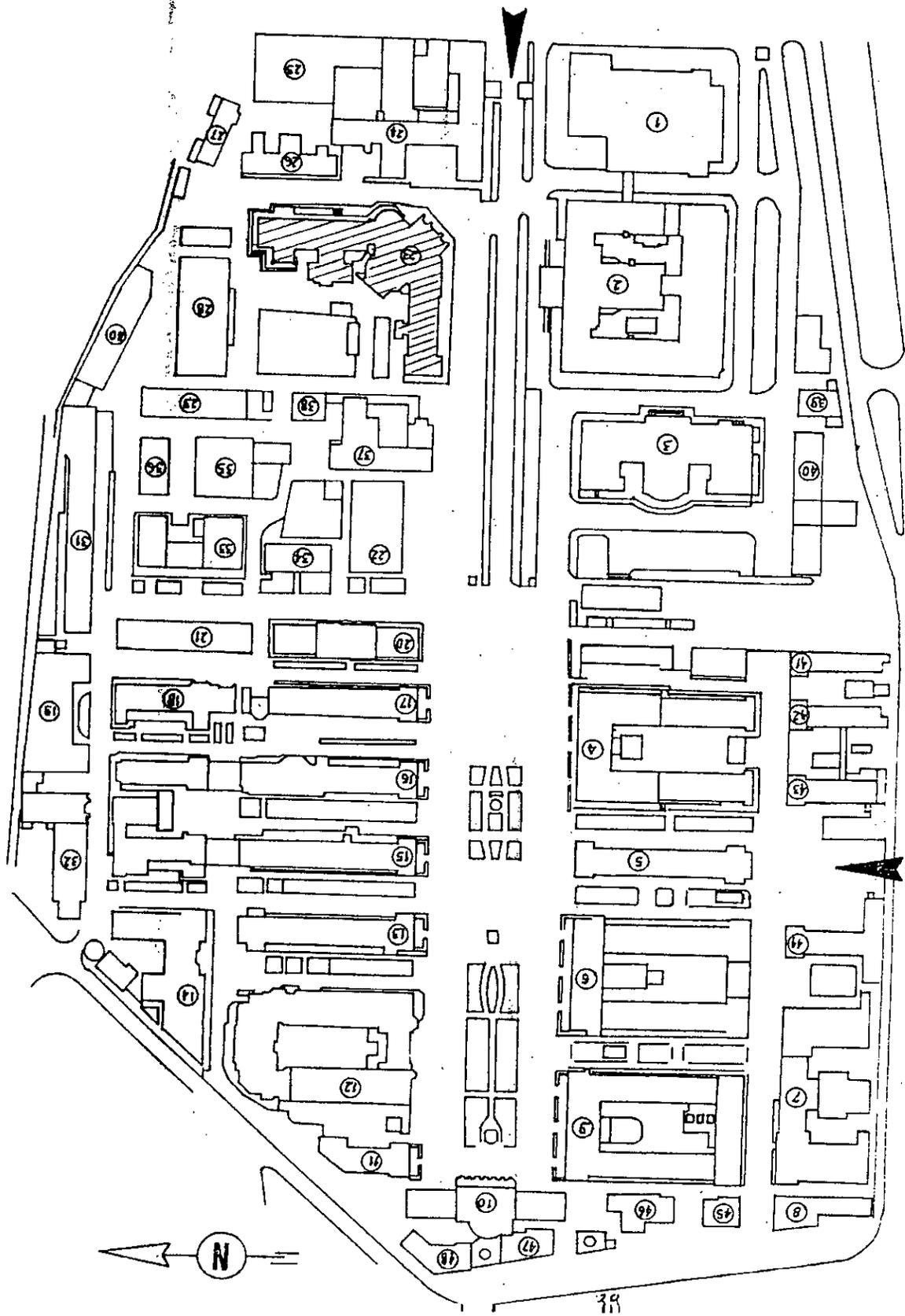
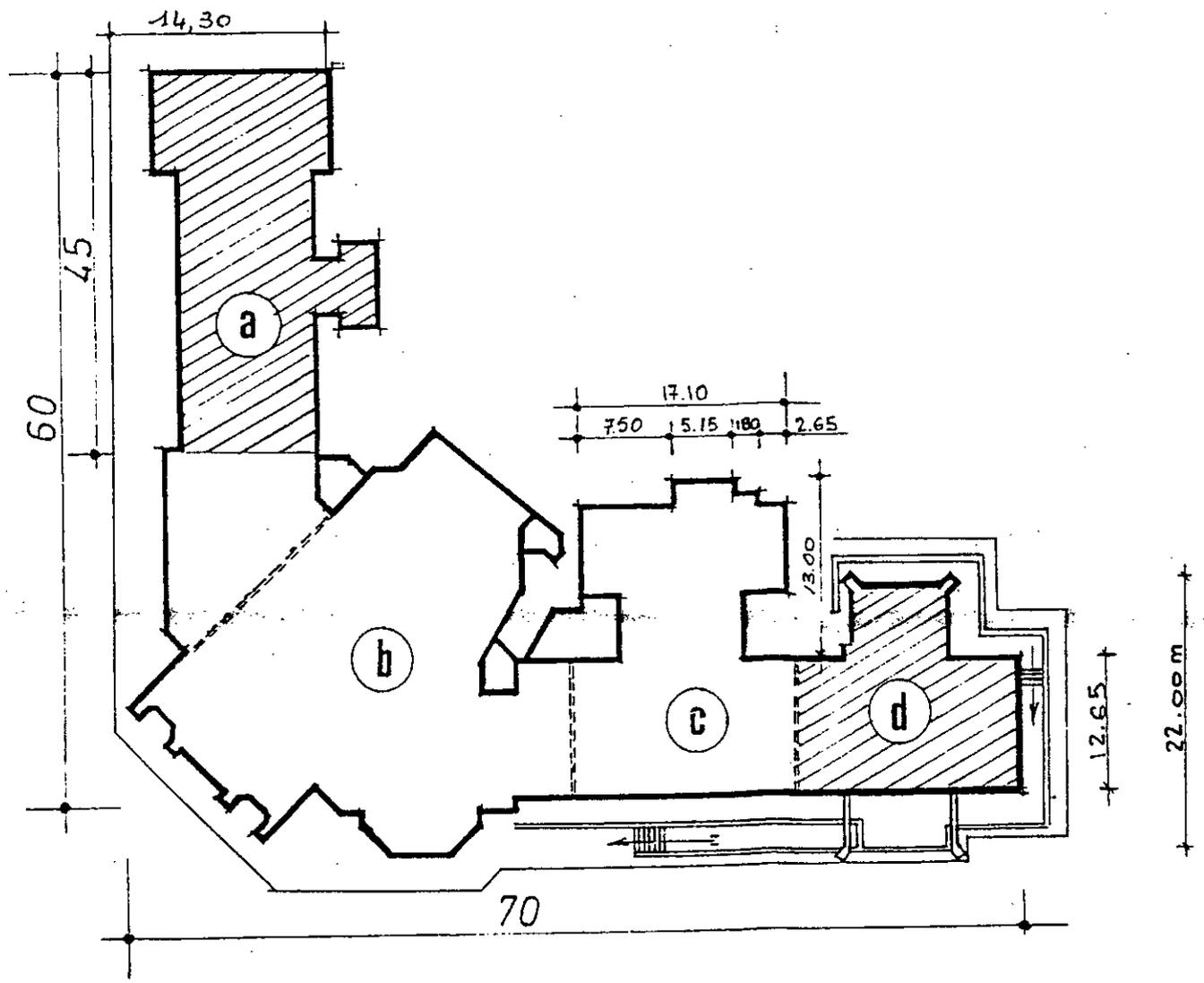


Fig. 1 - C.H.U Mustapha plan de masse

LEGENDE

- 1) C.P.M.C "1"
- 2) C.P.M.C "2"
- 3) O.R.L
- 4) OPHTALMOLOGIE
- 5) REANIMATION
- 6) CAR.DIO "A"
- 7) DERMATOLOGIE
- 8) CARDIO "B"
- 9) C.C.A.
- 10) RADIO-CENTRALE
- 11) MAXILO-FASCIALE
- 12) BICHAT
- 13) C.C.B.
- 14) UROLOGIE
- 15) C.M.I.
- 16) C.C.I.
- 17) URGENCES
- 18) PSYCHIATRIE
- 19) MEDECINE INTERNE
- 20) DIRECTION GENERALE
- 21) TRANSFUSION
- 22) LABORATOIRE CENTRAL
- 23) MATERNITE
- 24) GASTROLOGIE
- 25) PHARMACIE CENTRALE
- 26) CHIRURGIE DENTAIRE
- 27) PROTHESE. DENTAIRE
- 28) STOMATOLOGIE
- 29) CANTINE
- 30) ATELIER MAINTENACE
- 31) BUANDERIE
- 32) MORGUE
- 33) CUISINE
- 34) CENTRE INFORMATIQUE
- 35) ECOLE DE FORMATION
- 36) CHAUFFERIE
- 37) D.I.E.
- 38) RECETTE
- 39) MEDECINE PREVENTIVE
- 40) CRECHE
- 41) PRISON
- 42) MAGASIN
- 43) DIABETOLOGIE
- 44) NEUROLOGIE
- 45) CONSULTATION CARDIO
- 46) CONSULTATION CARDIO
- 47) MAGASIN
- 48) LABORATOIRE ANATOMIE

Fig. 2 - plan d'ensemble maternité gynécologie



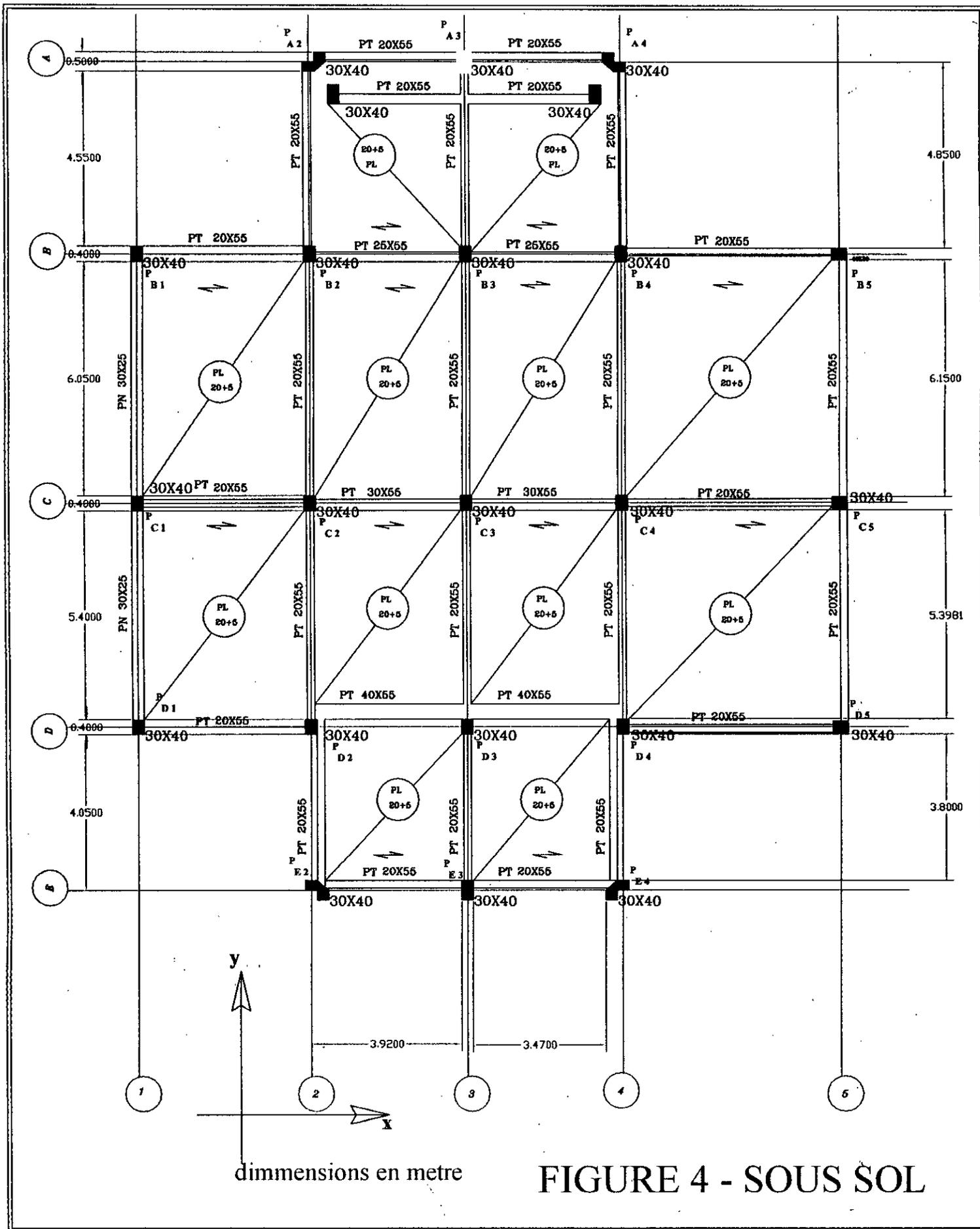


FIGURE 4 - SOUS SOL

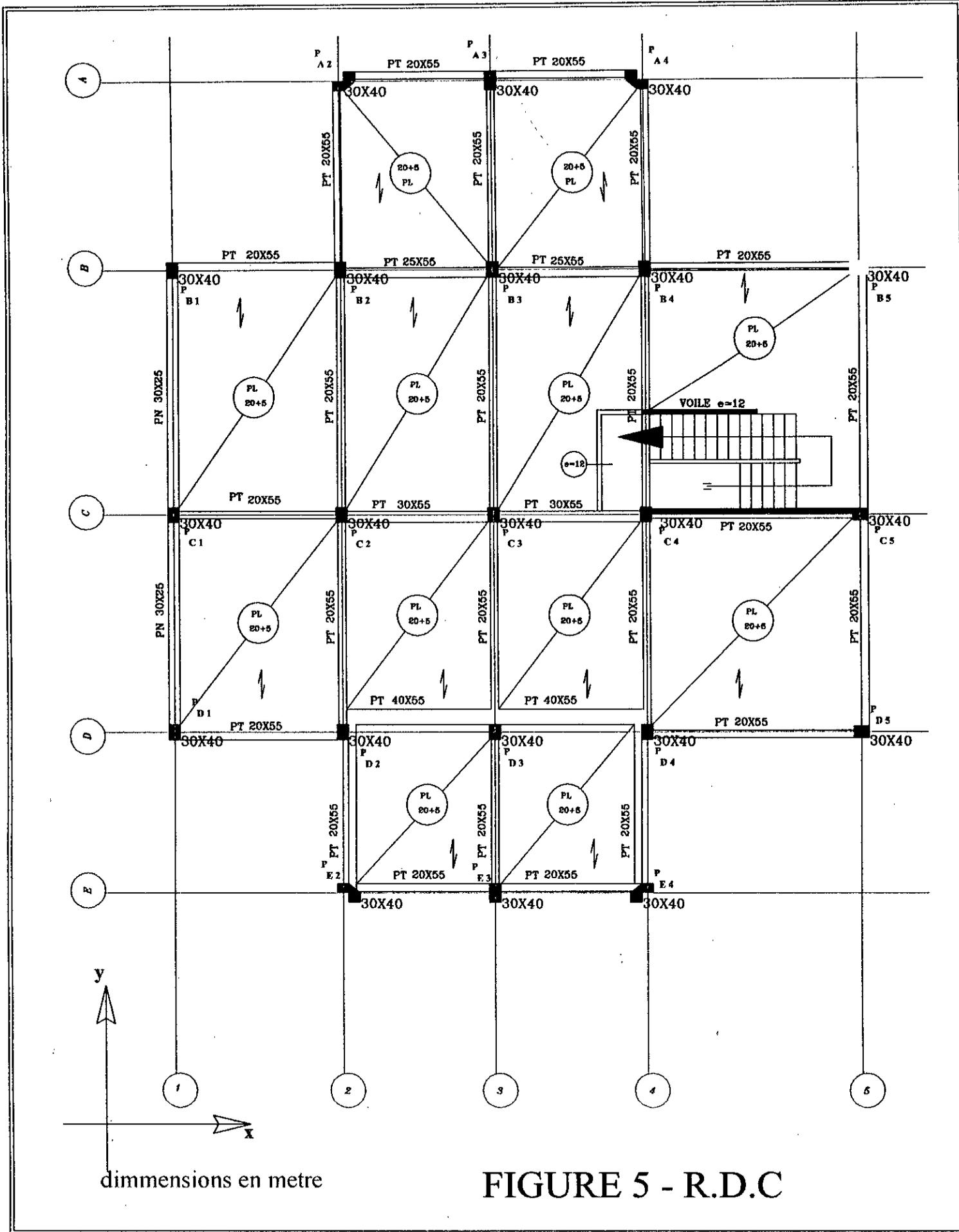


FIGURE 5 - R.D.C

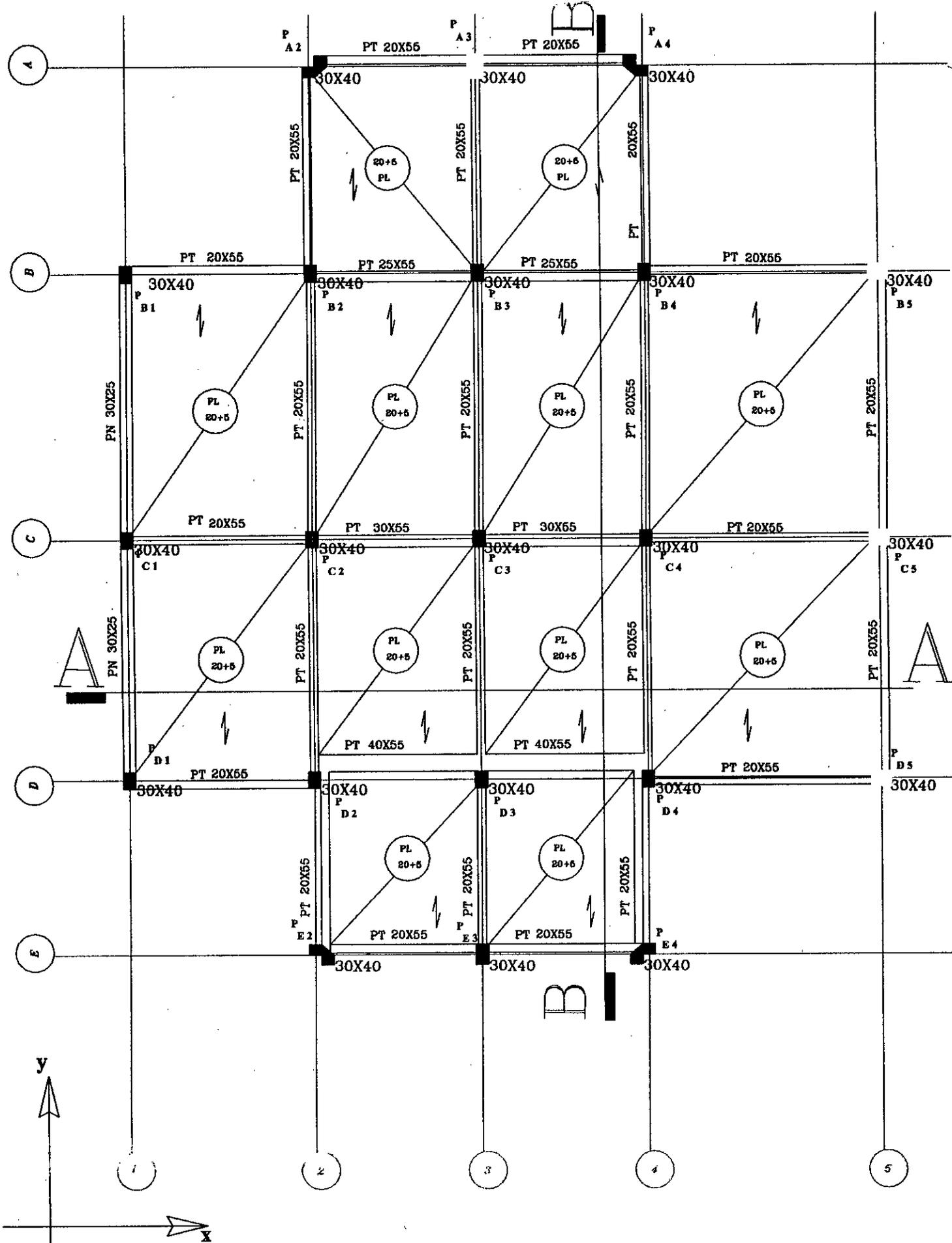


FIGURE 6 - ETAGE 1

dimensions en metre

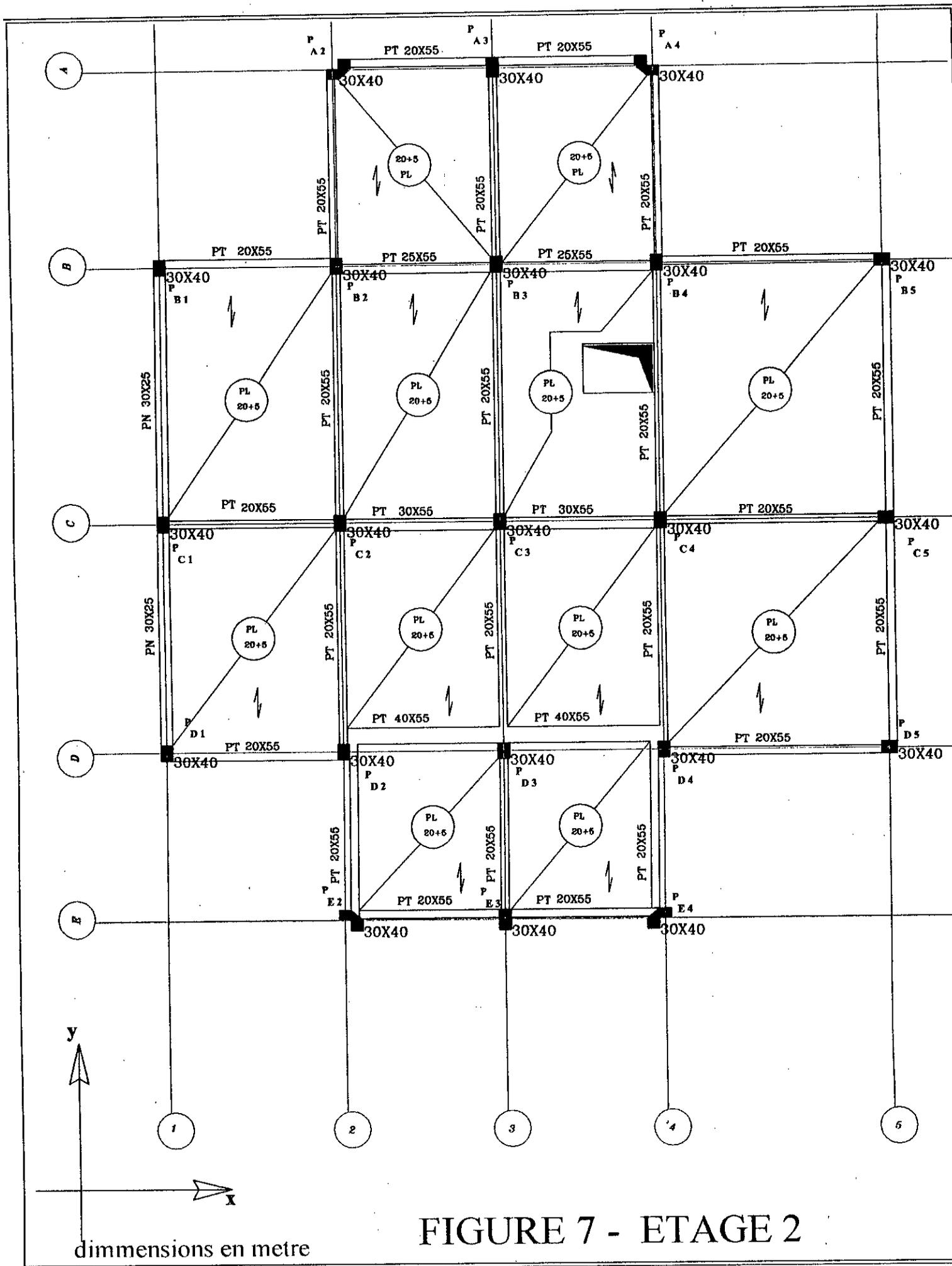


FIGURE 7 - ETAGE 2

ETAGE 2

ETAGE 1

R-D-C

S/SOL

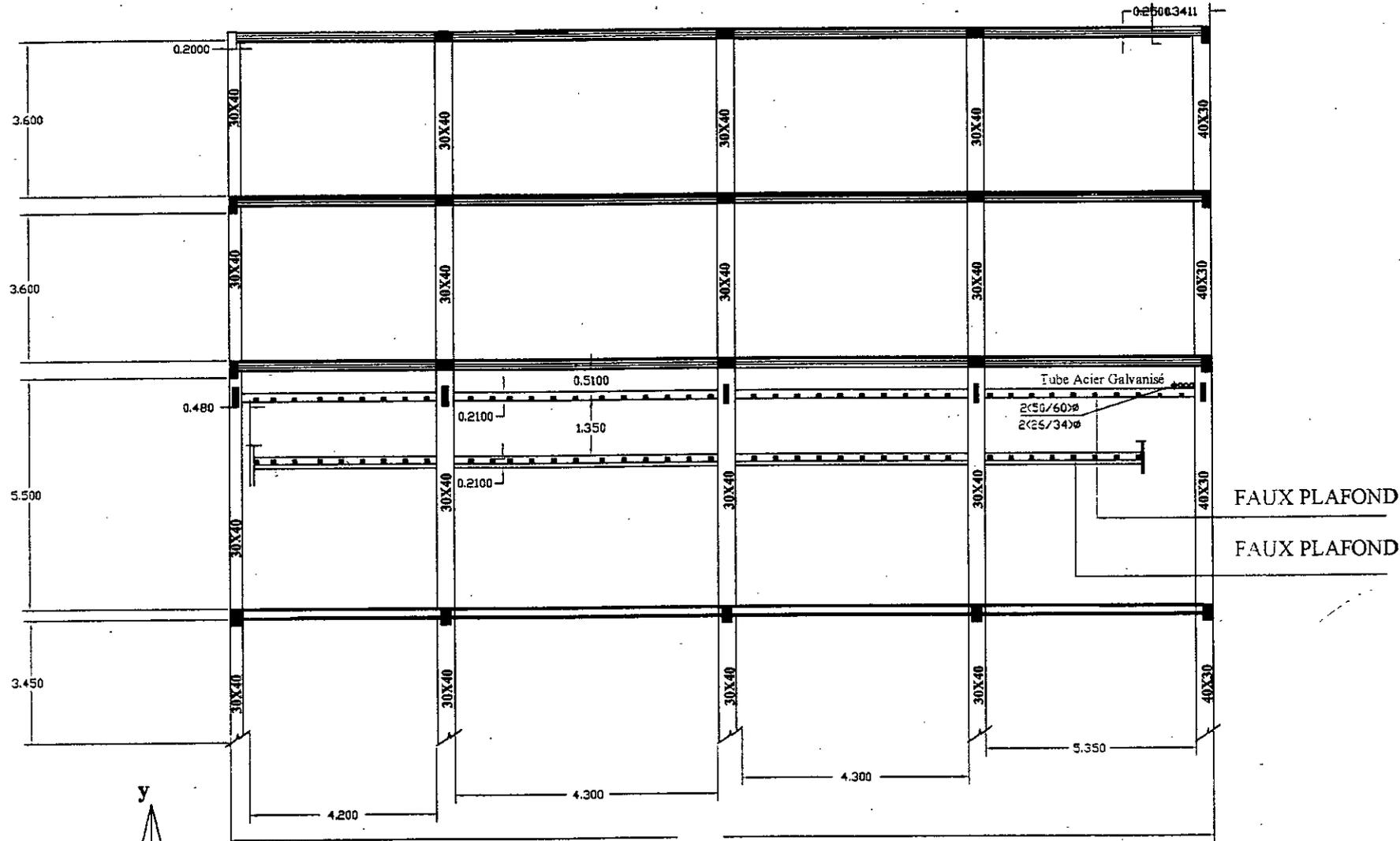
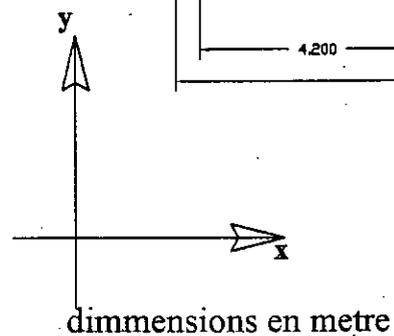
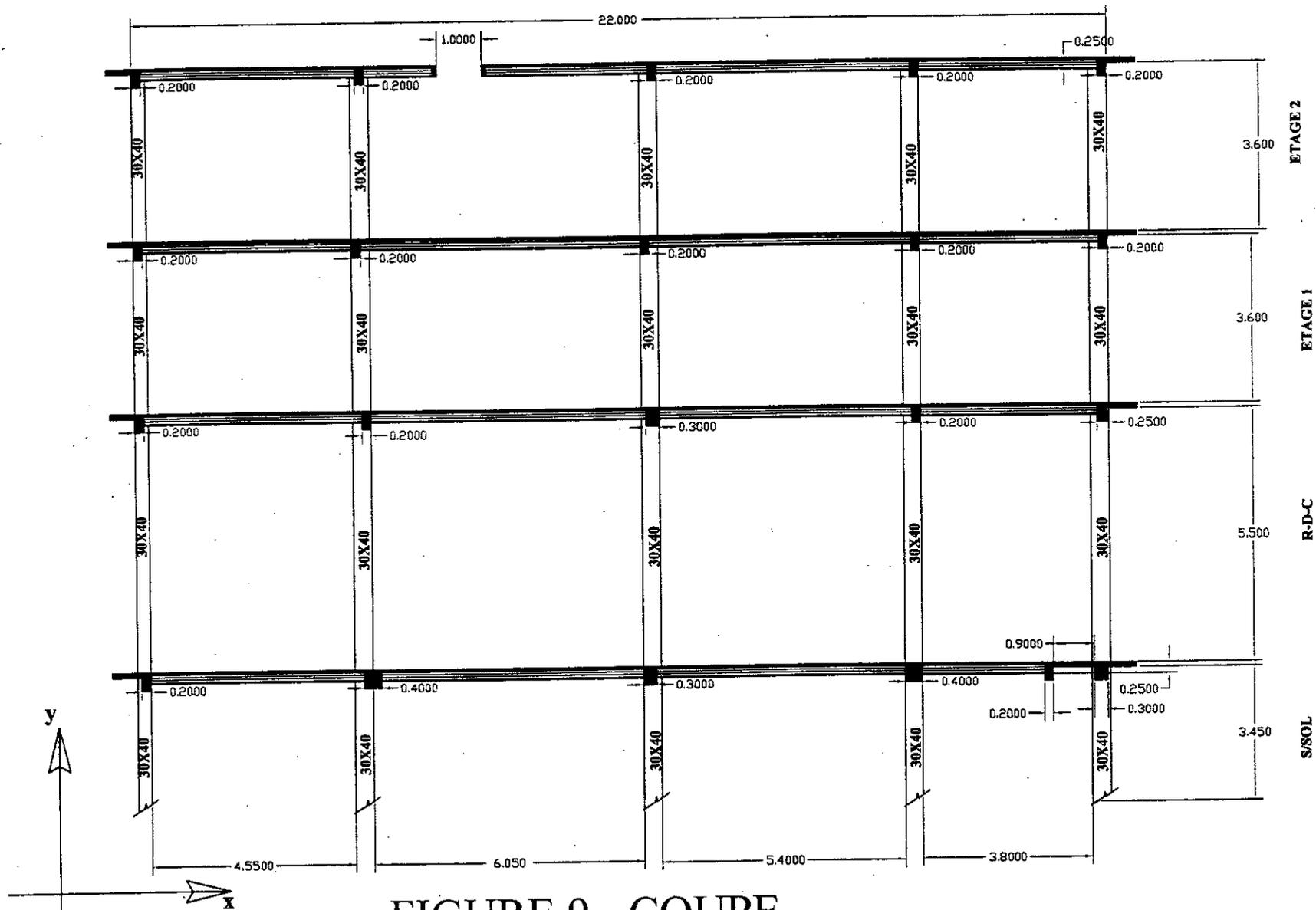


FIGURE 8 - COUPE
TRANSVERSALE A-A





dimmensions en metre

FIGURE 9 - COUPE
LONGITUDINALE B-B

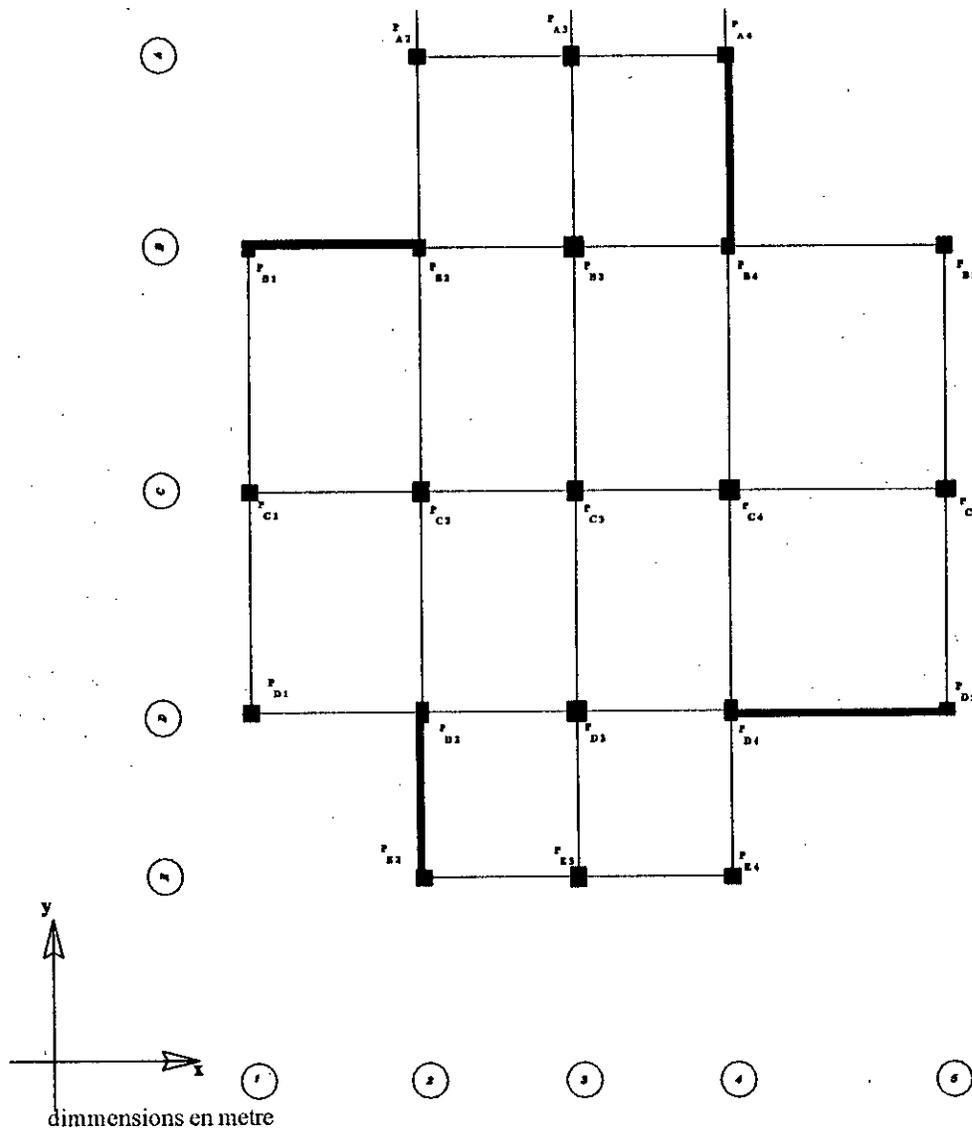


FIGURE 10 - PLAN DE RENFORCEMENT:
Valable pour tous les niveaux

Direction transversale	P A 2	P A 4	P A 3	P E 4	P B 3	P D 3	P B 5	P C 1	P C 2	P C 3	P C 4	P C 5	P D 1	P E 2	P E 4
coffrage initiale (cm)	30X40	30X40	40X30	40X30	40X30	40X30	30X40	40X30	40X30	40X30	40X30	30X40	40X30	40X30	30X40
après chemisage(cm)	40X30	40X30	50X40	50X40	50X50	50X50	40X40	40X40	50X40	50X40	50X50	40X50	40X40	40X40	40X40

COFFRAGE DES POTEAUX



Photo 1 - structure mixte de la partie commune a l'aile gauche et l'aile droite, avec retrait décrochement et porte à faux



Photo 2 - mise en évidence du porte à faux supporté par des poteaux



Photo 3 - les différents types de remplissage



Photo 4 - altération de la base d'un poteau de rive du bloc « d »

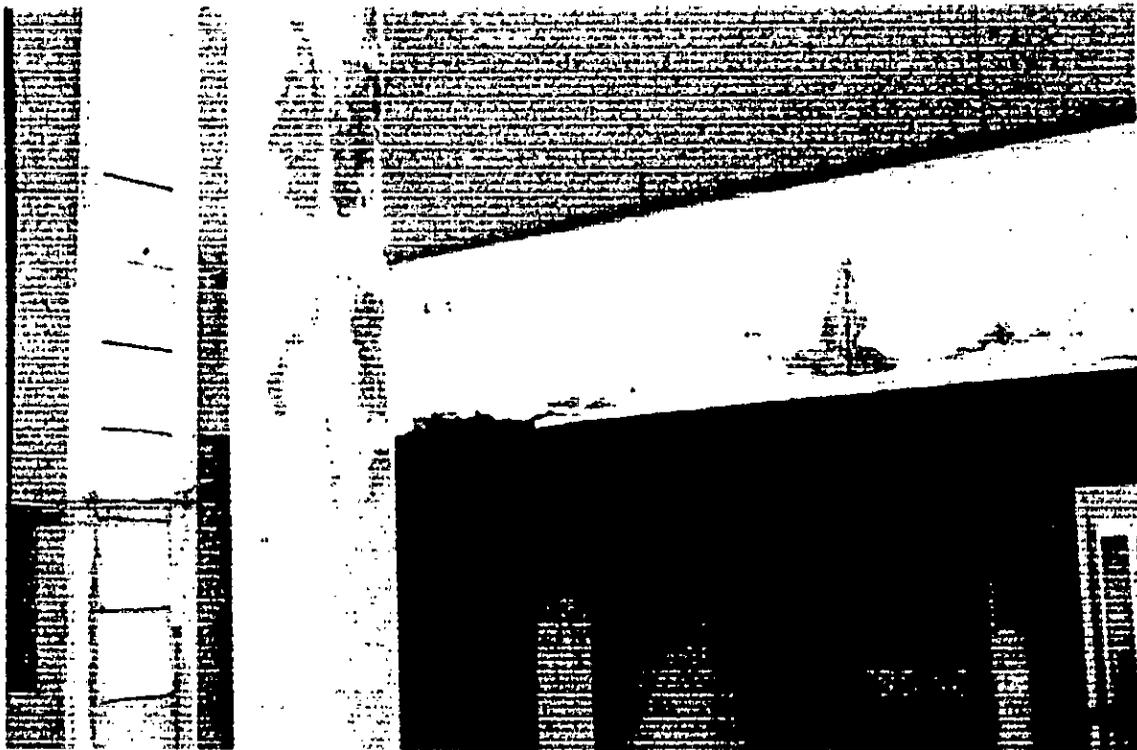


Photo 5 - début de la corrosion des armatures dans les poutres



Photo 6 - construction de l'aile gauche sur une pente, mise en évidence du sous-sol partiel



Photo 7 - différence de hauteur d'étage entre le rez-de-chaussée et le 1er étage, ainsi que la différence de la hauteur des ouvertures entre deux niveaux



Photo 8 - cette image illustre la limite de l'aile gauche, le décrochement de l'aile droite par rapport à l'aile gauche



Photo 9 -vue de face de la partie commune aux deux ailes, mise en évidence du type de structure, retrait et porte à faux



Photo 10 - la surélévation des deux derniers étages de l'aile droite sur une structure en poteaux-poutres, ainsi que le joint entre les blocs « b » et « c »



Photo 11 - mise en valeur de la non verticalité du mur extérieur, ainsi le joint séparant le bloc « c » du bloc « d »



Photo 12 - décrochement dans le dernier bloc, l'alignement des ouvertures, la différence de niveau entre le décrochement et le reste du bâtiment

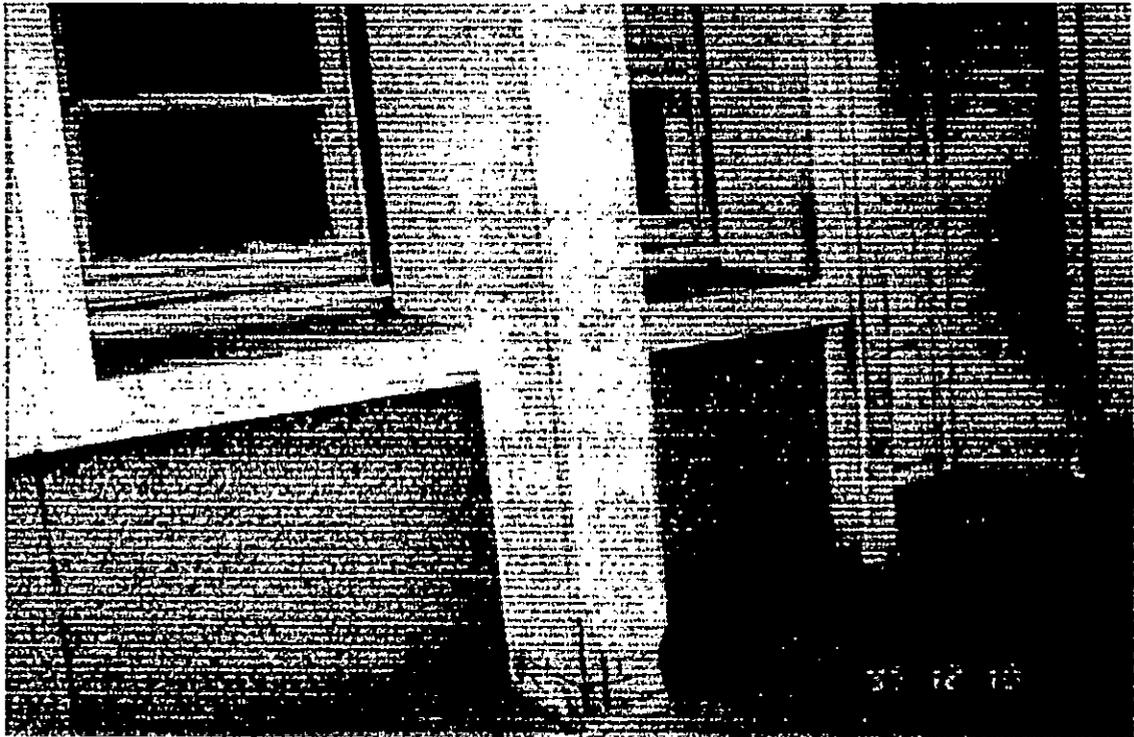


Photo 13 - altération de la base d'un poteau isolé du sous-sol



Photo 14 - altération de la base d'un poteau

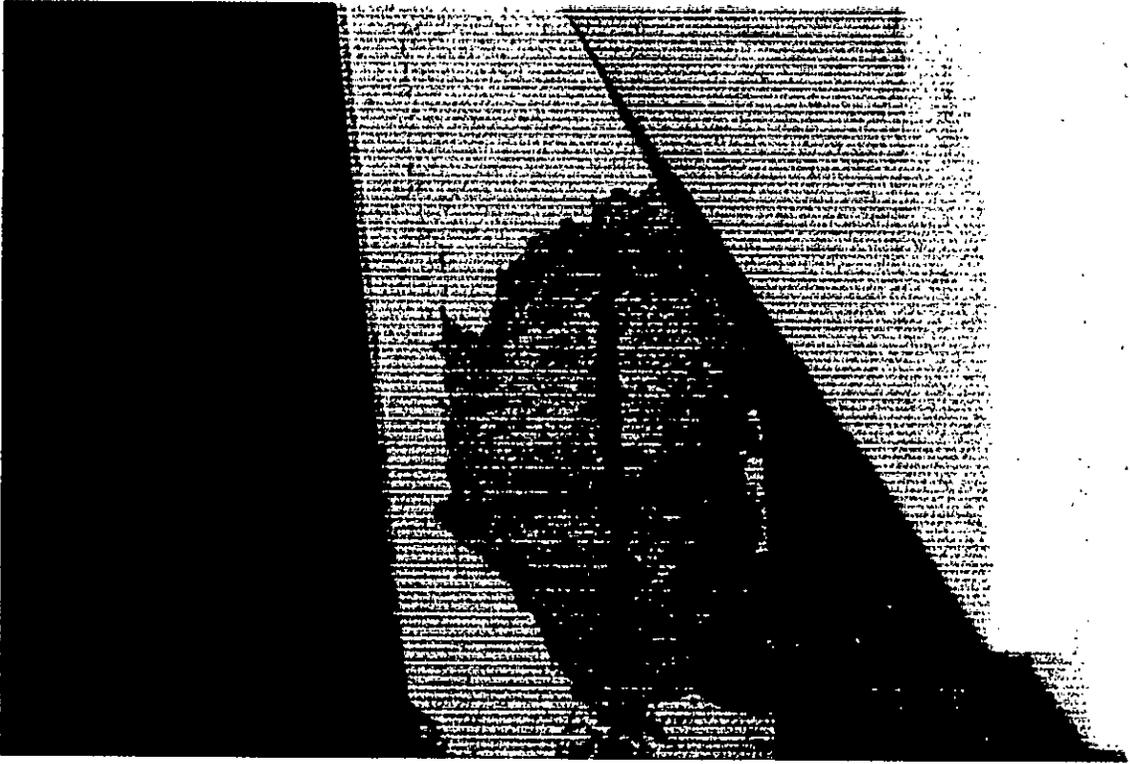


Photo 15 - corrosion des armatures verticales et horizontales d'un poteau