

République Algérienne Démocratique Et Populaire  
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou BekrBelkaid - Tlemcen  
Faculté De Technologie  
Département De Génie Civil



Mémoire pour l'obtention du diplôme de  
Master en Génie civil  
option Ingénierie des structures

INTITULE :

**Etablissement des courbes de vulnérabilité des structures : méthodologie et  
application**

Présenté et soutenu le : 23/06/ 2014

par :

**BOUDAUD Zouheyr**

Mr. BAGHLI Abdellatif.	Président	Univ. Tlemcen
Mr. ZENDAGUI Djawed.	Encadreur	Univ. Tlemcen
Mr. MAACHOU Omar.	Encadreur	Univ. Tlemcen
Mr. GHAZALI Sabah.	Examineur	Univ. Tlemcen
Mr. BENADLA Zahira.	Examineur	Univ. Tlemcen

## **Remerciement**

*Je remercie vivement et chaleureusement Messieurs **MAACHOU Omar** et **ZENDAGUI Djawed**. encadreur de ce mémoire, pour m'avoir soutenu et guidé tout au long de ce mémoire. Je le remercie particulièrement pour la confiance qu'il m'a accordée, pour sa rigueur scientifique, pour sa patience et pour ses conseils judicieux qui ont contribué à la réalisation et à l'accomplissement de ce travail.*

*Je tiens à exprimer mes remerciements à Monsieur **BAGHLI Abdellatif**. Qui m'a fait l'honneur d'accepter la présidence du jury. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.*

*J'exprime mes vifs remerciements à Madame **GHAZALI Sabah** et Madame **BENADLA Zahira** pour avoir accepté de faire partie du jury, montrant ainsi l'intérêt qu'ils portent au sujet de ce travail.*

*A tous, je tiens à exprimer mes sincères remerciements*

# Table de matière

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

## **Chapitre 01 :**

1	Introduction :.....	3
2	Vulnérabilité sismique des Bâtiments .....	3
3	Risque et vulnérabilité sismique .....	4
3.1	Composantes du risque sismique.....	5
3.2	Évaluation du risque sismique .....	6
3.3	Les modèles d'estimation de dommages sismiques .....	6
3.4	Principaux paramètres .....	6
4	Les différentes approches d'évaluation des courbes de vulnérabilité :.....	8
4.1	Courbes de fragilités :.....	8
4.1.1	Notion de base :.....	8
4.2	Approche basée sur l'opinion des experts :.....	8
4.3	Approche empirique :.....	9
4.4	Approche expérimentale :.....	9
4.5	Approche analytique :.....	9
4.6	Approche basé sur les réseaux de neurones : .....	10
5	État de l'art en matière de mise en place des courbes de fragilité.....	11
6	Conclusion :.....	16

## **Chapitre 02 :**

1	Introduction .....	17
2	Description de la méthodologie : .....	17
3	Détaille des étapes :.....	18
3.1	Étape 01 : les données .....	18
3.1.1	Caractéristiques matériaux .....	18
3.1.2	Le code de calcul parasismique :.....	21
3.2	Étape 02 : le model structurel. ....	21
3.2.1	Les actions :.....	21
3.3	Étape 03 : analyses. ....	23
3.3.1	Choix de la méthode d'analyse : .....	23
3.3.2	Approche d'estimation du dommage : .....	25

3.4	Estimation du dommage :.....	28
3.5	Étape 04 : résultats.....	28
3.5.1	Courbes de fragilités.....	28
3.5.2	Estimation des dommages.....	29
4	Conclusion :.....	29

## Chapitre 03 :

1	Introduction :.....	31
2	Pré-dimensionnement des éléments porteurs.....	31
2.1	Pré-dimensionnement des poteaux:.....	31
2.2	Pré-dimensionnement des poutres:.....	31
2.2.1	Les poutres principales:.....	31
2.2.2	Les poutres secondaires:.....	31
2.3	Pré-dimensionnement du plancher :.....	31
2.3.1	Plancher à corps-cieux :.....	32
2.3.2	Plancher à dalle pleine :.....	32
2.4	Pré-dimensionnement des voiles de contreventement:.....	32
3	Descente des charges :.....	32
3.1	Plancher terrasse inaccessible :.....	32
3.2	Plancher étage courant :.....	32
3.3	Descente des charges de la Maçonnerie :.....	32
3.3.1	Maçonnerie intérieure:.....	32
3.3.2	Maçonnerie extérieure:.....	32
3.4	Descente de charge de la dalle pleine :.....	32
4	ETUDE DYNAMIQUE :.....	33
4.1	Modélisation de la structure:.....	33
4.1.1	Combinaison d'action :.....	33
4.2	Choix des méthodes d'estimation des forces sismiques:.....	33
4.3	Détermination de la force sismique totale [V]:.....	33
4.3.1	Coefficient d'accélération [A] :.....	33
4.3.2	Coefficient de comportement de la structure [R]:.....	34
4.3.3	Facteur de qualité [Q]:.....	34
4.3.4	Conditions minimales sur les files de contreventement :.....	34
4.3.5	Facteur de correction d'amortissement [ $\eta$ ] :.....	36

4.3.6	Période $[T_1]$ et $[T_2]$ du site considérée :	36
4.3.7	Poids totale de la structure $[W]$ :	36
4.3.8	Facteur d'amplification dynamique $[D]$ :	36
4.3.9	Estimation de la période fondamentale de la structure:	37
4.3.10	La force sismique statique :	38
4.4	Application de la méthode d'analyse modale spectrale:	38
4.4.1	Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :	38
4.4.2	Vérification de la période :	39
4.4.3	Vérification vis-à-vis des déformations :	39
5	ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX :	41
5.1	Les poteaux :	41
5.1.1	Combinaisons des charges :	41
5.1.2	Résultats des sollicitations des poteaux :	42
5.1.3	Ferraillage des poteaux:	43
5.2	Les poutres :	44
5.2.1	Ferraillage des poutres:	45
5.2.2	Ferraillage des poutres secondaires:	45
6	Les voiles :	47
6.1	Détermination des sollicitations:	47
6.2	Détermination du ferraillage des voiles:	47
6.3	Ferraillages des linteaux :	48
7	Conclusion :	49

## **Chapitre 04 :**

1	Introduction :	50
2	Caractéristiques matériaux :	51
3	Obtention de la courbe de capacité :	51
4	Les différents états de dommage :	52
5	Équivalence entre l'indice de dommage et état de dommage :	58
6	Paramètres de la courbe de fragilité :	59
7	Calcul de probabilités :	60
8	Courbes de vulnérabilité :	61
9	A quoi servent les courbes de vulnérabilité d'une structure :	62

## Liste des Figureures

Figure 1. 1:Les éléments constitutifs du risque sismique.....	5
Figure 1. 2:Principes d'évaluation d'un scénario de risque sismiques (BRGM, 2006). ....	7
Figure 1. 3:Courbes de fragilités .....	8
Figure 2. 1:description de la méthodologie [24]. ....	17
Figure 2. 2:Diagramme déformations-contraintes du béton (B.A.E.L 99). ....	20
Figure 2. 3:Diagramme déformations-contraintes de l'acier (B.A.E.L 99). ....	21
Figure 2. 4: l'origine de la courbe pushover [25].....	23
Figure 2. 5:hypothèse de l'analyse pushover. ....	24
Figure 2. 6:Distribution verticale de la charge latérale [28].....	25
Figure 2. 7:Schéma conceptuel d'estimation de dommages utilisant la méthode du spectre de capacité.....	26
Figure 2. 8 : Courbes de fragilités [31]. ....	29
Figure 3. 1:Spectre de réponse. ....	38
Figure 3. 2: Ferrailage du poteau du RDC (50X50 cm).....	44
Figure 4. 1: vue 3D du bâtiment R+8.....	50
Figure 4. 2: courbe de la capacité dans le sens y-y. ....	51
Figure 4. 3: courbe de la capacité dans le sens X-X. ....	52
Figure 4. 4: état de dommage « aucun dégâts ». ....	53
Figure 4. 5: état de dommage « léger ». ....	54
Figure 4. 6: état de dommage « modéré ». ....	55
Figure 4. 7: état de dommage « important ».....	56
Figure 4. 8: état de dommage « ruine ». ....	57
Figure 4. 9: Courbes de fragilité du bâtiment R+8.....	62
Figure 4. 10:Point de performance du bâtiment R+8 utilisant le spectre RELS Z1 S4. ....	63
Figure 4. 11: Point de performance du bâtiment R+8 utilisant le spectre RELS Z2B S4.....	64
Figure 4. 12: Point de performance du bâtiment R+8 utilisant le spectre RELS Z2A S4.....	65
Figure 4. 13: Point de performance du bâtiment R+8 utilisant le spectre RELS Z3 S4. ....	66

## Liste des tableaux

Tableau 2. 1:Équivalence entre les degrés de dommages et état de dommages (Park et Ang). .....	28
Tableau 3. 1: les sections des poteaux.....	31
Tableau 3. 2:Pénalité en fonction de critère de qualité. ....	35
Tableau 3. 3:Les réactions à la base. ....	35
Tableau 3. 4:Vérification de la résultante des forces sismiques.....	39
Tableau 3. 5: Les déplacements maximaux.....	39
Tableau 3. 6:Les différentes forces horizontales dans les deux sens. ....	41
Tableau 3. 7:Les différents efforts internes.....	42
Tableau 3. 8:Ferrailage longitudinale des poteaux. ....	43
Tableau 3. 9:Ferrailage transversal des poteaux. ....	43
Tableau 3. 10:Ferrailage longitudinal et transversal des poutres principales. ....	45
Tableau 3. 11:Ferrailage longitudinal et transversal des poutres secondaires. ....	46
Tableau 3. 12:Les différentes sollicitations des voiles.....	47
Tableau 4. 1: Caractéristique matériau du bâtiment.....	51
Tableau 4. 2: équivalence entre indice de dommage et état de dommage. ....	59
Tableau 4. 3: Paramètres de la courbe de fragilité .....	59
Tableau 4. 4: Probabilités correspondantes à chaque état de dommage. ....	61
Tableau 4. 5: Probabilité de chaque état de dommage subi par le bâtiment R+8 utilisant le spectre RELS Z1 S4. ....	63
Tableau 4. 6: Probabilité de chaque état de dommage subi par le bâtiment R+8 utilisant le spectre RELS Z2B S4. ....	64
Tableau 4. 7: Probabilité de chaque état de dommage subi par le bâtiment R+8 utilisant le spectre RELS Z2A S4. ....	65
Tableau 4. 8: Probabilité de chaque état de dommage subi par le bâtiment R+8 utilisant le spectre RELS Z3 S4. ....	66

## Introduction générale.

Problématique :

Une structure soumise à un violent séisme est sollicitée au-delà du domaine élastique et se comporte de manière fortement non-linéaire. Du fait du caractère élasto-plastique du béton armé, la dégradation apparaît soit progressivement soit brutalement, en diverses parties de la structure, provoquant ainsi la plastification (ou l'endommagement), d'où s'ensuit une redistribution des efforts. La rigidité globale est modifiée pendant la réponse dynamique et la capacité résistante dépend du comportement de chaque composant de la structure. La dégradation est plus sensible au "déplacement" qu'à "l'effort", car la ruine est plus liée à une atteinte de la limite en déformation qu'au dépassement d'une limite en effort. Par conséquent, l'utilisation de l'analyse linéaire devient insuffisante (voire non économique). Cependant, le recours à une analyse temporelle non-linéaire (complexe à l'échelle d'un bureau d'ingénierie), même si elle semble être la démarche la plus appropriée pour obtenir une réponse suffisamment fine, souffre d'une faiblesse majeure, à savoir la non disponibilité d'un ensemble d'accélérogrammes représentatifs pour le site donné.

Afin de répondre à ces limites, plusieurs approches ont été développées selon Chopra&Goel, telles que la méthode des coefficients de déplacement, ou la méthode du spectre de capacité. L'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages qui consiste, à partir d'un mouvement sismique donné, à estimer le dommage (et son incertitude) sur une structure, une ville ou une région, est un élément clé dans les stratégies de prévention voire de réduction du risque sismique. En fonction de l'échelle d'étude (région, ville,...), plusieurs modèles et méthodologies d'analyse de la vulnérabilité et de réduction du risque sismique ont vu le jour. L'on peut citer HAZUS (FEMA, 1999) et Risk-UE (Risk- UE, 2003). Ils permettent de procéder à une estimation des dommages et des dégâts sur différentes typologies de structures (en maçonnerie, en béton armé, en charpente métallique,...), à travers l'établissement des courbes de vulnérabilité (ou de fragilité).

Méthodologie :

En s'inspirant de ces différentes méthodes, une nouvelle méthode basée sur les concepts de capacité et de performance a émergé. Elle consiste à utiliser la courbe de capacité dans le format «d'accélération-déplacements» pour évaluer directement les courbes de vulnérabilité. Cette procédure combine l'analyse statique non-linéaire ("Pushover") d'un système à plusieurs degrés de liberté, et l'analyse par spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté dans un nouveau format «d'accélération-déplacements». C'est une méthode d'analyse pseudo-statique non-linéaire.

Dans la présente étude qui a pour objet l'évaluation Des courbes de vulnérabilité d'une structure R+8 dimensionne conformément au règles para- sismiques algérienne en vigueur, l'étude est menée en prenant en compte les caractéristiques matériaux et cas de charges décrit au B.A.E.L 91 révisé 99.

Afin d'atteindre cet objectif, le travail est scindé en quatre parties. La première concerne l'obtention de La courbe de capacité par le biais du logiciel SAP 2000 V 14, au premier lieu cette courbe est obtenue au format « force-déplacement » avant de convertir la courbe au format « accélération-déplacement », la deuxième partie porte sur la description des



différentes états de dommage et l'affectation des déplacements spectraux au sommet de la structure a ces états de dommage appropriée, la troisième porte sur le calcul des paramètres de la courbes de fragilité qui sont la moyenne et l'écart type des déplacements spectraux associés aux différents états de dommage, enfin dans la quatrième partie nous avons généré les courbes de vulnérabilité de la structure en question passant par un calcul de probabilité.

La présente mémoire est organisée en quatre chapitres comme suit :

Dans le premier chapitre qui est destiné à une revue bibliographique sur l'importance de l'évaluation de la vulnérabilité sismique sur l'estimation du risque sismique d'un site donnée et la description des différentes approches d'évaluation des courbes de vulnérabilité.

Le deuxième chapitre est destiné à la description de la méthodologie que nous avons choisie pour générer les courbes de fragilité d'une structure R+8 passant par une approche analytique, plus exacte une méthode statique non linéaire.

Le troisième chapitre est consacré au dimensionnement d'une structure R+8 en béton armé.

Le dernier chapitre destiné à l'application de la méthodologie que l'on a décrit au chapitre deux sur la structure en question ainsi la détermination des courbes de fragilité.

## **1 Introduction :**

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments est une des activités les plus appropriées dans l'ingénierie antisismiques ; ceci peut être fait à différents niveaux, s'étendant d'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment simple à la caractérisation rapprochée du comportement des classes des bâtiments pour des analyses de risque urbaines ou régionales.

Chercheurs, ingénieurs, décideurs et d'autres figures impliqués dans la prévision et la gestion de risque savent très bien que la vulnérabilité de construction est la partie du risque sismique selon des actions humaines et par conséquent elle est l'aspect principal quand les hommes peuvent intervenir, afin de réduire le risque. Le seul autre alternative, quand il n'est pas possible de changer l'exposition de bâtiment (comme dans le cas des bâtiments existants) serait une relocalisation des fonctions publiques par la suite accueillies dans les bâtiments, afin d'atténuer le risque sismique pour des personnes.

## **2 Vulnérabilité sismique des Bâtiments**

L'efficacité d'un plan d'urgence ou de réponse à un séisme vient du fait que les bâtiments puissent être capables de résister à un effondrement en cas de secousse. En ce sens, le risque sismique dans une certaine zone est lié au comportement de nos structures.

En général, le risque sismique se caractérise par sa variation dans le temps et dans l'espace, il est fonction non seulement de la zone de sismicité mais aussi de la densité de la population, du niveau du développement économique et des moyens mis en œuvre pour résister à une crise post-sismique. Naturellement, la catastrophe sera d'autant plus grande que le séisme soit plus ou moins proche d'un centre urbain, ou bien que son intensité soit plus ou moins importante, tout comme la densité de la population et le niveau social de la ville. Cela représente donc plusieurs facteurs à considérer.

Les mesures de prévention contre les effets d'un possible désastre sismique doivent être prises en considération de la part des collectivités territoriales ou locales. Ces mesures auraient pour objectif la réduction du risque sismique, et empêcher un impact négatif qu'aurait un tremblement de terre sur le développement économique.

Tous les centres urbains situés dans des zones de sismicité importante sont sujets à de tels risques en cas d'un séisme. La connaissance de ces risques est primordiale à l'heure d'établir un plan d'urgence. C'est pourquoi la vulnérabilité sismique des bâtiments existants joue un rôle important puisque c'est à partir de cette étude que des

mesures et un plan d'urgence pourraient être établis. Une étude de la vulnérabilité sismique des bâtiments doit permettre l'évaluation de la vulnérabilité intrinsèque de la résistance des bâtiments mais aussi doit permettre d'estimer l'impact qu'aurait la dégradation de tel ou tel bâtiment si celui-ci fait parti des bâtiments dits « stratégiques ».

### 3 Risque et vulnérabilité sismique

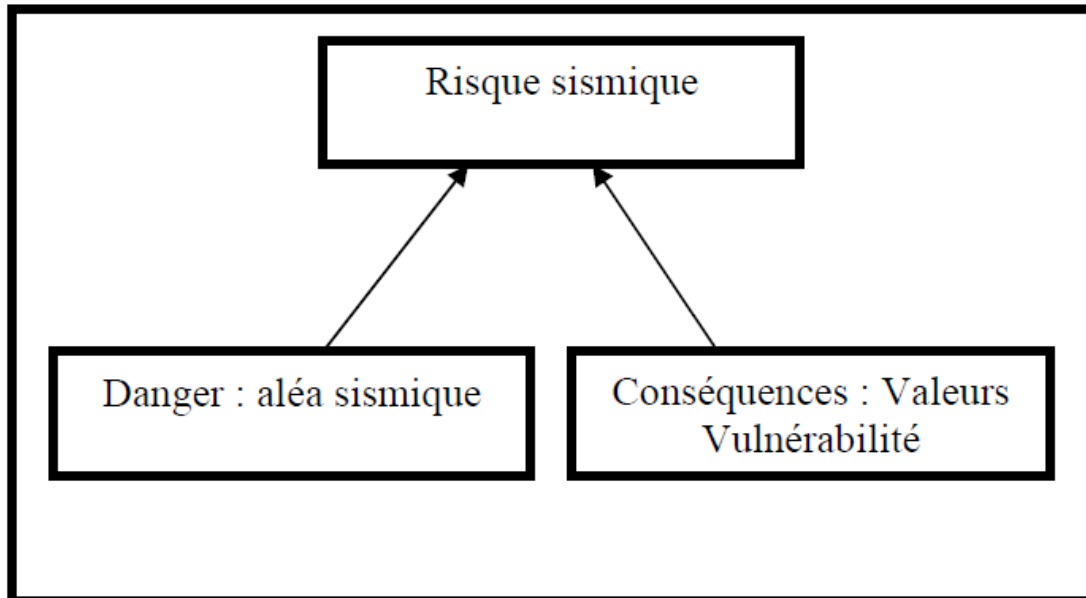
Si l'on se réfère à la terminologie proposée en 1980 par l'UNDRO –Office of the United Nations Disasters Relief Coordinatoor- on entend par *Aléa sismique*, la probabilité d'occurrence d'un évènement en termes d'intensité, au cours d'une période de référence, une secousse sismique atteigne ou dépasse en ce site une certaine valeur. On entend par *Risque sismique* le degré de pertes, de destructions ou de dégâts sur une période de référence (en général un an) sur une région donnée. Les pertes se réfèrent aux vies humaines et aux biens exposés.

On définit la *Vulnérabilité sismique* par le degré d'endommagement pour différents évènements. La vulnérabilité dépend des caractéristiques physiques et géométriques des bâtiments.

Enfin on définit la valeur, le terme représentant la valeur de l'élément exposé. Cette valeur est de nature socio-économique. Dans le cas d'un danger sismique naturel, la valeur exposée au risque est avant tout celle du bâtiment, de leurs occupants, de leurs contenus ainsi que de leurs coûts.

Finalement, le risque peut être exprimé comme le produit de l'aléa sismique (probabilité d'occurrence), de la vulnérabilité (degré d'endommagement) et de la valeur de l'élément exposé.

$$\text{Risque sismique} = \text{Aléa sismique} \times \text{Vulnérabilité sismique} \times \text{Valeurs}$$



**fig 1. 1:** Les éléments constitutifs du risque sismique.

La vulnérabilité représente le comportement intrinsèque de la structure vis-à-vis de la probabilité d'occurrence d'un séisme.

### 3.1 Composantes du risque sismique

Le risque sismique est l'un des risques naturels, il peut être exprimé par la convolution de l'aléa sismique, de la vulnérabilité du bâti, et des pertes matérielles et humaines. Il s'exprime généralement en termes économique et social selon différents scénarios de séismes considérés.

Le risque sismique se caractérise par deux composantes. L'aléa, qui est la probabilité pour un lieu géographique donné d'occurrence d'un événement sismique de caractéristiques données (intensité, magnitude, profondeur focale en particulier) ; les enjeux et leur vulnérabilité (ou fragilité) par rapport au phénomène sismique.

**Les enjeux** représentent la valeur attribuée aux éléments exposés, les éléments exposés rassemblent des bâtiments, de leurs occupants et de leur contenu ainsi que des activités économiques qu'ils abritent. , les infrastructures de transport et d'énergie, les structures vitales et patrimoines susceptibles d'être affectés par un phénomène naturel.

**La vulnérabilité** caractérise la fragilité d'un élément exposé au phénomène naturel. On l'exprime par une relation entre des niveaux de dommages et des niveaux d'agression sismique (courbe de vulnérabilité). On peut distinguer une vulnérabilité structurelle (qui dépend des caractéristiques physiques et géométriques des bâtiments), humaine, fonctionnelle, économique, sociale, On assimile le plus souvent la vulnérabilité à la résistance

ou à l'endommagement d'un type d'enjeux (population, bâtiments...) par rapport à la manifestation d'un phénomène naturel d'une intensité donnée.

### 3.2 Évaluation du risque sismique

Pour évaluer le risque sismique l'approche la plus utilisée consiste à réaliser des scénarios d'évènements sismiques qui permettent la mise en place de plans de gestion et de plans d'action pour réduire le risque sismique.

A partir d'un scénario de risque sismique, il est possible d'estimer le niveau de dommages des différents bâtiments, les préjudices humains en décès et blessés, ainsi que les pertes économiques directes et indirectes.

### 3.3 Les modèles d'estimation de dommages sismiques

Un modèle d'estimation de dommages est un outil utilisé pour évaluer les pertes potentielles dues à la réalisation d'un risque. Pour ce qui est du risque naturel, il existe des modèles concernant les inondations, les tempêtes ou et le risque sismique.

Ils permettent en outre une meilleure quantification des risques qu'ils couvrent et donc une meilleure connaissance de leur exposition.

Sur la base des croisements mathématiques "entre les paramètres caractérisant le phénomène naturel lui-même et les informations concernant les éléments exposés tels que les typologies de bâtiments, les modélisations du risque fournissent ainsi des estimations a priori des dommages potentiels. Le diagramme de fonctionnement des modèles d'estimation de dommages sismiques (MEDS) présente les principaux paramètres intervenant dans ce type de démarches : la définition du risque, la définition des enjeux, le calcul des dommages physiques et le calcul des pertes économiques.

Les résultats fournis par les MEDS intéressent les assureurs et réassureurs et aussi les acteurs locaux et les responsables de la planification et du développement urbain ou régional, les gestionnaires des parcs immobiliers, les responsables de la sécurité civile, protection et secours et les spécialistes parasismiques travaillant sur les normes de protection. Les modèles peuvent être utilisés pour l'analyse des éléments singuliers ou pour des analyses locales, régionales ou globales. Les MEDS permettent une meilleure connaissance des conséquences potentielles associées à différents scénarios d'événements.

En fonction de l'information souhaitée, les analyses effectuées à l'aide d'un MEDS peuvent être groupées en deux catégories principales : l'étude des conséquences des événements déjà réalisés en cas de répétition ou l'étude des conséquences potentielles des événements probables.

### 3.4 Principaux paramètres

Trois types fondamentaux de paramètres interviennent dans la structure d'un MEDS les informations relatives au mouvement du sol ; les informations relatives aux enjeux ; et enfin les informations relatives aux algorithmes d'estimation de dommages.

- Les informations relatives au mouvement du sol.

Cette catégorie d'informations comprend toutes les données liées à la simulation d'un séisme, incluant un large éventail de paramètres : le type du sol, la topographie, le catalogue des failles existantes, le catalogue des séismes, des données accélérométriques, des spectres de réponse, le zonage réglementaire, des relations d'atténuation, les distances épacentrales probables et les effets de site possibles sont tous requis pour une modélisation fiable de l'action sismique. Ces informations sont utilisées dans le calcul de l'aléa probable du site étudié.

- Les informations relatives aux enjeux.

Cette catégorie est représentée par une série d'informations relatives à tous types d'enjeux : Bâtiments, infrastructures de transport et d'énergie, structures vitales et informations démographiques. Diverses classes de structures pour chaque type d'enjeux doivent être définies en fonction de leur comportement parasismique afin de quantifier les effets d'un séisme par groupes homogènes d'éléments exposés.

- Les informations relatives aux algorithmes d'estimation de dommages.

Cette catégorie d'informations est liée aux modèles mathématiques d'estimation de dommages. Les relations entre la sollicitation sismique et les dommages physiques associés ont été développées récemment, dénommées courbes de fragilité ou d'endommagement et qui ont été élaborées sur la base d'extrapolations des données liées aux dommages observés après divers séismes, sur dires d'experts et sur des tests de laboratoire ([1],[2]).

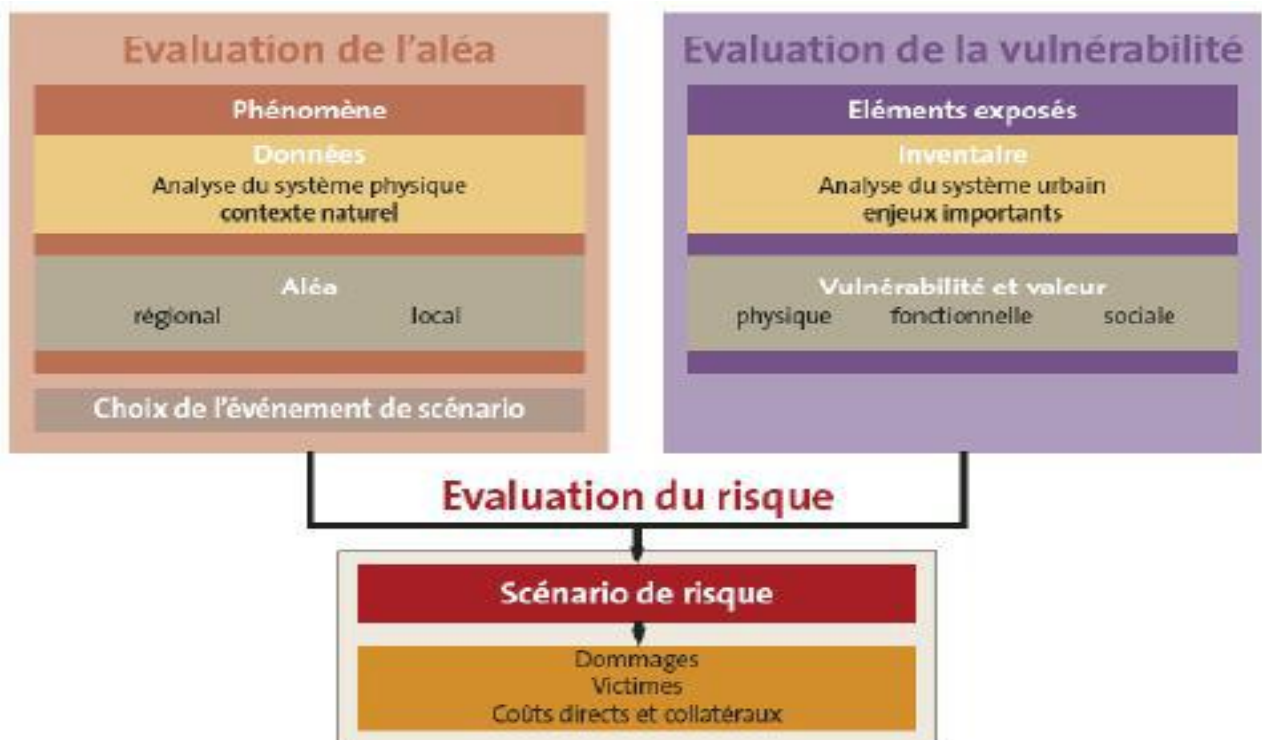


fig 1. 2:Principes d'évaluation d'un scénario de risque sismiques (BRGM, 2006).

## 4 Les différentes approches d'évaluation des courbes de vulnérabilité :

### 4.1 Courbes de fragilités :

#### 4.1.1 Notion de base :

Les courbes de fragilité définissent la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain niveau de dommages, structurels ou non structurels, pour une valeur donnée du déplacement correspondant au point de demande. Les courbes de fragilité expriment donc le déplacement spectral  $S_d$  en fonction de la probabilité d'endommagement. Dans une telle courbe, on dit qu'un pourcentage de bâtiments par rapport au nombre total de bâtiments dans la classe considérée, sont susceptibles de subir un degré d'endommagement donné sous l'action d'un séisme ou d'un déplacement spectral donné.

Ces courbes accompagnées d'inventaires de bâti, permettent une quantification des dommages subis pour un événement sismique.

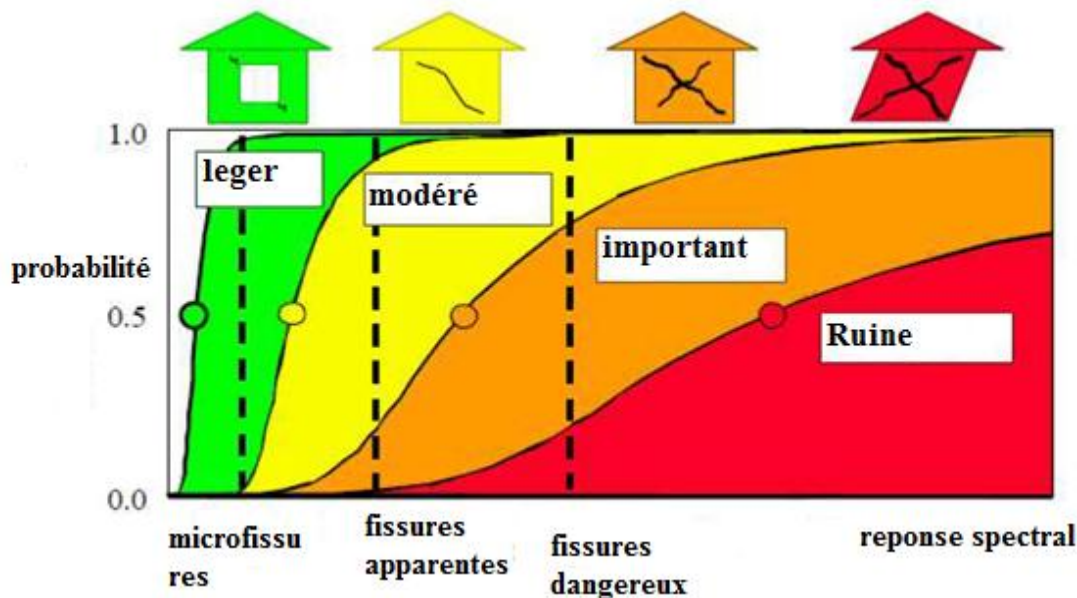


fig 1. 3: Courbes de fragilités [31].

La naissance du terme courbe de vulnérabilité est marquée par le premier effort en 1985 réalisée par ATC (Applied Technology Council), aujourd'hui on compte cinq approches, pour établir les courbes de vulnérabilité on doit passer par l'une de ces approches suivantes :

### 4.2 Approche basée sur l'opinion des experts :

Le premier effort réalisé pour quantifier la vulnérabilité des structures vient de l'organisme ATC (Applied Technology Council), rapport ATC13 [3], Ce rapport a été développé en 1985 par un groupe de 42 experts dans le domaine du génie parasismique, dans une période où les données des enregistrements des séismes ainsi que les données des dommages ont été peu nombreux. Cette vulnérabilité est présentée sous forme d'une matrice de probabilité de dommage qui donne l'état du dommage qui

produit au niveau d'un système en fonction de l'intensité d'un séisme. Les structures étudiées dans ce rapport sont classées en 78 systèmes. Par exemple, les ponts sont classés en fonction de la longueur des traves en deux types ( $L > 152,5\text{m}$  et  $L < 152,5\text{m}$ ). Les résultats obtenus ont été révisés par les experts plusieurs fois jusqu'à l'établissement du rapport finale ATC-13 afin de minimiser les erreurs [3]. En effet, le ATC-13 devient rapidement une référence standard pour l'estimation de la vulnérabilité jusqu'au séisme de Northridge (1994), où les dégâts causés par ce séisme dépassaient les prévisions de ATC-13.

### **4.3 Approche empirique :**

La méthode empirique est l'approche la plus réaliste car elle permet d'estimer les dommages réelles des composants structuraux et non structuraux après un séisme [4]. Cette approche est réaliste du fait qu'elle relie ces données de dommages avec les paramètres d'un séisme (source, magnitude.....); du site (différentes caractéristiques) et des structures endommagées (type de fondation, type de construction, les composantes principales et secondaires ....). Plusieurs chercheurs ont construit les courbes de vulnérabilité empiriques en utilisant des données obtenues à partir d'un enregistrement d'un séisme ou plusieurs séismes tels que Basoz et Kiremidjian (1997) utilisé les séismes de Loma Prieta et Northridge ;Shinozuka et al. (2003) et Elnashai et al.(2004) utilisé les deux séismes de Northridge et Kobe ;Yamazaki et al.(1999)et Shinozuka et al.(2000) considéré que le séisme de Kobe [4]. Cette approche peut servir à calibrer les fonctions de vulnérabilité développées analytiquement ou même expérimentalement [5].

### **4.4 Approche expérimentale :**

Une autre approche peut être utilisée pour estimer la vulnérabilité des structures, c'est la approche expérimentale ; comme son nom l'indique cette approche utilise les résultats tirés des essais réalisés au laboratoires sur des systèmes ou bien des éléments de ces systèmes. Ces essais nous aident à déterminer et mieux comprendre le comportement réel d'une structure sous différentes chargements et par la suite d'établir une relation entre les dégradations produits et les paramètres concernant le type de chargement et la structure. en plus, ce type d'essais est très couteux et on ne peut dans tous les cas faire une application sur une structure réelle avec ses différents éléments. Cette approche est souvent combinée et utilisée avec d'autres approches telles que l'approche analytique.

### **4.5 Approche analytique :**

Paradoxalement à l'approche empirique, l'approche numérique peut être utilisée pour générer les fonctions de vulnérabilité des structures lorsque les données sur les enregistrements de séismes n'existe pas [3], [5], ou lorsque l'expérimentation serait



d'un coût excessif. Les résultats d'analyse sont utilisés pour établir des courbes de vulnérabilité analytique en déterminant la probabilité de dépasser un état de dommage limite spécifié [4] en se basant sur les caractéristiques du système étudié, du site et du modèle de calcul ; ces courbes peuvent être représentées par différents paramètres d'un séisme tels que :PGA,PGV ,PGD, l'intensité et la magnitude Les courbes analytique, calculées a partir de modèle numérique, sont plus précises mais ne s'appliquent qu'a un ouvrage ou un type d'ouvrage [6] L'établissement des courbes de vulnérabilité par l'approche analytique reste la plus intéressante.

#### **4.6 Approche basé sur les réseaux de neurones :**

la dernière approche citée dans la littérature est une approche récemment développée pour l'estimation de la vulnérabilité des structures en se basant sur les réseaux de neurones artificiels [7], cette approche est venue pour résoudre les difficultés liées a la prévision ou bien la détection des éléments endommagées ,l'incertitude sur les données ,insuffisance des résultats obtenues et les erreurs liées a la modélisation cette approche comprend quatre étapes :

- matrice de probabilité de dommage
- Le premier effort
- ATC en 1985 par 42 experts

la première est de constituer une base de données des dommages observées sur les structures lors d'un séisme passé, ensuite il faut choisir l'architecture du réseau de neurones en fixant entre autres le nombre des couches et le nombre de neurone par couche, la troisième étape est la phase de l'apprentissage ou on met en relation une ou plusieurs données avec les résultats observés, l'algorithme d'apprentissage se charge alors d'ajuster les relations entre neurones de façon a faire correspondre les données aux résultats connus, enfin un test de validation est effectué pour prouver l'efficacité du réseau.

Dans ce qui suit, nous allons présenter les différentes études réalisées pour établir les courbes de fragilité des différents systèmes en utilisant les approches citées précédemment.

## 5 État de l'art en matière de mise en place des courbes de fragilité

Plusieurs études ont été menées afin de mettre en place des courbes de fragilité en ce basant sur les cinq approches décrits auparavant, le présent paragraphe va nous permettre de présenter ces études.

**Kiremidjian et Mander (1996) : [8]** ont réalisée une étude d'estimation de dommage en se basant sur des données de dommages des ponts observés après le séisme de Loma Prieta et de Northridge. Cette étude a pour but de mettre en place une relation entre ces données et les caractéristiques de ces ponts, mouvement sismique et le coût de réparation. Tout d'abord, des statistiques sur les caractéristiques des ponts, mouvement sismique et les caractéristiques sont obtenues. Ensuite, les dommages présentes sous forme de courbes de fragilité ont été évaluées en se basant sur des données des dommages empiriques de ces ponts. Enfin, la corrélation entre les deux éléments cités précédemment est obtenue.

**Mander (1998) : [9]** a développé des courbes de fragilité des ponts situés aux États Unis en se basant sur une combinaison d'approches analytique et empirique. Les données utilisées dans ce travail sont obtenues à partir de deux sources : NBI (national building inventory) et USGS (United States Geological Survey). La première source contient les différents ponts construits aux États Unis ainsi que leurs caractéristiques.

Tandis que, la deuxième source représente une base de données des séismes ayant frappé ce pays ainsi que les conditions géologiques et le type de sol, l'approche analytique considérée dans cette étude est appelée la méthode de la capacité spectrale. En plus les paramètres d'estimation pour établir les courbes de fragilité sont obtenus par le biais de cette approche analytique ainsi que l'approche empirique basée sur les données de séisme de Loma Prieta et Northridge.

**Shinozuka (2000) : [10]** a développé des courbes de fragilité empiriquement en utilisant les données du dommage des ponts obtenues après le séisme de Kobe (1995). Les paramètres de la distribution de courbes de fragilité sont évalués en utilisant la méthode de Maximum Likelihood.

**Vinita Saxena (2000) : [11]** a développé analytiquement les courbes de fragilité de sept ponts en se basant sur une approche analytique dynamique. Dans cette étude, cinq états de dommage sont considérés à partir de l'état 1 (pas de dommage) jusqu'à l'état 5 (effondrement total). En plus ces ponts sont supposés soumis à des mouvements sismiques uniformes et différentiels, ces mouvements sismiques différentiels sont présentés en cinq cas :

Effet d'incohérence + effet du passage d'onde + effet du site.

Effet d'incohérence + effet du passage d'onde avec un sol de cohérence moyenne.

Effet d'incohérence + effet du passage d'onde avec un sol de cohérence

Importante.

Mouvement identique avec un sol de cohérence moyenne.

Mouvement identique avec un sol mou.

Les courbes de fragilité des ponts sont établis de trois paramètres sismiques ; accélération maximal, intensité et moyenne quadratique de l'accélération les résultats obtenues montrent que les ponts sont plus vulnérables dans le cas de prise en charge du phénomène de la variabilité spatio temporelle que dans le cas ou le mouvement est identique ceci pour tous les états de dommage. En outre, en se basant sur les critères de comparaison entre les différents paramètres d'un mouvement sismique, les résultats obtenus ont montré que le RMS (moyenne quadratique de l'accélération) représente le meilleur paramètre à utiliser pour établir les courbes de fragilité d'un système.

**Ala et al (2001) :** [12] ont développé une méthode d'estimation de dommage des systemes hydrauliques, tels que les réservoirs en acier et en béton, les tunnels, des conduites et des stations de pompages. Cette méthode est basé sur le programme d'estimation du risque HAZUS et la simulation de monte Carlo. Les différentes aléas prise en considération sont : les séismes, la liquéfaction et le glissement de terrain, ces dommages sont exprimés en fonction des paramètres de ces systèmes hydrauliques tels que ; le diamètre, la hauteur, épaisseur des parois, les matériaux, le type de fluide et l'ancrage.

**Markotike Schotanus (2002) :** [13] a développé des courbes de fragilité des structures en béton armé en utilisant une approche analytique appelée méthode « response surface approach ». Cette méthode consiste tout d'abord à donner un modèle réaliste des mouvements sismiques. Ensuite, un modèle probabiliste est proposé pour modéliser les paramètres mécaniques et la capacité de structures. Enfin la procédure appelée SORM est utilisé pour obtenir les courbes de fragilité du système une fois ces courbes évaluées, une analyse statique est faite afin de savoir l'exactitude ou bien la précision des résultats obtenus par cette approche.

Il faut mentionner à la fin que cette approche n'est pas limites à une classe spécifique des structures ou des systemes ou une représentation particulière des données.

**Simon David Glaister (2002) :** [14] a évalué des courbes de vulnérabilité des structures en utilisant une approche analytique appelée « displacement based ». Cette méthode permet de déterminer en premier lieu la performance des structures sous chargement sismique. Cette performance est utilisée en second lieu pour développer

les courbes de fragilité. Cette approche représente le mouvement sismique par un paramètre qui est connue d'avoir une meilleur corrélation avec les dommages et prendre en plus en considération les caractéristiques dynamiques des différentes structures.

**Omar Maachou (2004) : [15]** il a développé des courbes de fragilité des trois ponts passant par l'approche analytique ou il a utilisé ; la méthode de Park et Ang basée essentiellement sur la détermination d'un facteur appelé l'indice de dommage en fonction des paramètres obtenus par une analyse statique et dynamique. La méthode de la capacité spectrale basée essentiellement sur le principe de l'évaluation de la performance d'un pont obtenue par une procédure simple appelé « analyse pushover ». Enfin il a effectué une étude comparative entre les résultats obtenus par le biais des deux méthodes, cette étude montre que la méthode statique équivalente donne des résultats similaires à ceux de la méthode dynamique dans le cas des ponts 1et3. Tandis que, pour le pont 2 les résultats sont différents, il a conclu que cette étude montre que l'utilisation de deux paramètres différents qui représente un état de dommage ainsi que des différents séismes donnent des résultats différents.

**Garcia Jean-françois (2007) : [22]** il a appliqué son méthode sur plusieurs structures de la région niçoise en France, cette méthode faite intervenir ; la typologie du bâtiment (étape1), une analyse visuelle de la structure (étape 2) et l'aspect réglementaire (étape 3). Douze bâtiments de la région niçoise ont été analysés avec cette méthode, les résultats montrent que dans l'ensemble les bâtiments présentent une présomption de vulnérabilité au séisme moyenne, quelques uns ne présentent pas de dangers particuliers, mais ils se détachent 2/3 bâtiments dont l'étude dynamique devrait être préconisée car ils ont un indice de vulnérabilité proche de la moyenne voire supérieur (un bâtiment obtient un indice critique de 0,74, une partie de la structure repose sur des appuis critiques à renforcer). A partir d'un indice de 0,5 il serait préférable d'approfondir l'étude pour mieux étudier le comportement dynamique de la structure.

### **M,hamsas,S,M,Elachachi (2009) ; [16]**

Ont effectué une étude en intéressant à une seule typologie des structures, celle des ouvrages quasi-symétriques à murs porteurs (voiles) en béton armé. L'approche utilisée pour l'estimation des dommages repose sur la méthode de capacité spectrale. Une stratégie de modélisation simplifiée basée sur la notion de macroélément a été élaborée et validée sur la base des résultats Expérimentaux [16]. La structure est discrétisée en un ensemble de macroéléments, chaque macroélément étant représentatif d'un niveau de la structure. Le mur voile considéré est issu d'un bâtiment prototype (à l'échelle 1/4) conçu suivant le code américain [17]; sa forme géométrique est de section rectangulaire, de hauteur 3,66 m, d'épaisseur 0,102 m et de largeur 1,22 m. Il

est composé de 8 macroéléments, chaque macroélément possède huit sous-éléments uni axiaux répartis sur la largeur. La procédure suivie pour obtenir les courbes de vulnérabilité à partir

De simulations de Monte-Carlo. Les résultats obtenus montrent qu'il est possible de déterminer la probabilité d'endommagement d'un type de bâtiments donné, en fonction des quatre niveaux de dommages. Ainsi, pour un déplacement subi de  $X$  cm par le type de structure, nous pouvons quantifier les probabilités d'avoir respectivement P1% d'endommagement de niveau 1 (dommages légers), P2% d'endommagement du niveau 2 (dommages modérés), P3% d'endommagement du niveau 3 (dommages importants), P4% d'endommagement du niveau 4 (dommages très importants allant jusqu'à la ruine). Ainsi par exemple, pour un déplacement spectral de 6 cm, les probabilités que la structure se trouve au niveau 1, 2, 3 ou 4 sont respectivement de 100%, 95%, 47% et 12%.

### **C. MICHEL, P. GUÉGUEN AND M. CAUSSE (2011) : [18]**

Ont établi les courbes de fragilité considérant que l'état de dommage léger en se basant sur les paramètres modal expérimental, plus loin, les fréquences, modes de vibration et amortissement issues de l'expérience des vibrations ambiante. Deux méthodologies ont été proposées dans cette étude ; 1) utilisant un système à plusieurs degrés de liberté, 2) un système à un seul degré de liberté considérant le mode fondamental de vibration. Ces deux méthodes ont été appliquées sur 60 structures de la cité de Grenoble, où les courbes de fragilité ont été développées de l'un et l'autre, les structures en maçonnerie et en béton armé.

Les méthodes développées dans cette étude aident à améliorer l'établissement des courbes de vulnérabilité par la réduction des incertitudes épistémiques dues aux manques des connaissances concernant le modèle des structures, ils ont aussi été utilisées pour ajuster le modèle à la réalité sur terrain, ils ont conclu que en introduisant le modèle modal expérimental des structures peut s'améliorer l'évaluation du risque sismique à l'échelle globale (villes, régions.....) et à l'échelle locale (structure) pour le premier état de dommage (slight damage).

### **Mouzzoun et al. (2012) : [19]**

Ils ont établi les courbes de fragilité appliquant la méthode « push over » sur la structure suivante : Le bâtiment étudié est un bâtiment en béton armé [20], à usage d'habitation, composé d'un rez de chaussée plus cinq étages. La structure résistante est composée de dalle pleine d'épaisseur, 12 cm les poutres principales sont de section (25x30), tandis que les poteaux sont de section (30x30) cm, la hauteur de chaque niveau est de 3m. Le bâtiment est situé en zone sismique 3, implanté sur un sol type

S<sub>2</sub>, le béton utilisé est un béton de résistance 25Mpa, l'acier HA500, le ferrailage des poutres est (4φ16 ferrailage supérieur et inférieur), le ferrailage des poteaux est (8φ16). Le bâtiment est dimensionné selon le règlement parasismique marocain [21]. Il a conclu, qu'il y a une probabilité de 30% que le bâtiment atteigne un état d'endommagement SLIGHT dans la direction X-X, et une probabilité de 31% d'atteindre ce même état d'endommagement dans la direction Y-Y, alors que la probabilité d'atteindre un état d'endommagement type modéré est tellement faible 0,06% dans les deux directions, cette forme de résultats est interprétée habituellement sous la forme suivante : « 30% du total des bâtiments de type C1M-HC sont susceptibles de présenter des dommages légers »[19].

**Swagata Banerjee, Chao Chi (2013) :** [23] dans ce travail expérimental un Framework a été proposé, ce dernier a été validé par le développement des courbes de fragilité des états dépendants d'un pont à deux travées en béton armé, ces courbes de fragilité ont été développées en passant par la mesure de vibration, cette expérience a été effectuée à l'université de Nevada, ils ont utilisé trois tables vibrantes chaque une supporte une pile, durant l'expérience le pont a été exposé à six signaux (PGA) différents ; T12, T13, T14, T15, T17 et T18 de plus faible au plus fort après chaque test la vulnérabilité et la fiabilité du pont a été estimée .

Pour évaluer le dommage ils ont considéré la ductilité en rotation comme indice de dommage, les courbes de fragilité des six signaux susmentionnées montrent que la vulnérabilité du pont augmente au fur et à mesure que le PGA augmente la fiabilité et proportionnellement inverse avec la vulnérabilité. Enfin ils ont conclu que L'approche proposée peut être employée pour développer des courbes de fragilité de n'importe quel pont réel à son état actuel et prévoir son fiabilité

Devant des futurs événements sismiques, Une telle prévision de fiabilité structurale est essentielle pour l'évaluation de risque des structures ou des systèmes civils d'infrastructure sous des événements extrêmes régionaux.

**P.G. Asteris, M.P. Chronopoulos, C.Z. Chrysostomou, H. Varum, V. Plevris , N. Kyriakides , V. Silva (2014) :** [24] ils ont développé toute une méthodologie pour l'évaluation de la vulnérabilité des systèmes structurels en maçonnerie notamment les monuments historiques ceux qui ont été construits en maçonnerie, visant à déterminer leurs faiblesses et les réparer, la méthodologie qui a été développée dans cette étude basée essentiellement sur les principes et recommandations de l'ICOMOS qui compte 8 étapes ; les documents historiques et expérimental, caractéristiques des matériaux, le

model structurel, actions, analyses, évaluation des critères de dommage, Réparation et/ou renforcement et ré analyser et enfin sortir avec un rapport explicatif. Cette méthode a été appliqué sur des différents structures en maçonnerie situant au trois pays ; la GREECE, Portugal et CYPRUS, les résultats de l'analyse numériques sont obtenus par le biais du programme SAP2000 v14 passant par un model élément fini 3D.ils ont conclu que ;

- Dans le cas des dommages sévères, l'utilisation des techniques d'intervention (réparation) modernes a titre d'exemple l'utilisation des matériaux innovantes (amortisseurs linéaire), appliqué dans le cas des structures réparés en CYPRUS mène a une réduction importante de la vulnérabilité sismique comparé aux techniques d'adaptation ultérieure (traditionnel) appliqués pour les deux autres cas d'étude.

## **6 Conclusion :**

Les courbes de vulnérabilité représentent l'élément clé dans l'évaluation du risque sismique urbain ou régional, cette vulnérabilité peut être évaluée par différentes approches.

Pour la suite de notre travail nous avons choisi une approche analytique qui sera détaillé dans le chapitre suivant.

## 1 Introduction

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtis existants par la méthode statique linéaire, conduit souvent à l'éloignement de la réalité physique dans un sens défavorable. Pour approcher de plus près le comportement réel, il faut prendre en compte de manière plus fine le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire, et pour cela elle est apparue ces dernières années une nouvelle méthode de plus en plus utilisée, cette méthode dite méthode de capacité spectrale ATC 40 basé sur l'analyse statique non linéaire "pushover".

## 2 Description de la méthodologie :

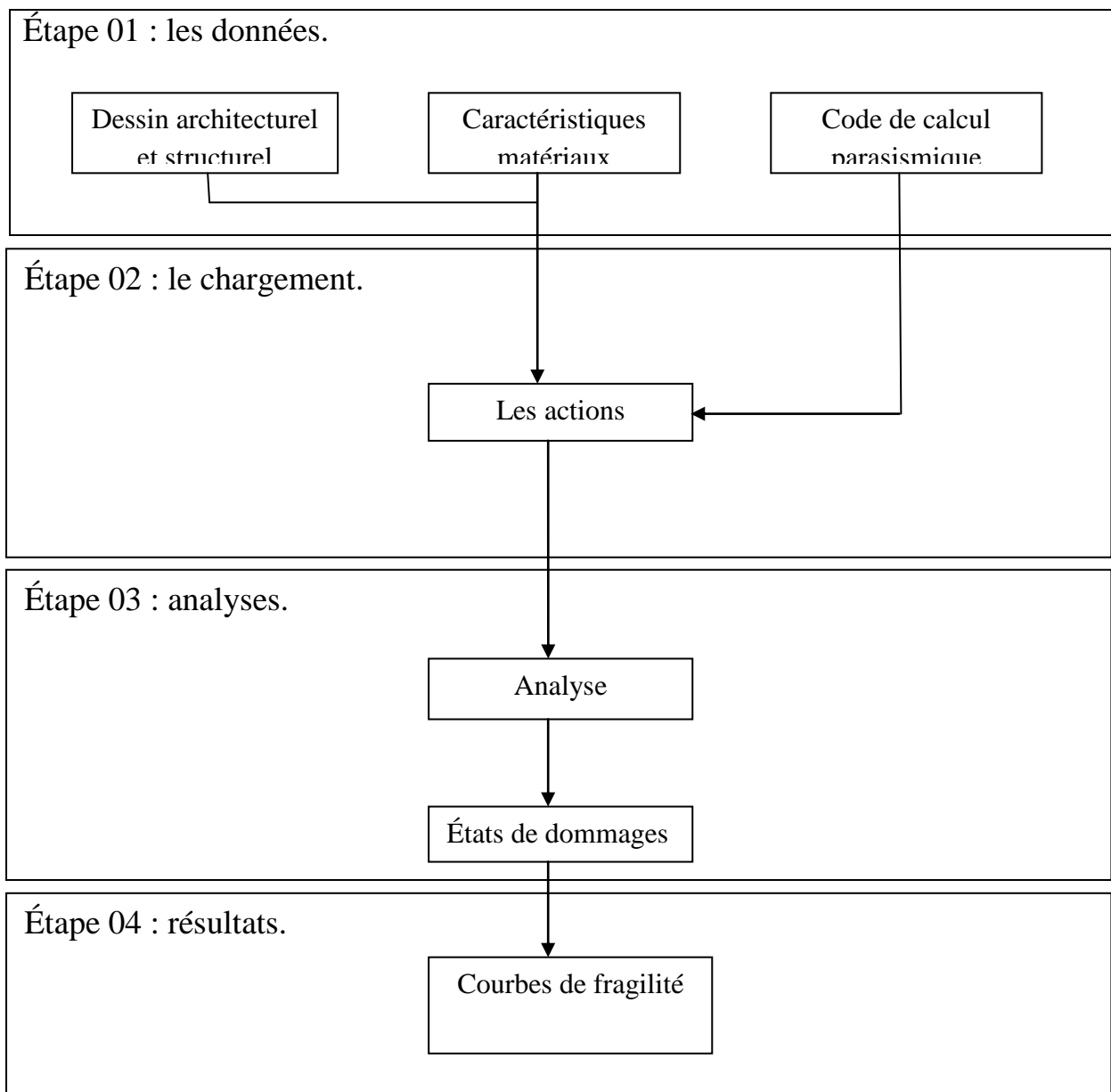


fig 2. 1: description de la méthodologie [24].



### 3 Détail des étapes :

#### 3.1 Étape 01 : les données

##### 3.1.1 Caractéristiques matériaux

###### 3.1.1.1 Résistance du béton :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée  $f_{c28}$ , est choisie a priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Les cas non courants sont ceux pour lesquels la vitesse de durcissement du béton s'écarte sensiblement des valeurs les plus usuelles, par exemple en cas d'emploi de ciment alumineux ou de recours à un traitement thermique. Il est alors nécessaire de préciser les résistances à différents âges avant et après 28 jours, les éprouvettes étant soumises aux mêmes températures que le béton de l'ouvrage.

- Les modalités du contrôle doivent être fixées compte tenu de l'importance de la structure et des conséquences économiques et humaines d'une défaillance éventuelle.

Pour le choix de la résistance caractéristique requise, on peut s'inspirer des résultats statistiques antérieurs obtenus sur des chantiers comparables.

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de  $j$  jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour considéré.

On peut admettre que pour  $j \leq 28$  la résistance  $f_{cj}$  des bétons non traités thermiquement suivent approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \quad (2.1)$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa} \quad (2.2)$$

###### 3.1.1.2 Déformations longitudinales du béton

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de  $j$  jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \quad (2.3)$$

La formule donnant  $E_{ij}$  n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier ; elle n'est pas applicable pour les justifications de l'article A.4.4 Du (B.A.E.L) qui donne à ce sujet des règles particulières.

Si on exprime les résistances en bars, la formule devient environ :

$$E_{ij} = 51000 f_{cj}^{1/3} \quad (2.4)$$

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

Dans les cas où les règles simplifiées données ici paraîtraient insuffisantes ou incomplètes, il conviendrait de se reporter aux règles du béton précontraint.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Cette règle revient à considérer un module de déformation différée  $E_{vj}$  à  $j$  jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage). Si on exprime les résistances en MPa (ou N/mm<sup>2</sup>), ce module est donné par la formule : Si les résistances sont exprimées en bars, la formule devient :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \quad (2.5)$$

Si les résistances sont exprimées en bars, la formule devient :

$$E_{vj} = 17000 f_{cj}^{1/3} \quad (2.6)$$

### 3.1.1.3 Diagramme déformations-contraintes :

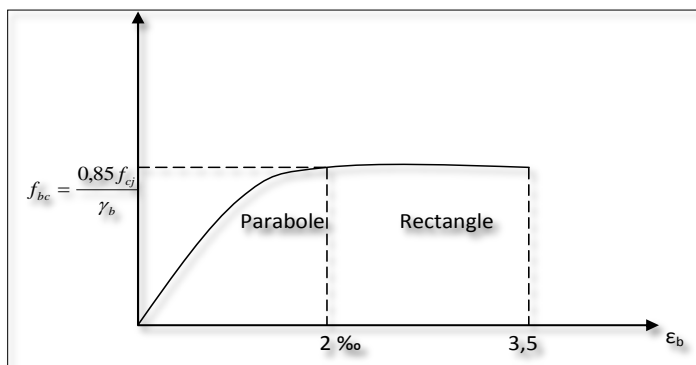


fig 2. 2:Diagramme déformations-contraintes du béton (B.A.E.L 99).

### 3.1.1.4 Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson du béton est pris égal à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations et à 0,2 pour le calcul des déformations.

### 3.1.1.5 Prescriptions générales de l'aciers :

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

Les textes actuellement en vigueur sont le titre I du fascicule 4 (et les textes qui s'y réfèrent) pour les marchés publics de travaux, l'article B.1.2 Du (B.A.E.L) pour les bâtiments courants. Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie, désignée par  $f_e$ .

Cette valeur, ainsi que le diagramme de l'article qui suit, sont introduits dans les calculs compte tenu du coefficient  $\gamma_s$  défini en A.4.3,2 Du (B.A.E.L).

Dans ce qui suit, le module d'élasticité longitudinale de l'acier  $E_s$  est pris égal à 200 000 N/mm<sup>2</sup> (ou encore 2 000 000 bars).

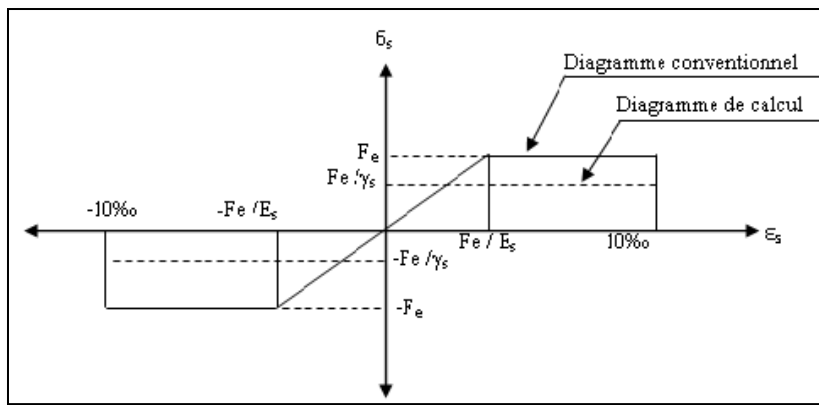
### 3.1.1.6 Diagramme déformations-contraintes :

Le diagramme déformations ( $\epsilon_s$ ) contraintes ( $\sigma_s$ ) à considérer pour l'application de l'article A.4.3 Du (B.A.E.L), est conventionnellement défini ci-dessous.

L'attention est attirée sur le fait que la ductilité se caractérise par la valeur garantie de l'allongement uniformément réparti  $A_{gt}$ .

Cette valeur est fixée à 5 % pour les aciers de catégorie 3 de la norme NF A 35-016 et prise conventionnellement égale à 2 % pour les treillis soudés.

Il est cependant loisible d'utiliser une forme de courbe se rapprochant du diagramme réel de l'acier employé à condition de se référer à la valeur garantie de la limite d'élasticité  $f_e$  et de contrôler la résistance prise en compte pour l'allongement de 10 ‰.



**fig 2. 3:**Diagramme déformations-contraintes de l'acier (B.A.E.L 99).

Il convient en particulier de vérifier que l'augmentation escomptée de la résistance entre la limite élastique et la valeur correspondant à l'allongement de 10 ‰ est effectivement obtenue.

### 3.1.2 Le code de calcul parasismique :

Le document technique réglementaire RPA 99 révisé 2003 fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.

Le RPA 99 révisé 2003 visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- d'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquates pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Pour certains ouvrages importants, la protection visée est encore plus sévère puisqu'il faudra que l'ouvrage puisse demeurer opérationnel immédiatement après un séisme majeur.

## 3.2 Étape 02 : le model structurel.

### 3.2.1 Les actions :

Il est rappelé que les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.) et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.).

#### 3.2.1.1 Actions permanentes

Les actions permanentes comprennent notamment le poids propre de la structure, celui des équipements fixes de toute nature (par exemple cloisons des bâtiments), les efforts (poids, poussées, pressions) dus à des terres ou liquides dont les niveaux varient peu, les efforts dus aux déformations imposées en permanence à la construction.

En dehors du cas visé en A.3.1,22 Du (B.A.E.L), ci-après, les actions permanentes sont introduites dans les calculs avec leurs valeurs les plus probables (ou moyennes) ; à cet effet, les volumes sont évalués d'après les dimensions prévues sur les dessins d'exécution.

Sauf circonstances spéciales, la masse volumique du béton armé est prise égale à 2,5 t/m<sup>3</sup>.

Ces circonstances spéciales peuvent se présenter lorsqu'il est fait usage de granulats de forte ou faible densité, ou pour des pièces contenant une proportion d'armatures particulièrement forte ou faible.

Lorsqu'une action permanente est susceptible de subir des écarts sensibles par rapport à sa valeur moyenne, il convient d'en tenir compte en introduisant dans les calculs la valeur escomptée la plus défavorable (maximale ou minimale) eu égard au cas considéré.

Des exemples sont donnés en commentaires de l'article 4.1. Du (B.A.E.L), des Directives Communes

79, auxquelles il convient de se reporter. Ces exemples concernent notamment la masse volumique, les parois minces, les chapes et revêtements de chaussée, les canalisations, les cloisons des bâtiments, les niveaux des liquides, les poussées des ter

### 3.2.1.2 Charges d'exploitation

Les valeurs représentatives sont fixées en fonction de leur fréquence, leur durée d'application et la nature des combinaisons dans lesquelles elles interviennent. Ces valeurs peuvent être :

- la valeur nominale de l'action considérée désignée par  $Q_i$  ;
- la valeur de combinaison  $\psi_{0i} Q_i$  ;
- la valeur fréquente  $\psi_{1i} Q_i$  ;
- la valeur quasi-permanente  $\psi_{2i} Q_i$ .

Les coefficients  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  et  $\psi_2$  sont fixés par les textes en vigueur ou par les documents particuliers du marché.

A titre transitoire les valeurs des coefficients  $\psi$  sont précisées dans l'annexe D Du (B.A.E.L).

Le coefficient  $\psi_0$  intervient dans les combinaisons fondamentales (état limite ultime) et dans les combinaisons rares (état limite de service).

Le coefficient  $\psi_1$  intervient dans les combinaisons accidentelles.

Le coefficient  $\psi_2$  intervient dans les combinaisons accidentelles et pour la vérification de la stabilité de forme.

### 3.2.1.3 Charges appliquées en cours d'exécution

Il est tenu compte des charges appliquées en cours d'exécution en distinguant :

- les charges peu variables (présentant un caractère permanent durant la phase d'exécution considérée) et connues de façon relativement précise, qui sont introduites dans les calculs avec les mêmes modalités que les charges permanentes.

Les valeurs introduites dans les calculs tiennent compte des effets dynamiques éventuels et des emplacements réels possibles des charges.

- les autres charges, dont on évalue les valeurs extrêmes à partir de ce qui est raisonnablement envisageable, et qui sont introduites avec les mêmes modalités que les charges d'exploitation.

Font partie de cette catégorie les charges pouvant varier ou se déplacer au cours d'une même phase de travaux.

### 3.2.1.4 Actions accidentelles

Les actions accidentelles ne sont à considérer que si des documents d'ordre public ou le marché le prévoient.

Comme exemples d'actions accidentelles, on peut citer les séismes, explosions, incendies, chocs de véhicules ou bateaux sur les appuis des ponts. Pour les séismes, il y a lieu actuellement de se reporter au DTU P 06-003 (Règles parasismiques 69 complétées en 1982).

A défaut de textes réglementaires, il appartient au marché de fixer les valeurs représentatives de ces actions.

### 3.3 Étape 03 : analyses.

#### 3.3.1 Choix de la méthode d'analyse :

La méthode qui a été choisie est une méthode statique non linéaire dite « pushover ».

##### 3.3.1.1 Origine de la méthode pushover

Pour dessiner les courbes de capacité de n'importe quelle structure ou élément d'une structure il suffit d'imposer un déplacement au sommet et enregistrer l'effort tranchant à la base comme elle montre la figure suivante :

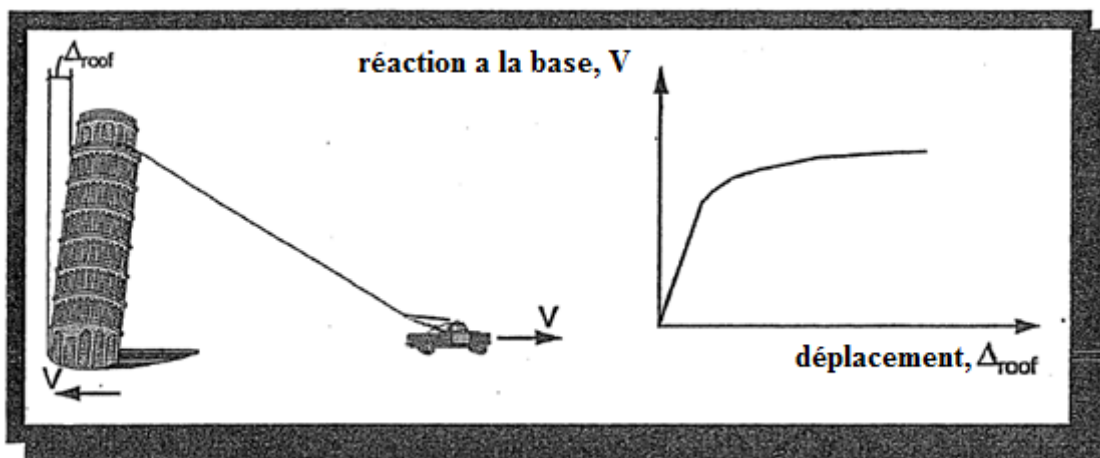


fig 2. 4: l'origine de la courbe pushover [25].

##### 3.3.1.2 Hypothèse de l'analyse pushover :

L'analyse statique non linéaire "Pushover" est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure MDOF (multi-degree of freedom) qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent SDOF (single degree of freedom), (figure 2.4) et ce dernier fondamentalement contrôlé par un seul mode de vibration et la forme de ce mode reste constante pendant la durée du séisme [26].

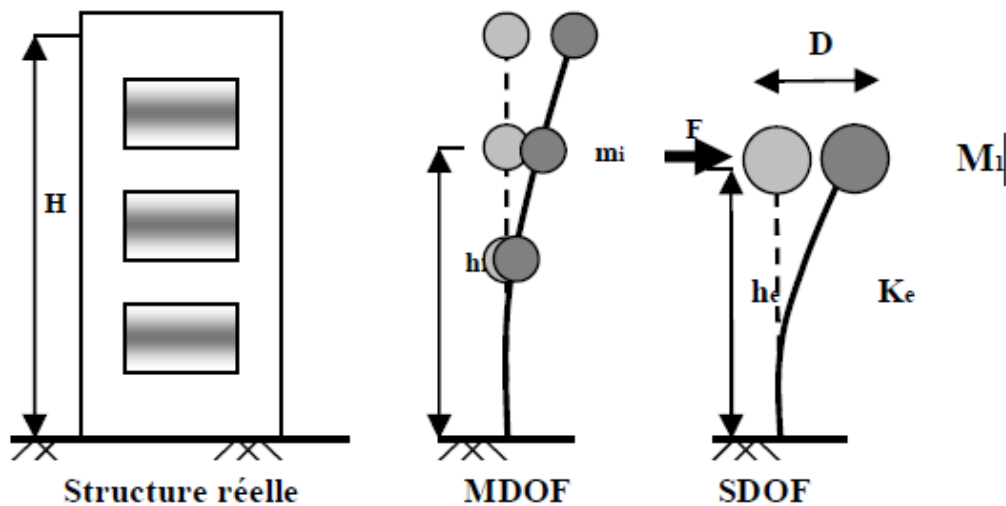


fig 2. 5:hypothèse de l'analyse pushover.

### 3.3.1.3 Distribution de la force latérale

La distribution de la force latérale est un sujet qui diffère de par ses principes dans les codes de calculs (FEMA 273, EC08), pour l'analyse statique non linéaire qui se base sur la relation demande-capacité, la distribution de la force dépend de l'inertie massique et du passage vers un système à un degré de liberté [27].

Dans le code FEMA 273, la force latérale est décrite comme suit :

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \tag{2.7}$$

Avec :

$$k = \begin{cases} 1 & \text{pour } T \leq 0.5 \\ 2 & \text{pour } T \geq 0.5 \end{cases}$$

Une approximation linéaire sera faite pour les valeurs intermédiaires de T.

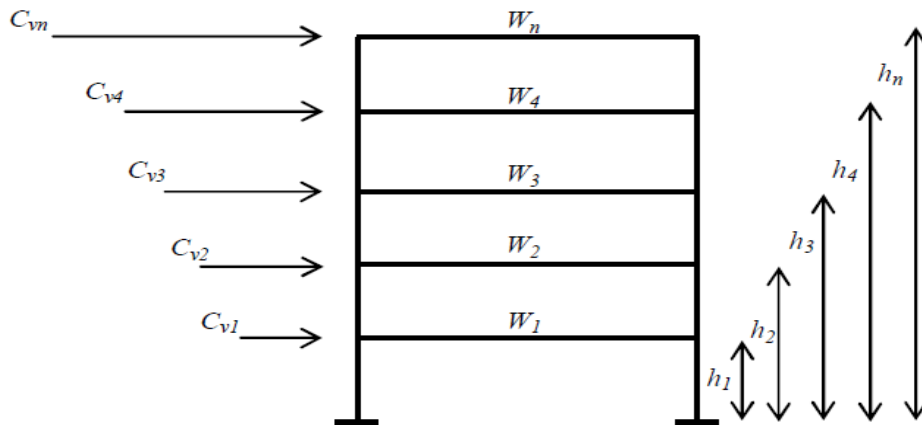
$C_{vx}$  : La force latérale.

$W_i$  : fraction du poids total de la structure assignée au niveau  $i$ .

$W_x$  : fraction du poids total de la structure assignée au niveau  $x$ .

$h_i$  : hauteur de la base jusqu'au niveau  $i$ .

$h_x$  : hauteur de la base jusqu'au niveau  $x$ .

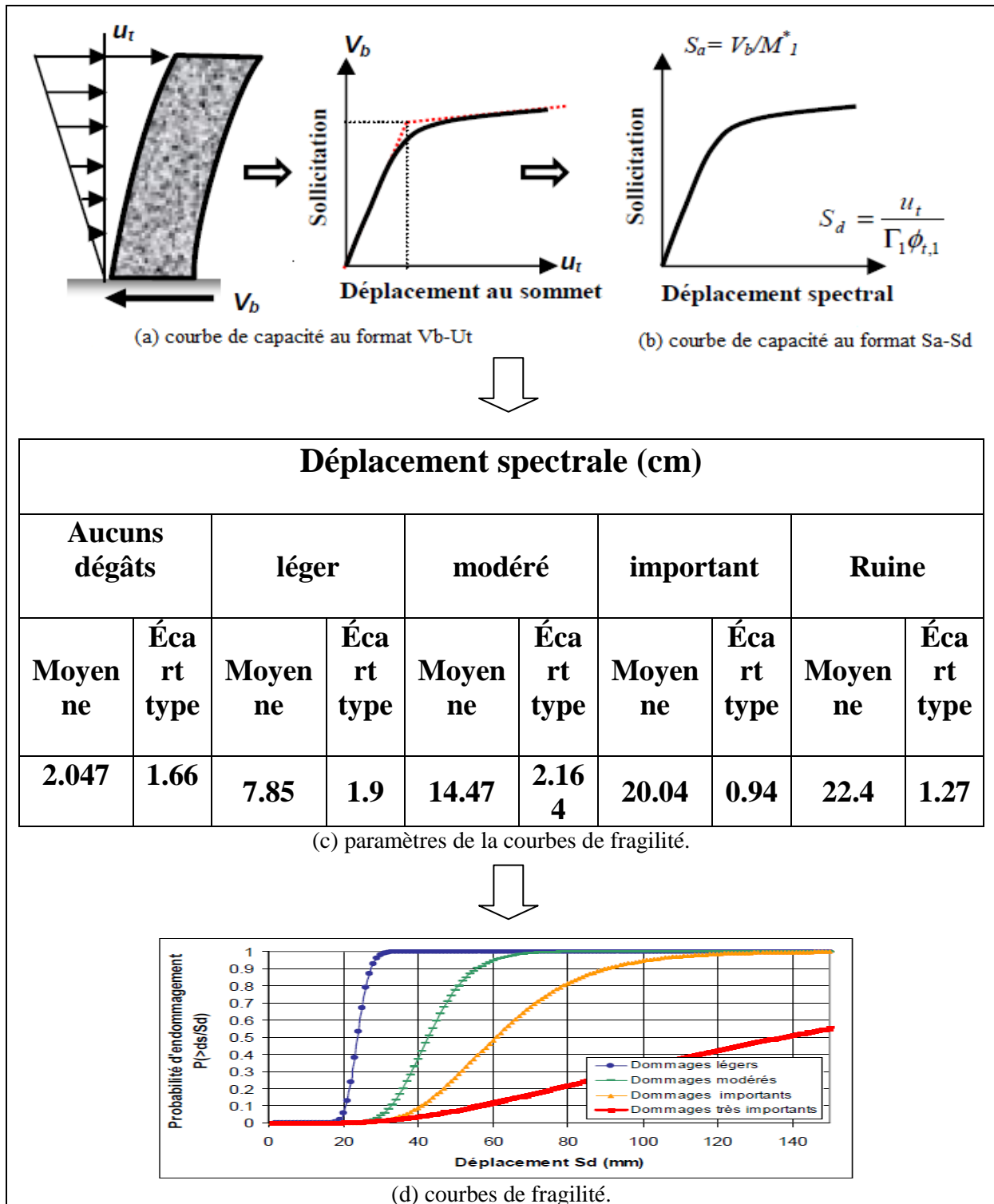


**fig 2. 6:**Distribution verticale de la charge latérale [28].

### 3.3.2 Approche d'estimation du dommage :

L'approche utilisée pour l'estimation des dommages repose sur la méthode de capacité spectrale. Elle se décompose en trois étapes principales (Fig.2.7): la définition de la courbe de capacité (Fig.2.7.a.b), le calcul des paramètres de la courbe de fragilité (Fig.2.7.c) et la détermination des courbes de fragilité (Fig.2.7.d) pour estimer l'endommagement produit par un séisme donné [29], [30].





**fig 2. 7:** Schéma conceptuel d'estimation de dommages utilisant la méthode du spectre de capacité.

La première étape consiste à déterminer et reproduire le comportement global d'une structure en poussée progressive. La forme des actions sismiques appliquées à la structure est en règle générale, triangulaire ou trapézoïdale, d'intensité proportionnelle aux premiers modes propres de la structure. Les coefficients de proportionnalité étant simplement les masses de chacun des niveaux et consiste à transformer à la fois l'effort tranchant à la base en termes de

déplacement spectral  $Sd$  et le déplacement au sommet en termes d'accélération spectrale  $Sa$ . En réalité, ces valeurs spectrales définissent la capacité de la structure dans le plan ( $Sa-Sd$ ), avec ( $Sd$ ) le maximum en déplacement de la réponse du modèle à un degré de liberté équivalent qui reproduit le mode désiré, généralement le mode fondamental de vibration de la structure, et ( $Sa$ ) le maximum en accélération de la réponse de ce même modèle. Pour simplifier, l'obtention des courbes de capacité consiste, en deux changements de variables, la force sismique  $F$  (effort tranchant à la base  $Vb$ ) de la structure dans le premier mode est transformée en accélération spectrale du modèle équivalent ( $Sa$ ) et le déplacement réel au niveau du toit  $u_N$  (déplacement du niveau  $N$ , la structure possédant  $N$  niveaux) est transformé en déplacement spectral du modèle équivalent ( $Sd$ ) par les relations suivantes:

$$Sa = \frac{F}{M_1^*} \quad (2.8) \quad Sd = \frac{u_N}{\Gamma_1 \phi_{N,1}} \quad (2.9)$$

$$M_1^* = \frac{\left( \sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,1} \right)^2}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,1}^2} \quad (2.10) \quad \Gamma_1 = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,1}}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,1}^2} \quad (2.11)$$

$M_1^*$  est la masse modale effective de la construction, liée à l'amplitude du premier mode de vibration et aux masses  $m_j$  des différents niveaux (équation 2.10),  $\phi_{j,1}$  est l'amplitude du déplacement au niveau  $j$  correspondant au premier mode de vibration et  $\Gamma_1$  est le facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration (équation 2.11) en supposant que la déformée modale est normalisée à 1 au toit.

Puis d'en déterminer les déplacements spectraux de la structure. La seconde étape porte sur le calcul des paramètres de la courbes de fragilité qui sont l'écart type est la moyenne de chaque état de dommage en fonction du déplacement spectral. La dernière étape consiste à identifier les déplacements spectraux en fonction des degrés ou niveaux de dommages prédéfinis. Les déplacements spectraux sont utilisés pour évaluer la vulnérabilité sismique en déterminant pour chaque degré de dommage la probabilité d'occurrence d'un niveau d'endommagement donné de la structure.

### 3.4 Estimation du dommage :

L'un des paramètres représentatif de l'évolution de degrés des dommages, dans une structure est l'indice des dommages, cet indice est normalisé et discrétisé et normalisé en série de valeurs partant de 0 ou inférieur a 0, indiquant que la structure n'a pas subit aucun endommagement jusqu'à la valeur de 1, ou la structure à atteint sa capacité maximale et une instabilité structurelle au voisinage de la rupture.

Roufiel et Meyer (1987) [34] proposent un indicateur pouvant s'exprimer soit à partir de la variation de la fréquence fondamentale de la structure soit à partir de son déplacement en tête. Pour notre cas nous avons choisi d'estimer le dommage en fonction du déplacement en tête. L'indice de dommage est de :

$$DI = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \tag{2.12}$$

$\delta_m$  : déplacement qu'on cherche son état de dommage.  
 $\delta_y$  : le déplacement correspondant au seuil d'élasticité.

$\delta_u$  : le déplacement ultime.

Indice de dommage	État de dommage
$DI \leq 0.1$	Aucun dégât
$0.1 \leq DI \leq 0.25$	Léger
$0.25 \leq DI \leq 0.4$	Modéré
$0.4 \leq DI \leq 1.00$	Important
$DI > 1.00$	ruine

**Tableau 2. 1:**Équivalence entre les degrés de dommages et état de dommages (Park et Ang).

### 3.5 Étape 04 : résultats.

#### 3.5.1 Courbes de fragilités

Les courbes de fragilité définissent la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain niveau de dommages, structurels ou non structurels, pour une valeur donnée du déplacement correspondant au point de demande. Les courbes de fragilité expriment donc le déplacement spectral  $S_d$  en fonction de la probabilité d'endommagement. Dans une telle courbe, on dit qu'un pourcentage de bâtiments par rapport au nombre total de bâtiments dans la classe considérée, sont susceptibles de subir un degré d'endommagement donné sous l'action d'un séisme ou d'un déplacement spectral donné.

Ces courbes accompagnées d'inventaires de bâti, permettent une quantification des dommages subis pour un événement sismique.

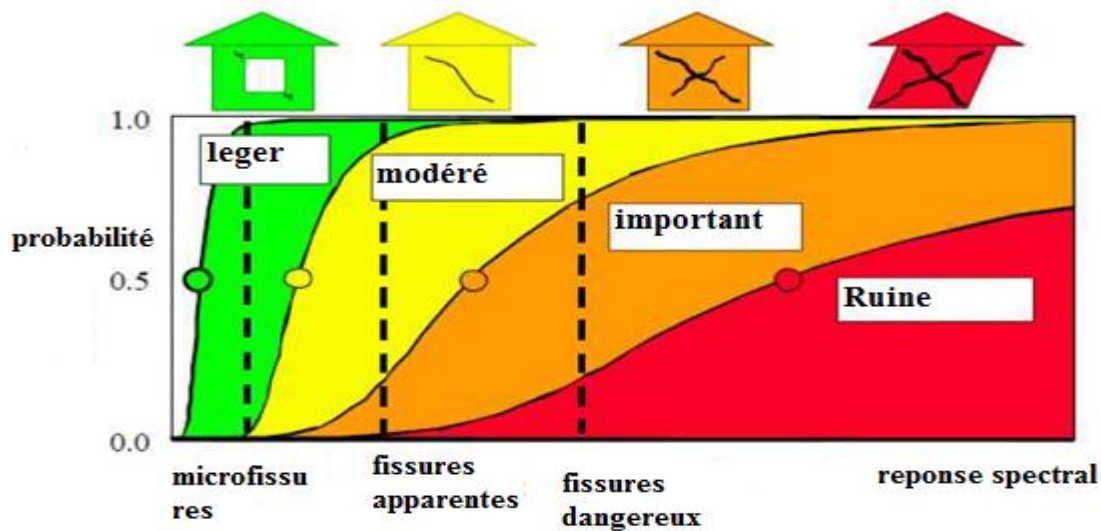


fig 2. 8 : Courbes de fragilités [31].

### 3.5.2 Estimation des dommages

Pour l'estimation des probabilités dommages il est nécessaire de choisir un modèle de distribution statistique pour représenter les fonctions de dommage des structures, l'un de ces modèles est la formule chintanapakdee et chopra [32], qui est un modèle statistique du type log normal.

$$P[ds/Sd] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left( \frac{Sd}{Sd,ds} \right) \right] \quad (2.13)$$

Avec:

$P[ds/Sd]$  est la probabilité d'obtenir un niveau de dégât donné  $ds$  pour un déplacement spectral  $Sd$ .

$\Phi$  est la fonction de distribution normale cumulée.

$Sd,ds$  est la valeur moyenne de déplacement pour le niveau d'endommagement  $ds$

$\beta_{ds}$  est l'écart type du déplacement pour le niveau d'endommagement  $ds$ .

## 4 Conclusion :

Les dommages au niveau d'une structure en béton armé apparaissent lorsque la structure est sollicitée au-delà du domaine élastique linéaire, alors il est indispensable de prendre en compte le comportement non linéaire lors de l'évaluation de la vulnérabilité sismique. Pour ce la nous avons choisi la méthode statique non linéaire pushover d'une part et à cause du manque de données sur les enregistrements des séismes.

Pour la suite de notre travail nous proposons de dimensionner une structure R+8 pour l'application de cette méthode.

## 1 Introduction :

Dans le chapitre précédent nous avons décrit une méthodologie d'estimation de la vulnérabilité des structures afin d'appliquer cette méthodologie on se propose de faire un dimensionnement d'une structure R+8 en béton armé pour compléter l'étape 01 qui concerne les données de la structure qu'on veut évaluer ces courbes de fragilité.

## 2 Pré-dimensionnement des éléments porteurs

### 2.1 Pré-dimensionnement des poteaux:

En considérant que les différents éléments agissant sur les poteaux seront réduits à une force de compression centrée  $N$ , Le calcul sera basé sur le poteau le plus sollicité qui est le poteau centrale.les sections des poteaux sont regroupés au tableau

**Tableau 3. 1:** les sections des poteaux.

Poteaux	n [étage]	S [m <sup>2</sup> ]	N <sub>u</sub> [MN]	[a=b] [m]	L <sub>0</sub> [m]	L <sub>f</sub> [m]	I [m <sup>4</sup> ]	A [m <sup>2</sup> ]	i [m]	$\lambda$	Condition
RDC	9		1.2366	0.50	3.06	2.142	0.0052	0.25	0.14	15.3	C.V
Etage 1	8		1.0992	0.45	3.06	2.142	0.0034	0.20	0.13	16.38	C.V
Etage 2	7		0.9618	0.45	3.06	2.142	0.0034	0.20	0.13	16.38	C.V
Etage 3	6	13.74	0.8244	0.40	3.06	2.142	0.0021	0.16	0.11	18.54	C.V
Etage 4	5		0.687	0.40	3.06	2.142	0.0021	0.16	0.11	18.54	C.V
Etage 5	4		0.5496	0.35	3.06	2.142	0.0012	0.12	0.10	20.98	C.V
Etage 6	3		0.4122	0.35	3.06	2.142	0.0012	0.12	0.10	20.98	C.V
Etage 7	2		0.2748	0.30	3.06	2.142	0.0006	0.09	0.08	24.73	C.V
Etage 8	1		0.1374	0.30	3.06	2.142	0.0006	0.09	0.08	24.73	C.V

### 2.2 Pré-dimensionnement des poutres:

Les poutres sont les éléments porteurs horizontaux, Ils doivent avoir des sections régulières et leurs pré-dimensionnements sont basés sur les règles du BAEL91 modifiées 99 et du RPA99 version 2003.

#### 2.2.1 Les poutres principales:

On prend :  $h=40\text{cm}$                        $b=30\text{cm}$ .

#### 2.2.2 Les poutres secondaires:

On prend:  $h=30\text{cm}$                        $b=30\text{cm}$

### 2.3 Pré-dimensionnement du plancher :

Les dalles ont des faibles épaisseurs par rapport aux autres dimensions (poutres, poutrelles,...).

### 2.3.1 Plancher à corps-creux :

Dans notre cas on adopte un plancher d'une épaisseur de :

$h_t=21\text{cm}$  Avec : 16cm [Pour le corps creux].

5cm [Pour la dalle de compression].

### 2.3.2 Plancher à dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle pleine qu'on a adopté est de :  $h_0=15\text{ cm}$ .

## 2.4 Pré-dimensionnement des voiles de contreventement:

On prend :  $e=20\text{cm}$

## 3 Descente des charges :

### 3.1 Plancher terrasse inaccessible :

Charge permanente y compris poids propre :  $G=6,47\text{ KN/m}^2$ .

Surcharge d'exploitation :  $Q=1,00\text{ KN/m}^2$ .

### 3.2 Plancher étage courant :

Charge permanente y compris poids propre :  $G=5,52\text{ KN/m}^2$ .

Surcharge d'exploitation :  $Q=1,5\text{ KN/m}^2$ .

### 3.3 Descente des charges de la Maçonnerie :

#### 3.3.1 Maçonnerie intérieure:

Poids propre :  $G=1,80\text{ KN/m}^2$ .

#### 3.3.2 Maçonnerie extérieure:

Poids propre :  $G=4,22\text{ KN/m}^2$ .

### 3.4 Descente de charge de la dalle pleine :

Charge permanente:  $G=6,49\text{ KN/m}^2$ .

Surcharge d'exploitation :  $Q=3,50\text{ KN/m}^2$ .

## 4 ETUDE DYNAMIQUE :

### 4.1 Modélisation de la structure:

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage à étudié.

#### 4.1.1 Combinaison d'action :

On va utiliser les combinaisons d'actions ci-dessous, selon les états limites :

$$ELU = 1.35G+1.5Q$$

$$ELS = G+Q$$

$$ELA = G+Q\pm 1.2E$$

$$ELA = G+Q\pm E$$

$$ELA = 0.8G\pm E$$

### 4.2 Choix des méthodes d'estimation des forces sismiques:

Dans notre cas, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque le bâtiment concerné ne doit pas dépasser cinq niveaux ou dix sept mètres en zone I; d'où la méthode utilisable : c'est **la méthode d'analyse modale spectrale**.

Toutefois, on utilisera la méthode statique équivalente pour vérifier la condition du RPA99/2003 :

$$V_{\text{Dynamique}} > 80\% V_{\text{Statique}}$$

Avec :  $V_{\text{Dyn}}$  : La résultante des forces sismiques à la base.

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

### 4.3 Détermination de la force sismique totale [V]:

D'après RPA99 version 2003, la force sismique totale est donnée par la formule suivante :

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

#### 4.3.1 Coefficient d'accélération [A] :

D'après la classification sismique des wilayas : *Tlemcen*  $\Rightarrow$  Zone I

Ouvrage courant ou d'importance moyenne : *Usage d'habitation*  $\Rightarrow$  Groupe 2

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient :

**A=0,1** (Tableau 4.1 : RPA 99 version2003 P41)

### 4.3.2 Coefficient de comportement de la structure [R]:

Dans notre structure, on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement de la structure égal à :

**R =5** (Tableau 4.3 : RPA 99 version2003 P45)

### 4.3.3 Facteur de qualité [Q]:

La valeur du facteur de qualité est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q$$

Avec :  $P_q$  : est la pénalité à retenir selon le tableau (Tableau 4.4 : RPA 99 version2003 P48)

### 4.3.4 Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporte à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est  $< 1,5$ .

**Sens longitudinal** : (6 travée) :

$$\left. \begin{array}{l} 4,55/3,65=1,24 < 1,5 \\ 3,65/3,60=1,01 < 1,5 \\ 3,6/3,60=1,00 < 1,5 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

**Sens transversal** : (4 travée) :

$$\left. \begin{array}{l} 3,35/3,25=1,03 < 1,5 \\ 3,25/3,04=1,07 < 1,5 \\ 3,04/3,66=0,83 < 1,5 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

**Redondance en plan** :

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

**Sens longitudinal** : (7files) :

$$L \text{ max} / L \text{ min} = 4,55 / 3,60 = 1,26 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

**Sens transversal** (5files) :

$$L \text{ max} / L \text{ min} = 3,66 / 3,04 = 1,20 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

**Régularité en plan** :

Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

La structure a une forme compacte, et le rapport :

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 23,60 / 13,30 = 1,77 < 4$$



La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de se dernier.

⇒ Donc le critère est observé :  $p_q = 0$ .

**Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation.

La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5fois sa plus petite dimension. ⇒ Donc : La structure est classée régulièrement en élévation  $p_q = 0$

**Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

⇒  $p_q = 0,05$

**Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. ⇒ On considère que ce critère est non observé :  $p_q = 0.10$

**Tableau 3. 2:**Pénalité en fonction de critère de qualité.

Critère [Q]	$P_q$	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	0
Redondance en plan.	0	0
Régularité en plan.	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution.	0,10	0,10
La somme	<b>0,15</b>	<b>0,15</b>

Alors le facteur de qualité **Q** égal à :

$$Q = 1 + 0,15$$

$$Q = 1.15$$

### 4.3.5 Facteur de correction d'amortissement [ $\eta$ ] :

D'après la Formule 4.3 du RPA 99 /2003 ( P41) :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7$$

Pour un contreventement par voiles  $\Rightarrow \xi = 10 \%$

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} \Rightarrow \eta = 0,76.$$

### 4.3.6 Période [ $T_1$ ] et [ $T_2$ ] du site considérée :

D'après le rapport géotechnique, notre site est **rocheux** (Tableau 4.7: RPA 99 version 2003) :

$$T_1 = 0,15s ; T_2 = 0,30s.$$

### 4.3.7 Poids totale de la structure [ $W$ ]:

$$W_T = \sum W_i$$

$$\text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} .$$

$W_{Gi}$  : poids due aux charges permanente.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$$\beta = 0.2 \quad (\text{Tableau 4.6 : RPA 99 version 2003})$$

$\beta$ : coefficient de pondération.

**NB** : Afin de calculer la masse, il faut choisir la disposition idéale des voiles pour avoir le meilleur modèle qui répond aux conditions du RPA99/ 2003.

### 4.3.8 Facteur d'amplification dynamique [ $D$ ]:

D'après RPA99/2003, on a :

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

### 4.3.9 Estimation de la période fondamentale de la structure:

Dans notre cas, on a une structure mixte alors la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (3.4 ; 4.7) d'après RPA99/ 2003 :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 h_N}{d} \right\}$$

Avec :  $h_N$  : Hauteur totale mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$d$  : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$C_T = 0.05 \iff$  Dans notre structure, on a un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé (Tableau 4.7 : RPA 99/ 2003).

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$T$  : Période fondamentale de la structure.

#### Dans le sens longitudinal :

$$h_N = 29.54 \text{ m}$$

$$d_X = 23.60 \text{ m}$$

$$T_X = \min (0.6335 ; 0.5472)$$

$$T_X = \mathbf{0,5472 \text{ s.}}$$

$$\iff D_X = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\text{Avec : site [S}_1\text{]} \quad T_2 = 0.30 \text{ s}$$

$$\mathbf{D_X = 1,27.}$$

#### Dans le sens transversal :

$$h_N = 29.54 \text{ m}$$

$$d_Y = 13.30 \text{ m}$$

$$T_Y = \min (0.6335 ; 0.7289)$$

$$T_Y = \mathbf{0,6335 \text{ s.}}$$

$$\iff D_Y = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\text{Avec : site [S}_1\text{]} \quad T_2 = 0.30 \text{ s}$$

$$\mathbf{D_Y = 1,15.}$$

**4.3.10 La force sismique statique :**

D'après le RPA99 version 2003, on a :

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

$$V_{x \text{ statique}} = \frac{0.1 \times 1.27 \times 1.15}{5} \times 3159.183 = 92.279 \text{ t} = 905.257 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ statique}} = \frac{0.1 \times 1.15 \times 1.15}{5} \times 3159.183 = 83.560 \text{ t} = 819.727 \text{ KN}$$

**4.4 Application de la méthode d'analyse modale spectrale:**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99/2003, P34) :

$$\frac{S_a}{g} = \left\{ \begin{array}{l} \bullet 1,25 \times A \times \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \times \left( 2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0s \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times \eta) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left( \frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots T \geq 3,0s \end{array} \right.$$

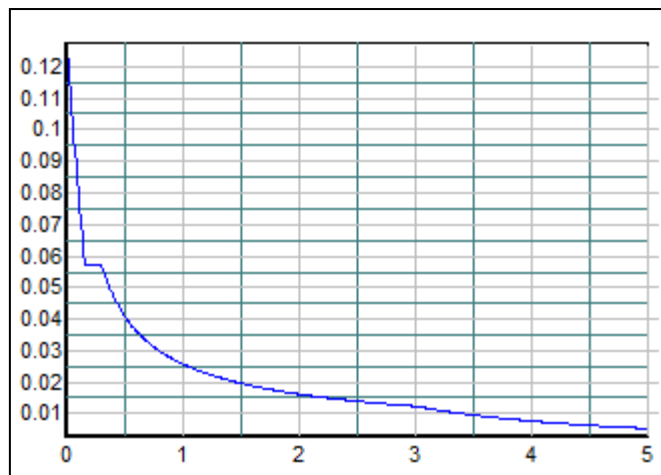


fig 3. 1: Spectre de réponse.

**4.4.1 Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :**

Les réactions à la base :

**Tableau 3. 3:**Les réactions à la base.

	Global F <sub>X</sub> [KN]	Global F <sub>Y</sub> [KN]	Global M <sub>X</sub> [KN.m]	Global M <sub>Y</sub> [KN.m]
Ex	1052.966	5.291	92.6035	16529.5915
Ey	5.821	1104.377	17591.5192	426.204

$$V_{x \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 1052.979 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 1104.392 \text{ KN}$$

**Tableau 3. 4:**Vérification de la résultante des forces sismiques.

	V <sub>dynam</sub> [KN]	V <sub>stat</sub> [KN]	0.8V <sub>stat</sub> < V <sub>dynam</sub>
Direction X	1052.979	905.257	<b>CV</b>
Direction Y	1104.392	819.727	<b>CV</b>

#### 4.4.2 Vérification de la période :

Selon le RPA99version2003,[Art4.2.4] :

Les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30%.

$$T_{\text{emp } X} = 0.5472 \times 1.3 = 0.71 \text{ s} > T_{\text{num } X} = 0.709625 \text{ s} \dots\dots\dots [CV]$$

#### 4.4.3 Vérification vis-à-vis des déformations :

##### 4.4.3.1 Les déplacements maximaux :

Généralement, les déplacements maximaux se trouvent au dernier plancher, comme il est montré ci-dessous :

$$\Delta_{\text{max}} = R \delta_K \leq 1\% h_{\text{totale}} = 1\% \cdot 29,54 \text{ m}$$

Avec : R : coefficient de comportement. [R=5]

$\delta_K$  : déplacement du aux forces sismiques

**Tableau 3. 5:** Les déplacements maximaux.

Sens	U <sub>x</sub> [cm]	U <sub>y</sub> [cm]	R <sub>Z</sub> [rad.10 <sup>-3</sup> ]
Déplacement $\Delta_{\text{max}}$ [cm]	3.78	3.66	1.2
$\Delta_{\text{max}} \leq 1\%$ $h_{\text{totale}} = 29.54 \text{ cm}$	<b>CV</b>	<b>CV</b>	/

#### 4.4.3.2 Stabilité au renversement :

Pour vérifier la stabilité au renversement de la structure, il faudra vérifier la condition suivante :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment renversant}} \geq 1.5$$

#### 4.4.3.3 Moment renversant :

D'après le RPA99version2003, la résultante des forces sismiques à la base est donnée par la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i \quad \text{Avec : } \begin{cases} F_t = 0.07 T.V & \text{si : } T > 0,7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si : } T < 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :  $T = 0.7096 > 0.70 \Rightarrow F_{tx} = 0.07 \times 0.7096 \times 1052.979 = 52.30 \text{ KN}$

$$F_{ty} = 0.07 \times 0.7096 \times 1104.392 = 54.86 \text{ KN}$$

Avec :  $V_x = 1052.979 \text{ KN}$  ;  $V_y = 1104.392 \text{ KN}$

La force sismique équivalente est donnée par l'expression suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} F_i : \text{ Force horizontale revenant au niveau } i. \\ h_i : \text{ Niveau du plancher où s'exerce la force } F_i \\ F_t : \text{ Force concentrée au sommet de la structure.} \\ W_i : \text{ Poids du plancher } i. \end{array} \right.$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau 3. 6:**Les différentes forces horizontales dans les deux sens.

Niveau	W <sub>i</sub> [t]	h <sub>i</sub> [m]	W <sub>i</sub> x h <sub>i</sub>	F <sub>x</sub> [KN]	F <sub>y</sub> [KN]
Terrasse	24.715	29.54	730.081	15.442	16.196
8 <sup>ème</sup>	282.713	27.54	7785.916	164.680	172.720
7 <sup>ème</sup>	345.127	24.48	8448.709	178.699	187.423
6 <sup>ème</sup>	348.170	21.42	7457.801	157.794	165.497
5 <sup>ème</sup>	348.288	18.36	6394.568	135.206	141.807
4 <sup>ème</sup>	352.871	15.30	5398.926	114.193	119.768
3 <sup>ème</sup>	358.313	12.24	4385.751	92.763	97.292
2 <sup>ème</sup>	363.076	9.18	3333.038	70.497	73.939
1 <sup>ère</sup>	367.331	6.12	2248.066	47.549	49.870
RDC	368.579	3.06	1127.852	23.855	25.020
		$\sum W_i h_i$	47311.069		

$$M_{renv\ x} = \sum F_x h_i = 19122.0557 \text{ KN.m}$$

$$M_{renv\ y} = \sum F_y h_i = 20055.60604 \text{ KN.m}$$

**4.4.3.4 Moment résistant :**

$$M_{rés\ x} = W_T \cdot L_x / 2 = 30991.585 \times 23.6 / 2 = 365700.703 \text{ KN.m}$$

$$M_{rés\ y} = W_T \cdot L_y / 2 = 30991.585 \times 13.3 / 2 = 206094.0403 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X : } \frac{365700.703}{19122.0557} = 19.13 \geq 1.5 \dots\dots\dots [CV] \\ \text{Sens Y : } \frac{206094.0403}{20055.60604} = 10.28 \geq 1.5 \dots\dots\dots [CV] \end{array} \right.$$

**5 ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX :**

**5.1 Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, et soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion «M» dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc, ils sont calculés en flexion composée.

**5.1.1 Combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 : [Combinaisons fondamentales]

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \dots\dots\dots 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ \text{ELS} \dots\dots\dots G + Q \end{array} \right.$$

Selon RPA 99/2003 : [Combinaisons accidentelles]

**ELA**.....**G + Q ± 1,2×E**

**ELA**..... **0,8×G ± E**

**5.1.2 .Résultats des sollicitations des poteaux :**

**Tableau 3. 7:**Les différents efforts internes.

Sections [cm <sup>2</sup> ]	E.L.U			G + Q ± 1,2×E			0,8×G ± E		
	N <sub>max</sub> [KN]	M <sub>max</sub> [KN.m]	T <sub>max</sub> [KN]	N <sub>max</sub> [KN]	M <sub>max</sub> [KN.m]	T <sub>max</sub> [KN]	N <sub>max</sub> [KN]	M <sub>max</sub> [KN.m]	T <sub>max</sub> [KN]
(50x50)	2078.19	63.31	59.51	1587.04	49.42	52.89	1160.1	37.86	40.02
(45x45)	1807.83	76.11	49.87	1385.63	59.97	52.49	1012.9	46.28	39.27
(40x40)	1294.21	72.15	46.63	996.47	58.50	49.09	728.16	45.33	36.55
(35x35)	818.82	67.30	42.01	631.71	55.35	41.25	461.38	43.04	30.52
(30x30)	401.27	51.16	33.11	299.93	41.65	31.45	204.49	32.42	23.26



**5.1.3 Ferrailage des poteaux:**

**Tableau 3. 8:**Ferrailage longitudinale des poteaux.

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> RPA [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>max</sub> RPA [cm <sup>2</sup> ] Zone courante	A <sub>max</sub> RPA [cm <sup>2</sup> ] Zone de recouvrement	A <sub>SAP</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage longitudinale	
						Section [cm <sup>2</sup> ]	Choix
RDC	(50x50)	17.5	100.00	150.00	15.8196	20.36	8T14+4T16
1 <sup>ère</sup> étage	(45x45)	14.17	81.00	121.50	13.5088	20.36	8T14+4T16
2 <sup>ème</sup> étage	(45x45)	14.17	81.00	121.50	12.5682	18.47	12T14
3 <sup>ème</sup> étage	(40x40)	11.20	64.00	96.00	10.1008	18.47	12T14
4 <sup>ème</sup> étage	(40x40)	11.20	64.00	96.00	10.6942	12.32	8T14
5 <sup>ème</sup> étage	(35x35)	8.57	49.00	73.50	8.2874	12.32	8T14
6 <sup>ème</sup> étage	(35x35)	8.57	49.00	73.50	9.1879	12.32	8T14
7 <sup>ème</sup> étage	(30x30)	6.3	36.00	54.00	8.8697	12.32	8T14
8 <sup>ème</sup> étage	(30x30)	6.3	36.00	54.00	11.4825	12.32	8T14
Terrasse	(30x30)	6.3	36.00	54.00	2.70	9.03	8T12

**Tableau 3. 9:**Ferrailage transversal des poteaux.

Niveaux	h [cm]	T <sub>U max</sub> [KN]	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	t [cm]	t' [cm]	A <sub>t</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Choix
RDC	50	59.51	4.284	3.75	10	15	1.89	4φ8
1 <sup>ère</sup> étage	45	47.52	4.76	3.75			1.68	4φ8
2 <sup>ème</sup> étage	45	49.87	4.76	3.75			1.76	4φ8
3 <sup>ème</sup> étage	40	42.05	5.355	2.5			1.12	4φ8
4 <sup>ème</sup> étage	40	46.631	5.355	2.5			1.24	4φ8
5 <sup>ème</sup> étage	35	36.51	6.12	2.5			1.11	4φ8
6 <sup>ème</sup> étage	35	42.01	6.12	2.5			1.27	4φ8
7 <sup>ème</sup> étage	30	31.53	7.14	2.5			1.11	4φ8
8 <sup>ème</sup> étage	30	33.11	7.14	2.5			1.17	4φ8
Terrasse	30	5.61	7.14	2.5			0.20	4φ8

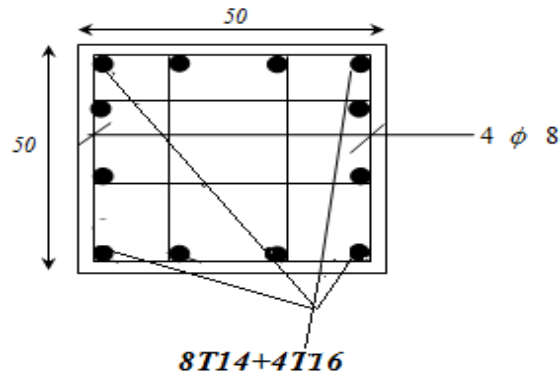


fig 3. 2: Ferrailage du poteau du RDC (50X50 cm).

### 5.2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux, Le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant les combinaisons d'actions suivantes :

Selon BAEL 91 : [Combinaisons fondamentales]

**ELU** .....  **$1,35 \times G + 1,5 \times Q$**

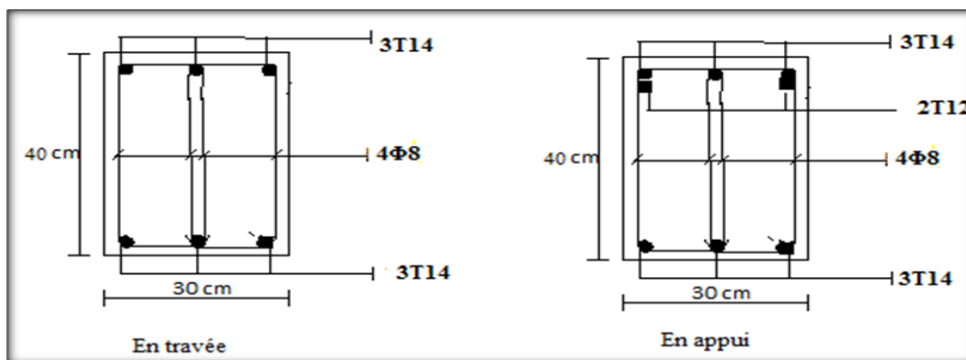
Selon RPA 99/2003 : [Combinaisons accidentelles]

**ELA**.....  $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 \times G \pm E \end{array} \right.$

**5.2.1 Ferrailage des poutres:**

**Tableau 3. 10:**Ferrailage longitudinal et transversal des poutres principales.

Niveaux		Section [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> RPA [cm <sup>2</sup> ]	Armatures longitudinales					Armatures transversales			
				Travée			Appui		S <sub>t</sub> [cm]	S <sub>t</sub> ' [cm]	A <sub>t</sub>	
				A <sub>cr</sub> calculer [cm <sup>2</sup> ]	Section choisit [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>cr</sub> choisit	A <sub>cr</sub> calculer [cm <sup>2</sup> ]	Section choisit [cm <sup>2</sup> ]				A <sub>cr</sub> choisit
Poutres principales	3.06	30x40	6.00	3.42	4.62	3T14	6.57	6.88	3T14+2T12	10	15	4Φ8
	6.12			3.81	4.62	3T14	6.20	6.88	3T14+2T12			
	9.18			3.85	4.62	3T14	6.45	6.88	3T14+2T12			
	12.24			3.90	4.62	3T14	6.71	8.01	3T14+3T12			
	15.30			3.94	4.62	3T14	6.85	8.01	3T14+3T12			
	18.36			4.02	4.62	3T14	6.93	8.01	3T14+3T12			
	21.42			4.15	4.62	3T14	6.88	8.01	3T14+3T12			
	24.48			4.19	4.62	3T14	7.09	8.01	3T14+3T12			
	27.54			3.91	4.62	3T14	6.39	6.88	3T14+2T12			
	29.54			1.69	3.39	3T12	1.69	3.39	3T12			



Ferrailage des poutres principales [30x40cm<sup>2</sup>] du niveau RDC

**5.2.2 Ferrailage des poutres secondaires:**

Niveaux		Section [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> RPA [cm <sup>2</sup> ]	Armatures longitudinales								Armatures transversales		
				Travée				Appui				S <sub>t</sub> [cm]	S <sub>t</sub> ' [cm]	A <sub>t</sub>
				A <sub>st</sub> calcul [cm <sup>2</sup> ] <b>Cons-ole</b>	A <sub>st</sub> choisi [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>st</sub> calcul [cm <sup>2</sup> ] <b>Inter-ne</b>	A <sub>st</sub> choisi [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>st</sub> calcul [cm <sup>2</sup> ] <b>Cons-ole</b>	A <sub>st</sub> choisi [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>st</sub> calcul [cm <sup>2</sup> ] <b>Inter-ne</b>	A <sub>st</sub> choisi [cm <sup>2</sup> ]			
Poutres secondaires	3.06	30x30	4.50	2.09	3T12 = 3.39	1.92	3T12 = 3.39	12.97	3T14+ 3T16+ 3T12= 14.04	2.61	3T12 = 3.39	7,5	15	<b>4Φ8</b>
	6.12			2.92	3T12 = 3.39	1.93	3T12 = 3.39	13.77	3T14+ 3T16+ 3T12= 14.04	2.93	3T12 = 3.39			
	9.18			2.99	3T12 = 3.39	1.94	3T12 = 3.39	13.85	3T14+ 3T16+ 3T12= 14.04	3.31	3T14 = 4.62			
	12.24			2.63	3T12 = 3.39	1.97	3T12 = 3.39	13.49	3T14+ 3T16+ 3T12= 14.04	3.70	3T14 = 4.62			
	15.30			2.71	3T12 = 3.39	1.97	3T12 = 3.39	13.57	3T14+ 3T16+ 3T12= 14.04	4.11	3T14 = 4.62			
	18.36			2.44	3T12 = 3.39	2.00	3T12 = 3.39	13.31	3T14+ 3T16+ 3T12= 14.04	4.53	3T14+ 2T12= 6.88			
	21.42			3.31	3T14 = 4.62	2.01	3T12 = 3.39	14.14	3T14+ 3T16+ 2T16= 14.67	5.05	3T14+ 2T12= 6.88			
	24.48			3.46	3T14 = 4.62	2.16	3T12 = 3.39	14.29	3T14+ 3T16+ 2T16= 14.67	5.79	3T14+ 2T12= 6.88			
	27.54			1.68	3T12 = 3.39	1.68	3T12 = 3.39	5.53	3T14+ 2T12= 6.88	2.86	3T12 = 3.39			
	29.54			1.24	3T12 = 3.39	1.24	3T12 = 3.39	1.24	3T12 = 3.39	1.24	3T12 = 3.39			

Tableau 3. 11: Ferrailage longitudinal et transversal des poutres secondaires.

## 6 Les voiles :

### 6.1 Détermination des sollicitations:

Dans le tableau suivant, on va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel [SAP 2000] :

**Tableau 3. 12:**Les différentes sollicitations des voiles.

Niveaux	Combinaisons	F <sub>11</sub>	M <sub>11</sub>	F <sub>22</sub>	M <sub>22</sub>
		[KN]	[KN]	[KN]	[KN]
Tous les étages	ELU: 1.35G+1,5Q	251,33	9,11	37,742	1,875
	ELA: G+Q±1,2E <sub>x</sub>	217,19	7,97	41,844	1,706
	ELA: G+Q±1,2E <sub>y</sub>	210,50	7,58	42,988	1,542

### 6.2 Détermination du ferrailage des voiles:

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section [0,20 m×1 ml].

En faisant le calcul du ferrailage à l'aide du logiciel SOCOTEC, il s'est avéré que le ferrailage est nul, c'est la raison pour laquelle on va ferrailer avec le minimum du RPA dans les deux sens :

D'après le RPA 99 version2003on a :

#### Le ferrailage vertical :

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On choisit : **5T12** de section **5,65** cm<sup>2</sup>/ml.

#### Le ferrailage horizontal :

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On choisit : **5T12** de section **5,65** cm<sup>2</sup>/ml.

#### Espacement :

D'après le RPA 99 version2003, on a :

Espacement verticale et horizontale :  **$S \leq \min(1,5e;30)$**

On prend :  **$S = 20\text{cm}$**

#### Calcul des armatures transversales :

D'après le BAEL 91 modifiée 99, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de  $4/m^2$  au moins.

On prend donc :  $4\Phi 6/m^2 = 1.13 cm^2$ .

### 6.3 Ferrailages des linteaux :

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastées à leurs extrémités, ils doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile et ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Vérification des contraintes tangentielles :

$$b=0,20m ; h=0,76m ; M = 9,275 \text{ KN.m} ; T = 1,4.T_U ; T_U = 36,81 \text{ KN/m.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,06 \times f_{c28} .$$

$$\tau_b = \frac{51,534 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,684} \leq \bar{\tau}_b = 0,06 \times 25$$

$$\tau_b = 0,38 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 1,50 \text{ MPa} \dots\dots\dots [C.V]$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple.

#### Armatures longitudinaux :

$$A_1 \geq \frac{M}{z \times f_e} . \quad \text{Avec : } z = h - 2d' = 0,608 \text{ m}$$

$$A_1 \geq \frac{9,275 \times 10^{-3}}{0,608 \times 400} = 0,38 \text{ cm}^2 .$$

On prend alors comme section  $A_1$  la section minimale imposée par le RPA :

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 76 = 2,28 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On choisit : **4T12** de section **4,52 cm<sup>2</sup>/ml**.

#### Armatures transversaux :

$$\lambda_g = \frac{1}{h} = \frac{1}{0,76} = 1,315 > 1$$

$$S = 0,2 \leq \frac{A_t f_e z}{V} = \frac{A_t \cdot 400 \cdot 0,608}{51,534 \cdot 10^{-3}}$$

$$A_t = 0,423 \text{ cm}^2 \leq A_{t \min} = 0,0015 \cdot b \cdot S = 0,60 \text{ cm}^2$$

On choisit : **2 Φ 8** de section **1,01 cm<sup>2</sup>/ml**.

## **7 Conclusion :**

Les données sur le matériau avec lequel une structure a été construite représente une donnée nécessaire pour l'évaluation des courbes de fragilité, à la fin de ce chapitre de dimensionnement nous avons sorti avec les différentes quantités de ferraillement notamment des éléments structuraux tel que les poteaux, les poutres et les voiles ainsi leurs caractéristiques géométriques, aussi bien le code de calcul parasismique avec lequel la structure a été dimensionné qui vont nous servir au chapitre suivant.

## 1 Introduction :

La vulnérabilité exprime la capacité de réponse d'une structure, d'un bâtiment, à une sollicitation sismique donnée. Elle est fonction de certains paramètres physiques telle que la géométrie en plan ou en élévation de l'ouvrage et le matériau de construction utilisé, elle est d'un caractère essentiel pour le risque sismique, puisque elle est la composante de l'équation du risque qu'on peut modifier.

Dans ce chapitre on s'intéresse à l'évaluation des courbes de vulnérabilité d'un cas type « bâtiment R+8 » utilisant la méthodologie précédemment décrite dans le chapitre 02.

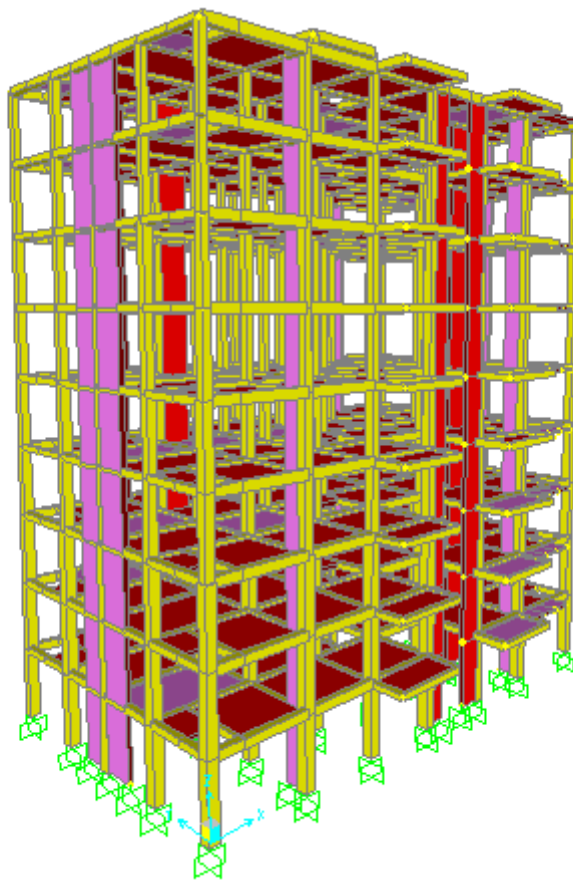


Figure 4. 1: vue 3D du bâtiment R+8.



## 2 Caractéristiques matériaux :

Les caractéristiques matériaux utilise lors de la conception, le dimensionnement et a la réalisation sont regroupés au tableau suivant :

	Béton	acier
Résistance	25 Mpa	400 Mpa
Module de young	3.2 E04 Mpa	2.1 E05 Mpa
Coefficient de poisson	0.2	0.3
La masse volumique	25 Kn.m <sup>-3</sup>	78.5 Kn.m <sup>-3</sup>

Tableau 4. 1: Caractéristique matériau du bâtiment.

## 3 Obtention de la courbe de capacité :

Ces courbes de capacité sont obtenues a l'aide du programme de calcule Sap2000 passant par une analyse non linéaire

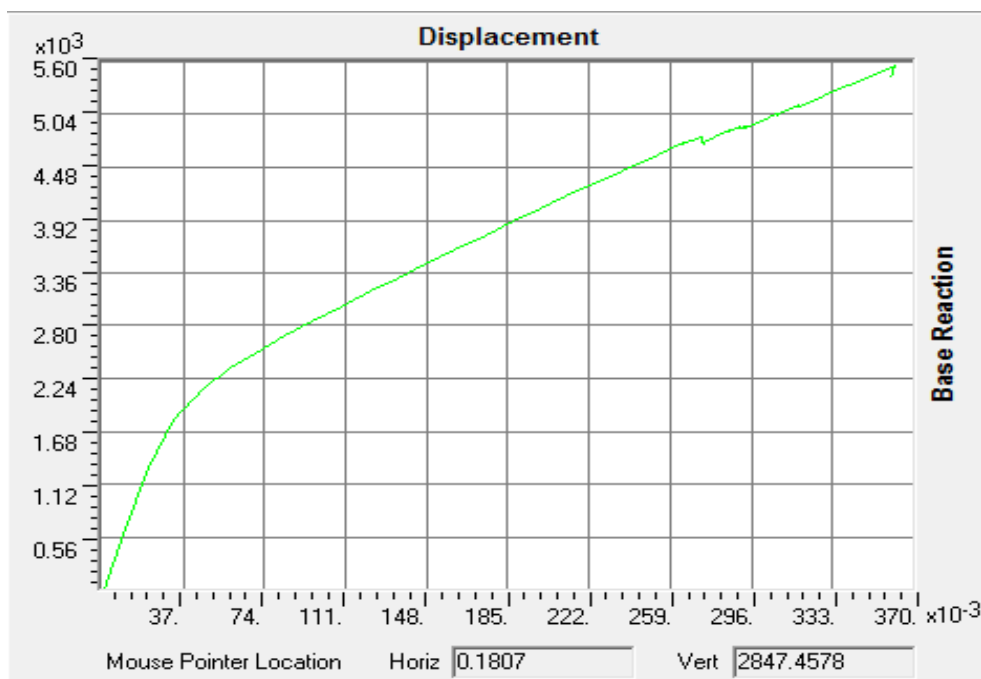


Figure 4. 2: courbe de la capacité dans le sens y-y.

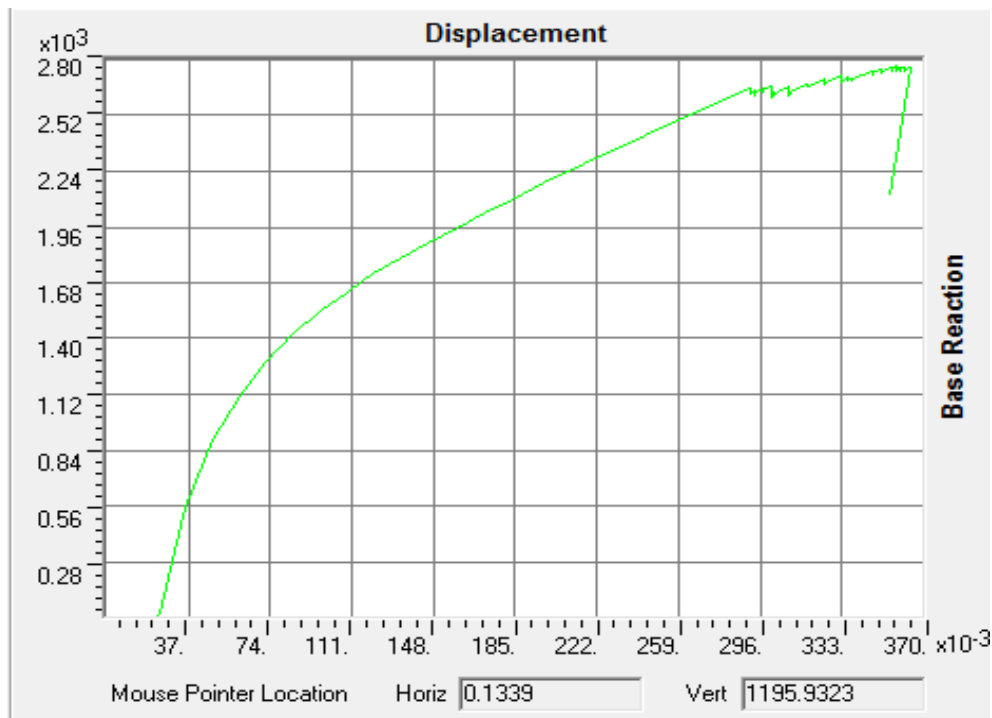


Figure 4. 3: courbe de la capacité dans le sens X-X.

Les figures 4.2 et 4.3 représentent les courbes de capacité de la structure R+8 dans les deux sens X-X et Y-Y. qui relie le déplacement au sommet à l'effort tranchant à la base, ce courbes est composé de trois parties sont :

Partie d'élasticité où les déformations sont réversibles et la structure ne dissipe pas de l'énergie, la seconde partie représente la plasticité dans ce stade les déformations sont irréversibles et la structure dissipe de l'énergie, la dernière partie c'est l'effondrement partiel ou total de la structure, caractérisé par la perte de stabilité. Alors on peut dire que la courbe de capacité d'une structure donnée est l'offre, plus loin la structure offre ces aptitudes à résister à tel ou tel force ou déplacement "elle présente ces muscles". La capacité d'une structure est dépend des caractéristiques physique et géométrique de la structure ça ce qui rend intrinsèque.

Pour la suite de notre travail nous avons choisi le sens Y-Y pour construire les courbes de fragilité de la structure en question, car l'amplitude du déplacement la plus grande est suivant le sens Y-Y.

#### 4 Les différents états de dommage :

Dans cette partie nous présentons les cinq états de dommage du bâtiment pour ce la nous avons choisi un portique type suivant Y-Y, qui est le portique le plus sollicité et le nœud 350 comme nœud type pour présenter les déplacements au sommet de la structure correspondant à chaque état de dommage.

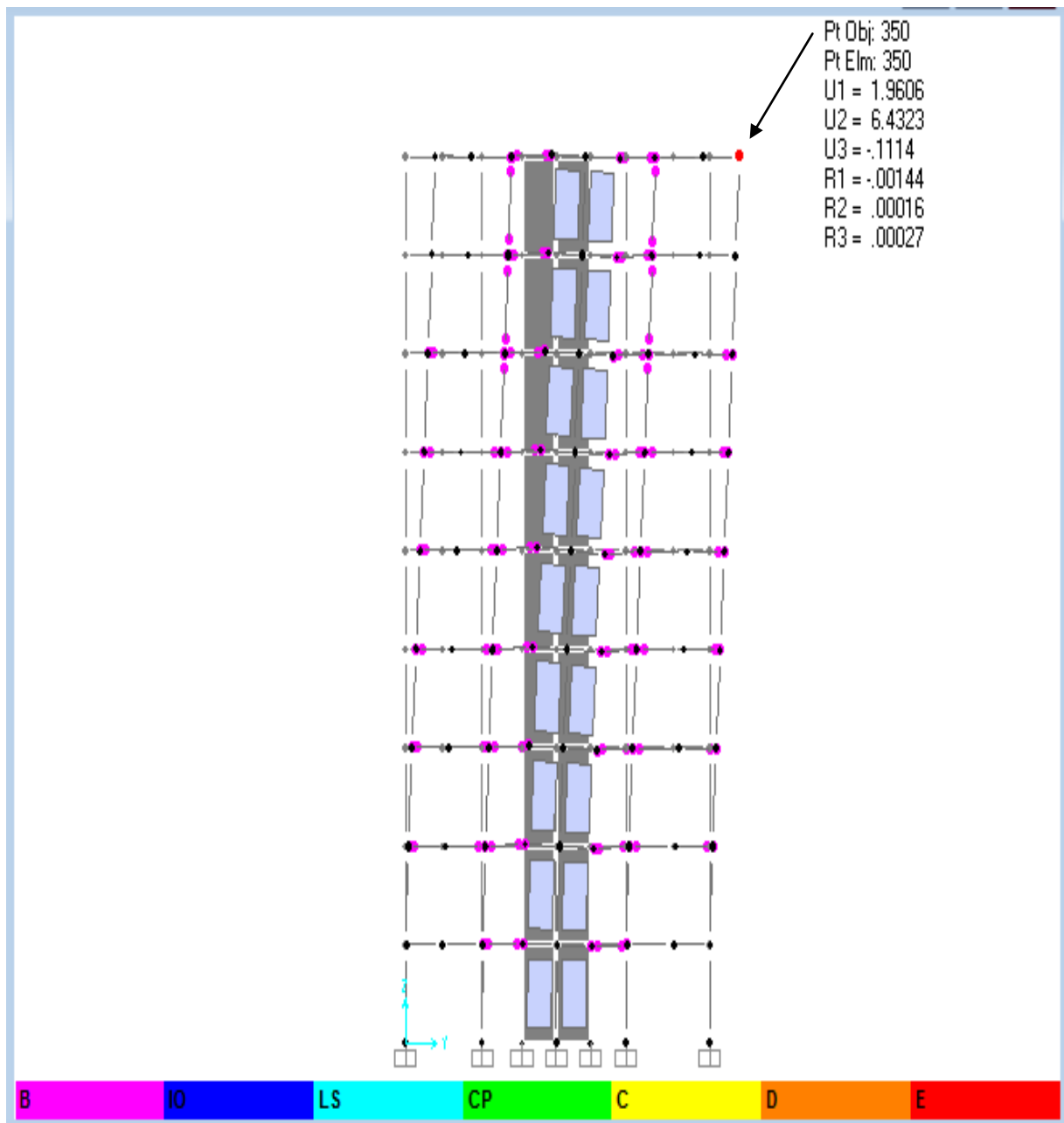


Figure 4. 4: état de dommage « aucun dégâts ».

Il est bien clair dans la figure 4.4 que les rotules sont de couleurs rose signifiant que la structure n'a subi aucun dégâts pour un déplacement au sommet de 6,43 cm. C'est-à-dire que la structure atteint un déplacement de 6.43 cm est encore dans le domaine élastique, premier niveau de performance selon FEMA-356 apparaît en bas de figure 4.4.

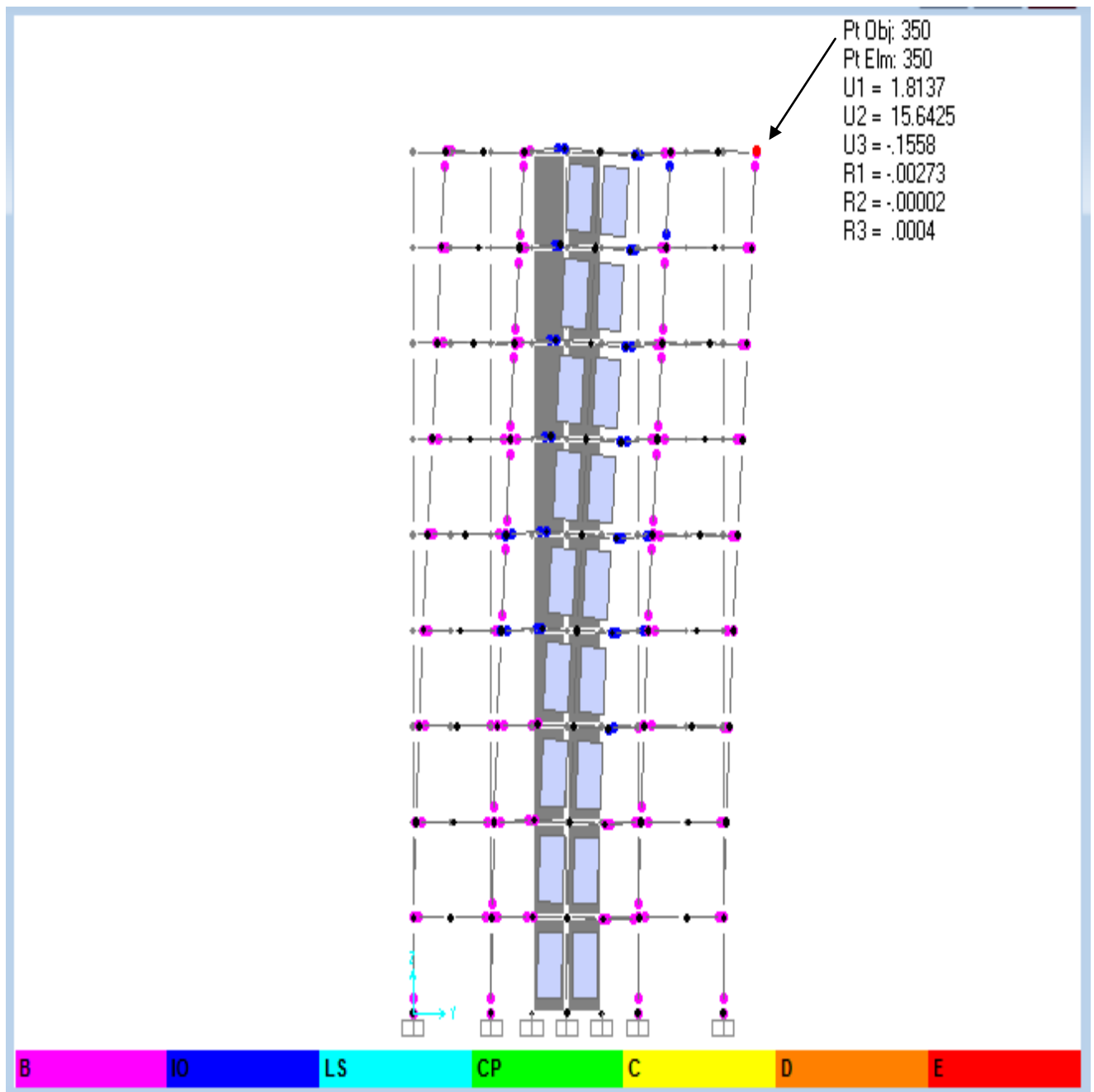


Figure 4. 5: état de dommage « léger ».

On peut distinguer sur la figure 4.5 que certaines rotules sont devenues de couleur bleu indiquant que la structure est entrée dans le niveau de dommage deux ‘‘dégâts léger’’, correspondant a un déplacement au sommet de 15,64 cm, ce niveau de dommage est caractérisé par l’apparition des microfissures aux zones de concentration des contraintes. On peut clairement voir que les endroits les plus touchés par des microfissures sont les nœuds de jonction poteaux-voiles, alors je sais très bien les endroits qui présentent des dommages légers pour la structure. L’apparition des microfissures indique la naissance de la plasticité mais la stabilité de la structure est assurée, elle reste sur et habitable.

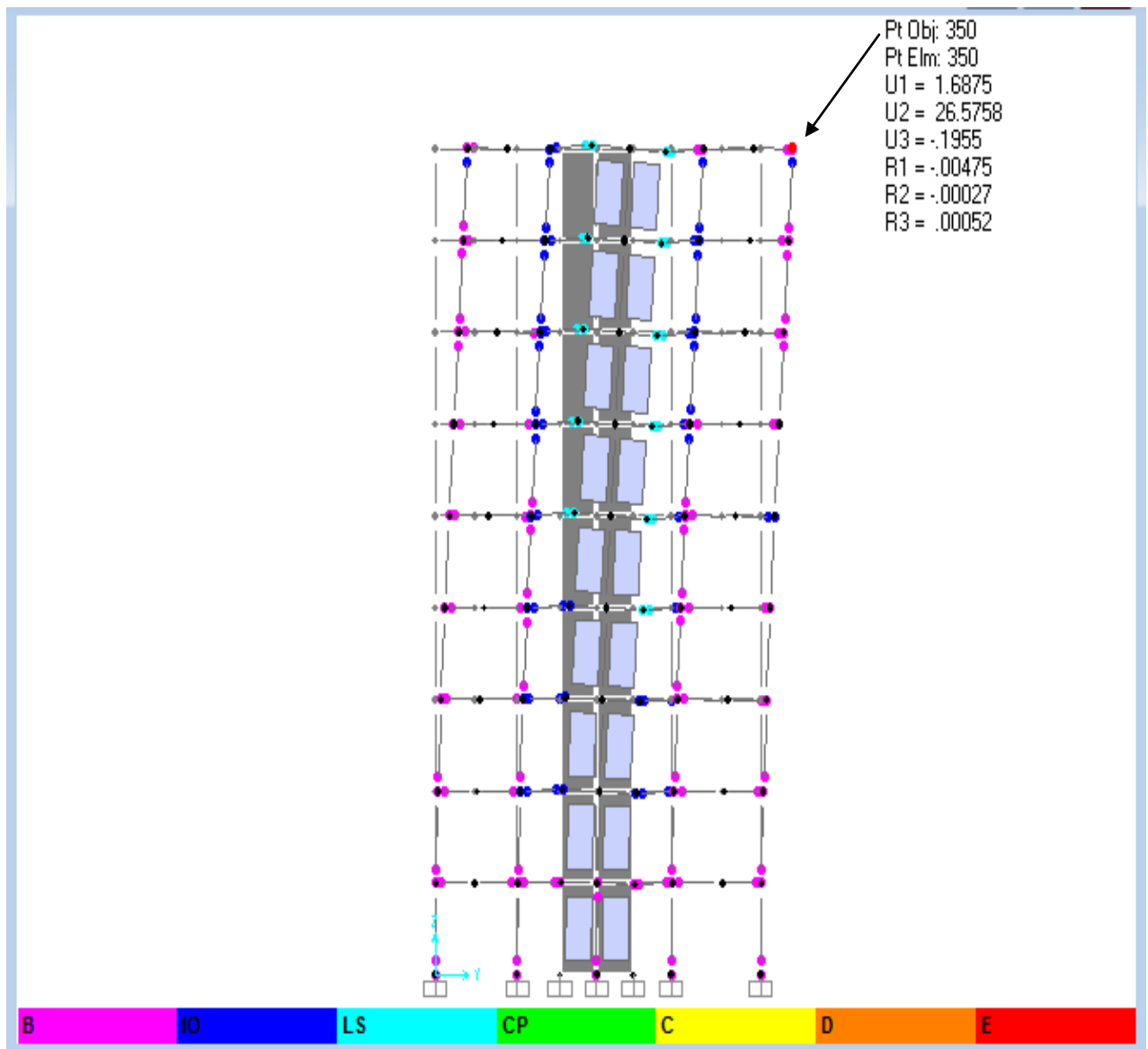


Figure 4. 6: état de dommage « modéré ».

Le changement de couleurs des rotules plastiques montre que le niveau de dommage est changé, les microfissures du niveau de dommage précédent continuent à évoluer et deviennent des fissures apparentes "niveau de dommage modéré" figure 4.6, correspondant à un déplacement au sommet de 26,57 cm. Selon le FEMA 356 le niveau de dommage modéré est caractérisé par la manifestation des fissures apparentes mais sont réparables, aussitôt lorsque une structure atteinte ce niveau de dommage elle atteint le domaine plastique, elle dissipe de l'énergie et au de-là de ce niveau la structure commence à perdre sa stabilité et les déplacements deviendront irréversibles. La figure montre très bien que les dommages sont localisés aux niveaux des nœuds de jonctions poteaux-voiles

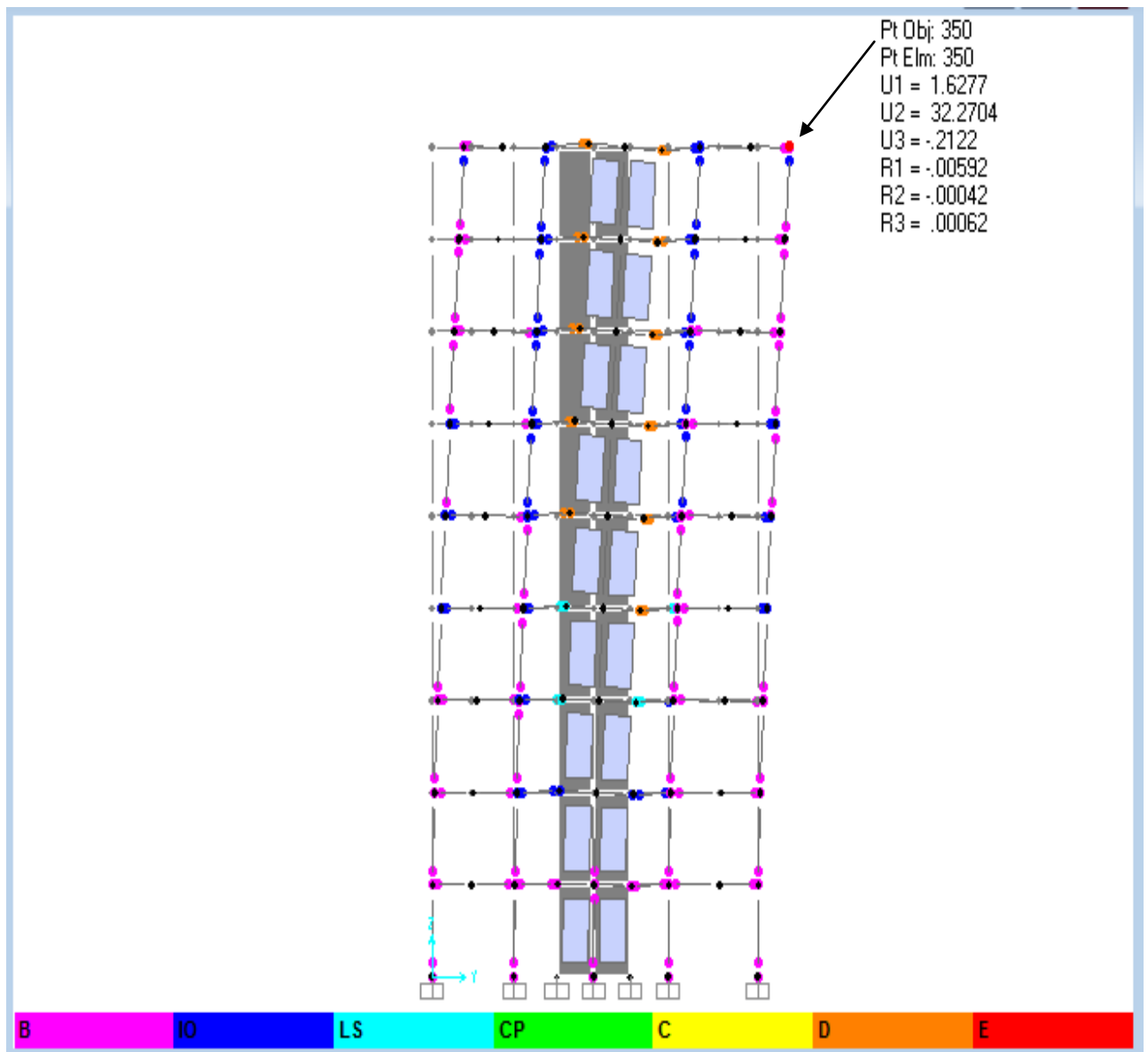


Figure 4. 7: état de dommage « important ».

Les déplacements de la structure n'arrêtent pas à évaluer ainsi que l'intensité de dommage n'arrête pas à augmenter, les deux sont proportionnels. La figure 4.7 illustre très bien le phénomène de proportionnalité, alors le niveau de dommage "important" est atteint indiquant par l'apparition des rotules de couleurs orange, ce niveau est correspondant à un déplacement au sommet de la structure de 32,27 cm ou les fissures apparentes deviennent de plus en plus dangereux pour la structure ainsi qu'occupants de la structure « habitants » au ce stade la le comportement de la structure est pratiquement plastique, la stabilité et la sécurité sont quasiment perdus.

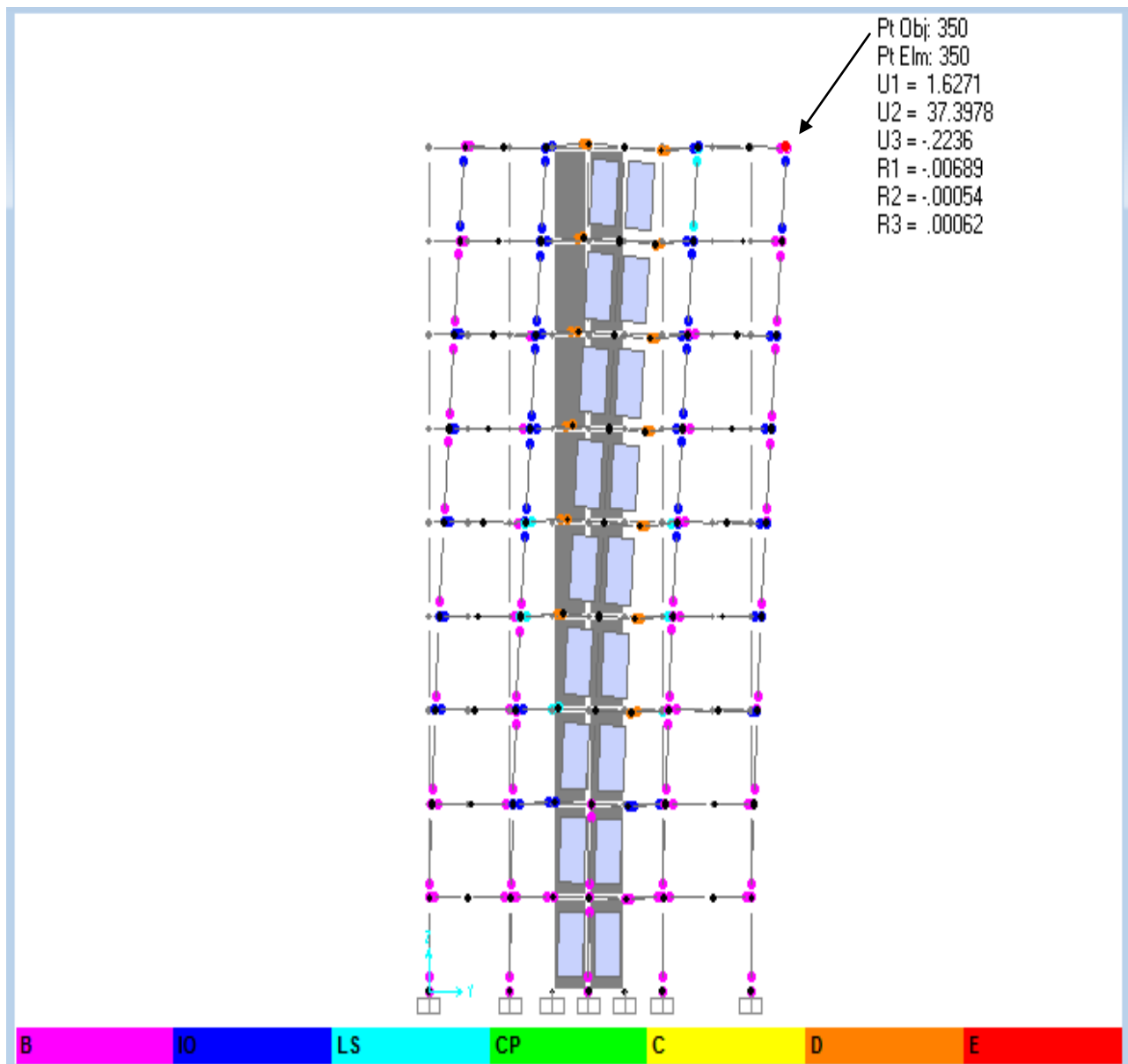


Figure 4. 8: état de dommage « ruine ».

La figure 4.8 illustre l'état de dommage "ruine" indiqué par l'apparition des rotules de couleurs rouge au dernier étage localisé au niveau des nœuds de jonctions poteau-voiles qui sont les premiers victimes de cette état de dommage, contrairement aux autres nœuds qui sont subis des dommages distingués. Le déplacement au sommet de la structure associé a cette état de dommage est de 37,39 cm, au ce stade la stabilité et la sécurité sont totalement perdus, la structure est en alerte et la vie des occupants est en risque.

## 5 Équivalence entre l'indice de dommage et état de dommage :

Utilisant l'équation (2.12) et le tableau 2.1 du chapitre 02 on peut établir une équivalence entre l'indice de dommage et état de dommage les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

<b>Sd capacity cm</b>	<b>Dep élastique cm</b>	<b>Dep ultime cm</b>	<b>Indice de dommage</b>	<b>État de dommage</b>
0	2.8	21.05	-0.15	Aucun dégât
0.6503	2.8	21.05	-0.12	Aucun dégât
1.587	2.8	21.05	-0.06	Aucun dégât
2.5067	2.8	21.05	-0.016	Aucun dégât
3.4486	2.8	21.05	0.04	Aucun dégât
4.3384	2.8	21.05	0.08	Aucun dégât
5.1913	2.8	21.05	0.13	Dégâts léger
6.1153	2.8	21.05	0.18	Dégâts léger
6.9452	2.8	21.05	0.22	Dégâts léger
7.8504	2.8	21.05	0.28	Dégâts léger
8.7731	2.8	21.05	0.33	Dégâts léger
9.6193	2.8	21.05	0.4	Dégâts léger
10.4642	2.8	21.05	0.47	Dégâts modéré
11.4061	2.8	21.05	0.52	Dégâts modéré
12.3484	2.8	21.05	0.57	Dégâts modéré
13.235	2.8	21.05	0.6	Dégâts modéré
14.0637	2.8	21.05	0.66	Dégâts modéré
14.8783	2.8	21.05	0.71	Dégâts modéré
15.785	2.8	21.05	0.76	Dégâts modéré
16.6107	2.8	21.05	0.8	Dégâts modéré
17.7475	2.8	21.05	0.86	Dégâts important
18.5327	2.8	21.05	0.87	Dégâts important
18.555	2.8	21.05	0.87	Dégâts important
18.5667	2.8	21.05	0.87	Dégâts important
18.6151	2.8	21.05	0.88	Dégâts important
18.8719	2.8	21.05	0.88	Dégâts important
18.8948	2.8	21.05	0.88	Dégâts important
19.2272	2.8	21.05	0.9	Dégâts important
19.245	2.8	21.05	0.9	Dégâts important
19.2513	2.8	21.05	0.9	Dégâts important
19.2803	2.8	21.05	0.9	Dégâts important
20.0346	2.8	21.05	0.94	Dégâts important
20.0491	2.8	21.05	0.94	Dégâts important
20.3542	2.8	21.05	0.96	Dégâts important
20.3702	2.8	21.05	0.96	Dégâts important
20.4371	2.8	21.05	0.97	Dégâts important



20.4499	2.8	21.05	0.97	Dégâts important
20.4541	2.8	21.05	0.97	Dégâts important
20.4771	2.8	21.05	0.98	Dégâts important
20.4774	2.8	21.05	0.98	Dégâts important
21.1723	2.8	21.05	1.00	Dégâts important
21.1927	2.8	21.05	1.00	Dégâts important
21.458	2.8	21.05	1.00	Dégâts important
21.4602	2.8	21.05	1.022	Ruine
21.4815	2.8	21.05	1.023	Ruine
22.0768	2.8	21.05	1.05	Ruine
22.0794	2.8	21.05	1.05	Ruine
22.3644	2.8	21.05	1.07	Ruine
22.3862	2.8	21.05	1.07	Ruine
23.4536	2.8	21.05	1.13	Ruine
23.8114	2.8	21.05	1.15	Ruine
23.8159	2.8	21.05	1.15	Ruine
24.8314	2.8	21.05	1.2	Ruine
25.0444	2.8	21.05	1.22	Ruine

Tableau 4. 2: équivalence entre indice de dommage et état de dommage.

## 6 Paramètres de la courbe de fragilité :

<b>Déplacement spectrale (cm)</b>									
<b>Aucuns dégâts</b>		<b>léger</b>		<b>modéré</b>		<b>important</b>		<b>Ruine</b>	
<b>Moyenne</b>	<b>Écart type</b>	<b>Moyenne</b>	<b>Écart type</b>	<b>Moyenne</b>	<b>Écart type</b>	<b>Moyenne</b>	<b>Écart type</b>	<b>Moyenne</b>	<b>Écart type</b>
<b>2.047</b>	<b>1.66</b>	<b>7.85</b>	<b>1.9</b>	<b>14.47</b>	<b>2.164</b>	<b>20.04</b>	<b>0.94</b>	<b>22.4</b>	<b>1.27</b>

Tableau 4. 3: Paramètres de la courbe de fragilité

Les valeurs de ce tableau sont obtenues en passant par un simple calcul de statistique, les valeurs de la moyenne et de l'écart type associée à chaque état de dommage qui représentent le paramètre intrinsèque [22] de ce structure R+8, c'est-à-dire ces paramètres changent lorsque les caractéristiques physiques et géométriques changent, ces paramètres sont utilisables pour

l'établissement des courbes de fragilité d'une part et d'autre part pour le dimensionnement en capacité « non linéaire ».

## 7 Calcul de probabilités :

Utilisant l'équation (2.13) du chapitre 02 on peut générer tous les probabilités des différentes états de dommage les résultats sont regroupés au tableau suivant :

	<b>Probabilités</b>				
<b>Sd capacité cm</b>	<b>Aucun dégât</b>	<b>Léger</b>	<b>Modère</b>	<b>Important</b>	<b>Ruine</b>
0	0	0	0	0	0
0.6503	0.20001061	7.68883E-05	8.51533E-11	2.41352E-95	1.27966E-65
1.587	0.39084669	0.000496517	1.31502E-09	1.45351E-86	2.89034E-60
2.5067	0.60915331	0.002484531	1.61757E-08	2.30201E-78	3.08936E-55
3.4486	0.80086555	0.010336541	1.76223E-07	2.12688E-70	2.5488E-50
4.3384	0.91634893	0.032434525	1.42143E-06	2.82725E-63	6.81683E-46
5.1913	0.97094689	0.081084466	9.02389E-06	8.19665E-57	7.57136E-42
6.1153	0.9928911	0.180859826	5.65023E-05	3.24022E-50	1.10496E-37
6.9452	0.99842048	0.317094845	0.000253186	1.1958E-44	3.88771E-34
7.8504	0.99976501	0.5	0.001109989	5.80459E-39	1.77375E-30
8.7731	0.99997475	0.686175094	0.004234644	1.39802E-33	5.68414E-27
9.6193	0.99999748	0.82377845	0.012488088	5.17265E-29	5.90224E-24
10.4642	0.9999998	0.915279322	0.032057634	8.40676E-25	3.91942E-21
11.4061	0.99999999	0.96919773	0.078363715	1.61065E-20	3.28483E-18
12.3484	1	0.990972102	0.163354037	1.14132E-16	1.608E-15
13.235	1	0.997676471	0.283964316	1.92793E-13	3.33538E-13
14.0637	1	0.999454911	0.425361278	9.05349E-11	3.17456E-11
14.8783	1	0.999889783	0.574638722	1.81775E-08	1.86649E-09
15.785	1	0.999984836	0.728122772	2.80513E-06	1.0881E-07
16.6107	1	0.999997938	0.83858704	0.000126188	2.87695E-06
17.7475	1	0.999999902	0.934978948	0.007197178	0.00013497
18.5327	1	0.99999999	0.96972344	0.053727871	0.001239154
18.555	1	0.999999991	0.970423093	0.056375485	0.00131285
18.5667	1	0.999999991	0.970784775	0.057805154	0.001353098
18.6151	1	0.999999992	0.97224215	0.06402422	0.001531854
18.8719	1	0.999999997	0.978997715	0.106028858	0.002893439
18.8948	1	0.999999997	0.979525993	0.110570278	0.003056694
19.2272	1	0.999999999	0.986012771	0.192438211	0.006557736
19.245	1	0.999999999	0.986303414	0.197673641	0.006819355
19.2513	1	0.999999999	0.986405027	0.199547064	0.006914135
19.2803	1	0.999999999	0.986864418	0.208307652	0.007365587

20.0346	1	1	0.994925497	0.496914925	0.032402276
20.0491	1	1	0.995022818	0.503085075	0.033236711
20.3542	1	1	0.996719924	0.630496316	0.05528496
20.3702	1	1	0.99679249	0.636918656	0.056702451
20.4371	1	1	0.997080511	0.663339097	0.062941665
20.4499	1	1	0.997132883	0.66830826	0.064194199
20.4541	1	1	0.997149883	0.669932388	0.064609381
20.4771	1	1	0.997241372	0.678769056	0.066920087
20.4774	1	1	0.997242548	0.678883664	0.066950644
21.1723	1	1	0.999020554	0.886051638	0.170239258
21.1927	1	1	0.999051243	0.890192817	0.174327586
21.458	1	1	0.999377588	0.934546702	0.233039664
21.4602	1	1	0.999379796	0.934845319	0.23356842
21.4815	1	1	0.999400806	0.937682077	0.238721997
22.0768	1	1	0.999779565	0.985018513	0.404019091
22.0794	1	1	0.99978056	0.985123112	0.404810103
22.3644	1	1	0.999867451	0.993381862	0.493171023
22.3862	1	1	0.999872551	0.993800861	0.5
23.4536	1	1	0.999983412	0.999863227	0.799035314
23.8114	1	1	0.999992049	0.999970998	0.868460735
23.8159	1	1	0.999992124	0.999971584	0.869212878
24.8314	1	1	0.999999154	0.999999838	0.972577606
25.0444	1	1	0.999999484	0.999999952	0.981572332

Tableau 4. 4: Probabilités correspondantes à chaque état de dommage.

## 8 Courbes de vulnérabilité :

Les courbes de vulnérabilité d'une structure relient un paramètre spectral à la probabilité d'atteindre ou de dépasser un état de dommage donnée, on peut distinguer sur la figure que chaque courbe de fragilité représente un état de dommage. Toutes les courbes démarrent de 0 jusqu'à une valeur suprême de 1, la première courbe qui atteint la valeur de 1 est celui de l'état de dommage « aucun dégât » et par la suite toute l'autre courbe suivre le même chemin. Nous avons choisi de représenter les courbes de fragilité en fonction du déplacement spectrale car il est le caractère intrinsèque de la structure et par conséquent les courbes de vulnérabilité deviennent intrinsèques de cette structure

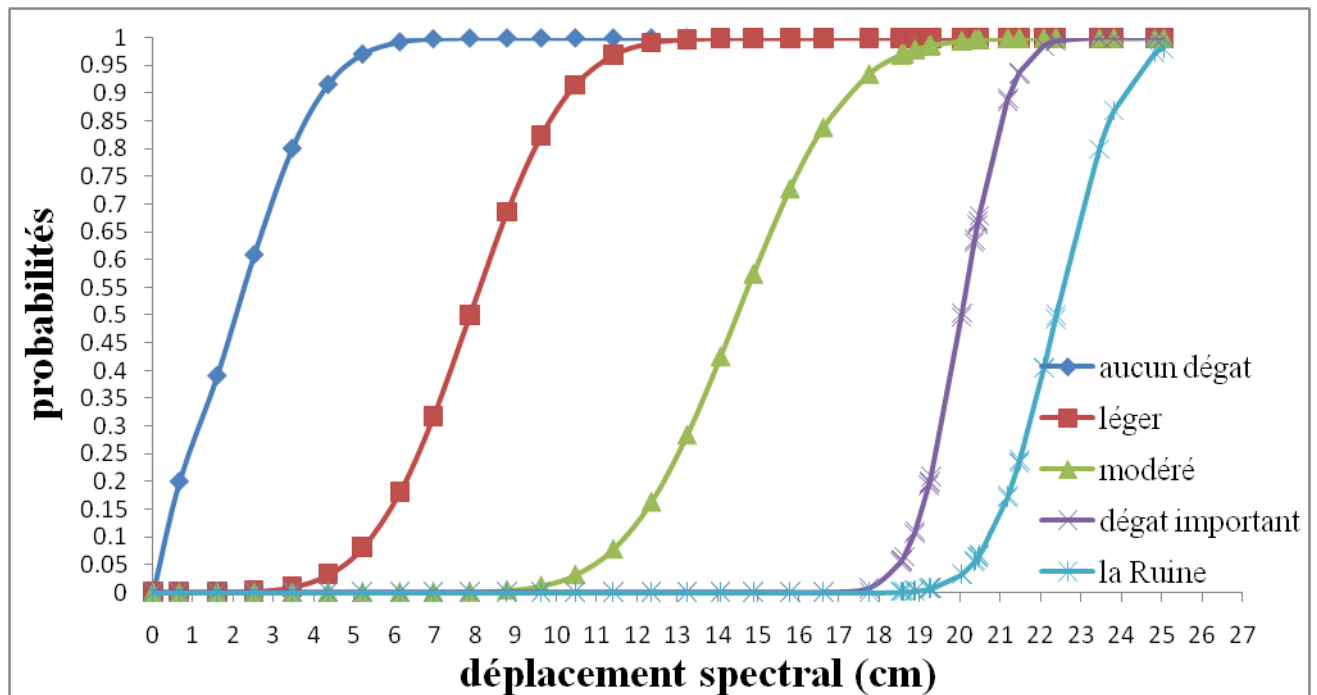


Figure 4. 9: Courbes de fragilité du bâtiment R+8.

## 9 A quoi servent les courbes de vulnérabilité d'une structure :

Les courbes de vulnérabilité d'une structure servent au premier lieu à l'évaluation du risque sismique des constructions, l'évaluation du risque sismique de toute une région, établissement des cartes de vulnérabilité de chaque zone sismique et aussi les paramètres de ces courbes « moyenne et écart type de chaque état de dommage » servent au dimensionnement en capacité.

Le dimensionnement en capacité utilisant les paramètres des courbes de fragilité se fait de la manière suivante :

Puisque les déplacements spectral d'une structure donnée sont intrinsèques, je sais très bien a quel déplacement ma structure se casse, alors je fixe le bâtiment et je cherche le séisme qui peut casser mon bâtiment utilisant les coordonnées du point de performance qui sont les coordonnées du point d'intersection entre le spectre de réponse et la courbe de capacité de mon bâtiment ensuite j'utilise les paramètres des courbes de fragilité pour calculer la probabilité d'atteindre ou de dépasser chaque état de dommage pour réaliser se travail nous avons pris quatre exemple de séisme sous forme de spectre normalisé qui sont les suivants :

RLES Z1S4 : spectre de réponse de la zone 01 avec un site très meuble.

RELS Z2B S4 : spectre de réponse de la zone 2B avec un site très meuble.

RELS Z2A S4 : spectre de réponse de la zone 2A avec un site très meuble.

RELS Z3 S4 : spectre de réponse de la zone 03 avec un site très meuble.

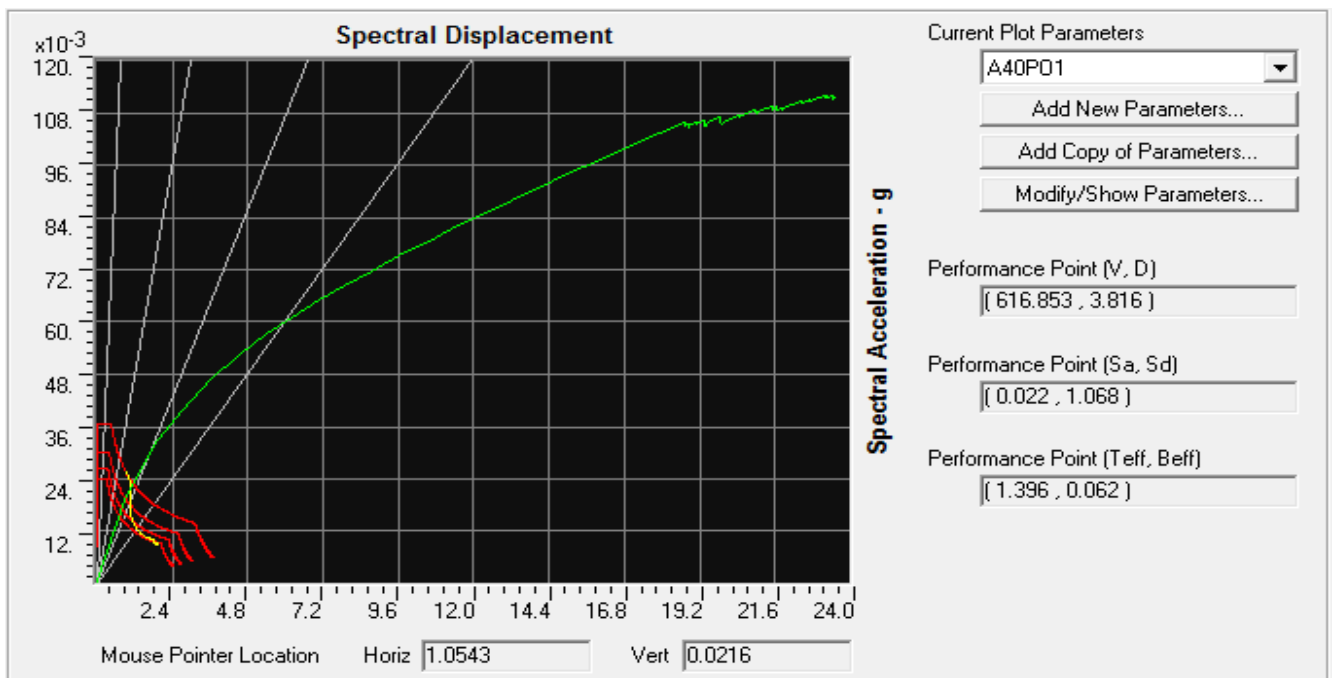


Figure 4. 10:Point de performance du bâtiment R+8 utilisant le spectre RELS Z1 S4.

Voici les probabilités de chaque état de dommage correspondant au Sd= 1.068 cm.

État de dommage	Aucun dégât		léger		modéré		important		Ruine	
	Sd,ds	βsd	Sd,ds	βsd	Sd,ds	βsd	Sd,ds	βsd	Sd,ds	βsd
Caractéristiques des courbes de fragilité	2.047	1.66	7.85	1.9	14.47	2.16	20.04	0.94	22.4	1.27
Probabilités de dommage	0.2841754		0.0001907		3.012E-10		0		0	

Tableau 4. 5: Probabilité de chaque état de dommage subi par le bâtiment R+8 utilisant le spectre RELS Z1 S4.

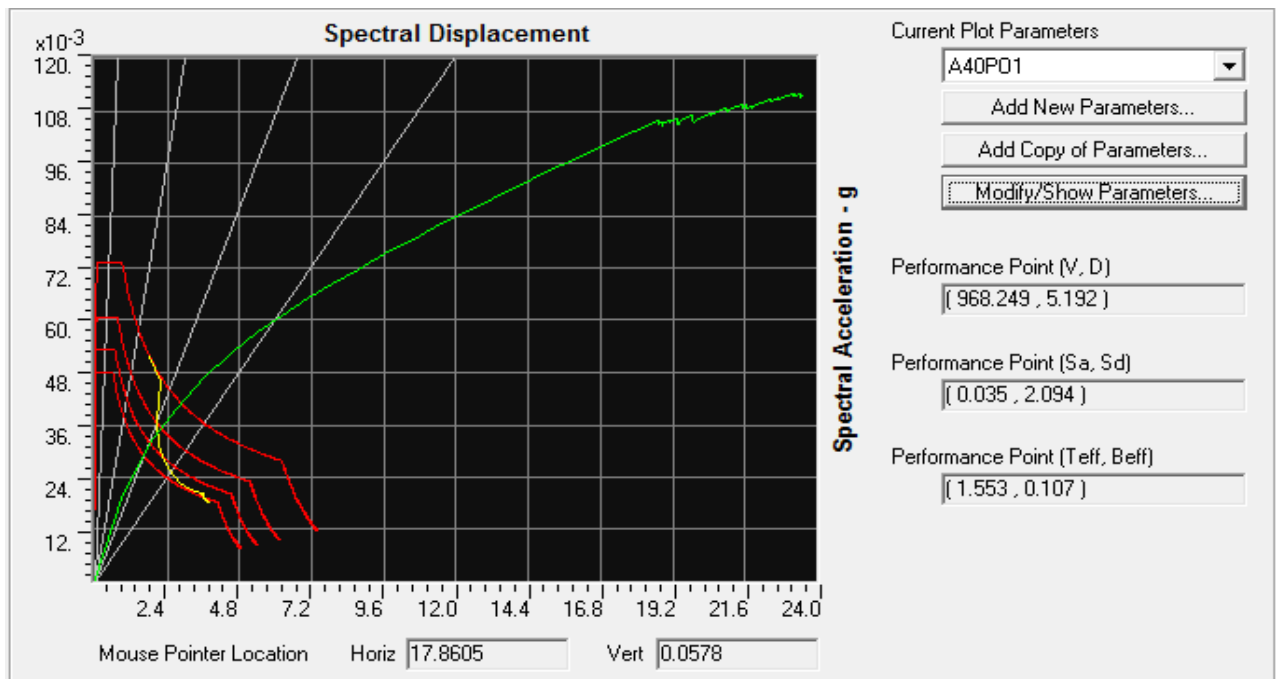


Figure 4. 11: Point de performance du bâtiment R+8 utilisant le spectre RELS Z2B S4.

Voici les probabilités de chaque état de dommage correspondant au  $S_d = 2.094$  cm.

État de dommage	Aucun dégât		léger		modéré		important		Ruine	
	Sd,ds	$\beta_{sd}$	Sd,ds	$\beta_{sd}$	Sd,ds	$\beta_{sd}$	Sd,ds	$\beta_{sd}$	Sd,ds	$\beta_{sd}$
Caractéristiques des courbes de fragilité	2.047	1.66	7.85	1.9	14.47	2.16	20.04	0.94	22.4	1.27
Probabilités de dommage	0.5112938		0.0012249		5.033E-09		0		0	

Tableau 4. 6: Probabilité de chaque état de dommage subi par le bâtiment R+8 utilisant le spectre RELS Z2B S4.

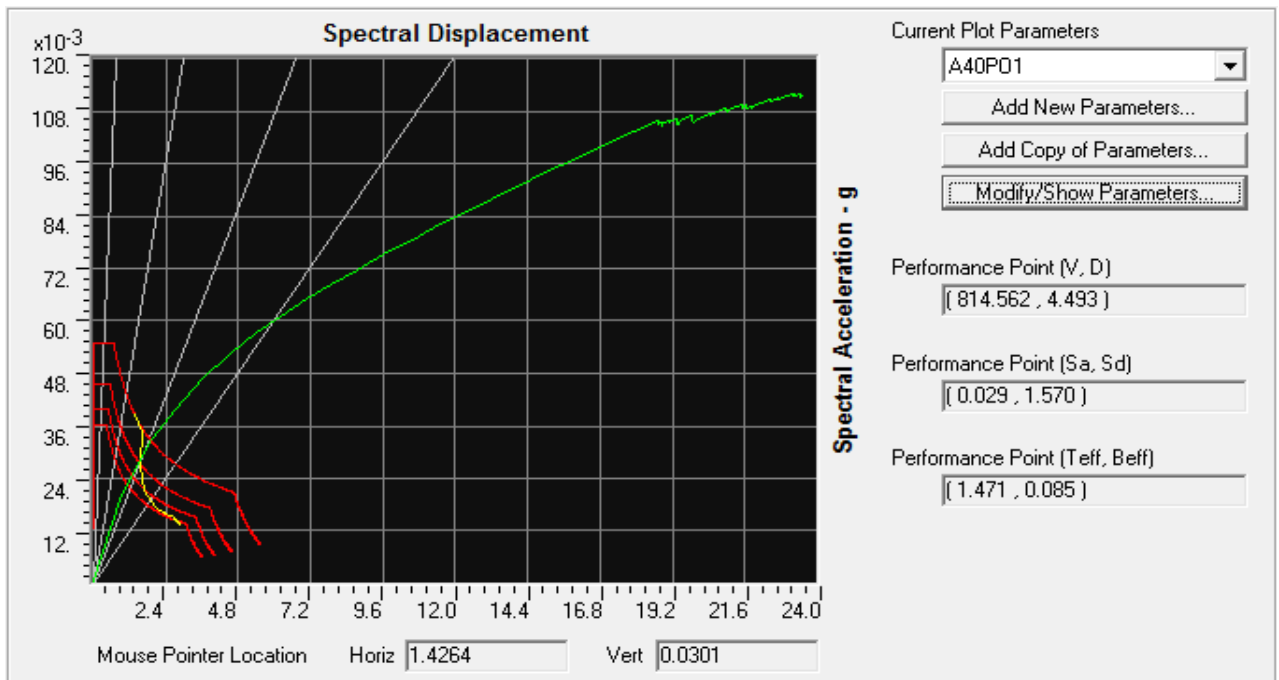


Figure 4. 12: Point de performance du bâtiment R+8 utilisant le spectre RELS Z2A S4.

Voici les probabilités de chaque état de dommage correspondant au  $S_d = 1.57\text{cm}$ .

État de dommage	Aucun dégât		léger		modéré		important		Ruine	
	Sd,ds	$\beta_{sd}$	Sd,ds	$\beta_{sd}$	Sd,ds	$\beta_{sd}$	Sd,ds	$\beta_{sd}$	Sd,ds	$\beta_{sd}$
Caractéristiques des courbes de fragilité	2.047	1.66	7.85	1.9	14.47	2.16	20.04	0.94	22.4	1.27
Probabilités de dommage	0.3869224		0.0004744		1.17E-09		0		0	

Tableau 4. 7: Probabilité de chaque état de dommage subi par le bâtiment R+8 utilisant le spectre RELS Z2A S4.

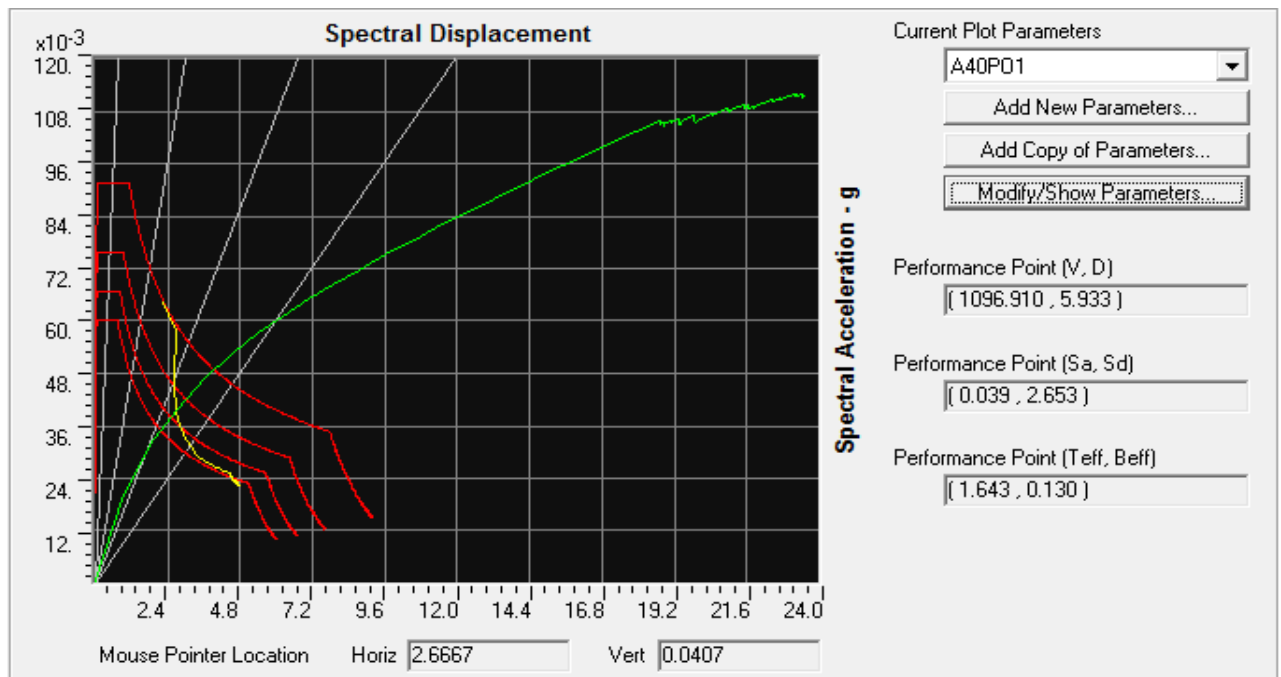


Figure 4. 13: Point de performance du bâtiment R+8 utilisant le spectre RELS Z3 S4.

Voici les probabilités de chaque état de dommage correspondant au  $S_d = 2.65\text{cm}$ .

État de dommage	Aucun dégât		léger		modéré		important		Ruine	
	Sd,ds	$\beta_{sd}$	Sd,ds	$\beta_{sd}$	Sd,ds	$\beta_{sd}$	Sd,ds	$\beta_{sd}$	Sd,ds	$\beta_{sd}$
Caractéristiques des courbes de fragilité	2.047	1.66	7.85	1.9	14.47	2.16	20.04	0.94	22.4	1.27
Probabilités de dommage	0.6417921		0.0031016		2.22E-08		0		0	

Tableau 4. 8: Probabilité de chaque état de dommage subi par le bâtiment R+8 utilisant le spectre RELS Z3 S4.



## Conclusion générale

L'analyse de la vulnérabilité sismique d'une structure en béton armé utilisant les caractères élastiques du béton et de l'acier mène très souvent à des résultats insuffisants, puisque les fissures ou dommages apparaissent lorsqu'une structure est sollicitée au-delà du domaine élastique linéaire. Donc la prise en compte du comportement non linéaire du béton et de l'acier est indispensable si on veut approcher de plus en plus le comportement réel des structures.

L'estimation du dommage au niveau d'une structure, ville et région utilisant les courbes de fragilité joue un rôle très important dans les stratégies de prévention voir réduction du risque sismique, plusieurs approches d'évaluation des courbes de vulnérabilité on vu le jour. Pour réaliser ce travail notre choix est tombé sur une approche analytique à cause de non disponibilité d'un ensemble d'accélérogrammes représentatif pour le site donnée. La méthodologie qui a été décrite au chapitre 02 compte quatre étapes ; la première étape destinée au données de la structure (géométrie, caractéristiques matériaux, code de calcul), la deuxième étape concerne les différentes cas de charges, la troisième porte sur l'analyse ( nous avons choisi de passer par une analyse statique non linéaire) et la dernière étape consacre au établissement des courbes de fragilité passant par un modèle probabiliste cumulative.

D'après les résultats obtenues notre structure atteinte un état de dommage « aucun dégât » pour un déplacement au sommet de la structure de 6.43 cm, elle continue de se déplacer jusqu'au 15.64 cm correspondant a l'état de dommage « léger », les déplacements ne cessent pas a se développer jusqu'un déplacement de 26.57 cm au sommet de la structure associé a l'état de dommage « modéré », la structure atteinte l'état de dommage « important » avec un déplacement au sommet de 32.27 cm et enfin notre structure s'effondre lorsque elle atteinte un déplacement au sommet de 37.3978 cm. Suite a ces résultats obtenues on peut conclure que la ruine est plus liée a une atteinte de limite en déplacement qu'au dépassement d'une limite en effort.

## Perspectives

Afin de compléter le présent travail, des perspectives son décrites ci-après :

- Ce travail doit être accomplie en ayant recours a l'expérimental. Pour démontrer que la courbe de capacité d'une structure est une caractéristique intrinsèque de la structure et dépend que des caractères physiques et géométriques d'une structure.
- L'estimation de la vulnérabilité des structures a été obtenue grâce à la méthodologie décrite, on guise de perspective il sera souhaitable d'appliquer la méthodologie pour des structures en maçonnerie qui représentent 60% a 70% des typologies des structures algériennes.
- Introduire la méthode de capacité spectrale « pushover » au règlement parasismique algérien RPA.

## Résumé :

L'estimation du risque sismique passe par l'évaluation de la vulnérabilité des structures, cette vulnérabilité peut être estimée par le biais d'approche analytique ou empirique. L'objectif principal du présent travail est de décrire une de ces méthodologies et de l'appliquer sur une structure type R+8.

La méthodologie utilisée se base sur une approche analytique connue sous le nom «Méthode PushOver », cette méthodologie analytique est considérée comme étant statique non linéaire. Elle requiert une courbe de capacité qu'on va développer dans le présent travail.

Les résultats obtenus sont exprimés en termes de probabilité de dommage, ces derniers sont établis en fonction des déplacements spectraux au sommet de la structure. Ainsi les paramètres de la courbe de fragilité qui sont l'écart type et la moyenne de chaque état de dommage ont été déterminés en fonction du déplacement spectrale.

## Abstract:

The estimation of seismic risk is conducted through the assessment of the vulnerability of structures, which could be estimated through analytical or empirical approach. The main objective of this work is to describe one of these methodologies and apply it to a RC structure R +8.

The applied methodology is based on an analytical approach known as "pushover Method". This analytical methodology is considered as a static nonlinear. It requires a capacity curve which will be develop in this work.

The results are expressed in terms of probability damage; they are based on spectral displacements at the top of the structure. The parameters of the fragility curve which are the standard deviation and the mean of each state of damage were determined based on the spectral displacement.

## Références bibliographiques

- [1]: ATC-13 1985, "Earthquake Damage Evaluation Data for California" (ATC-13). Redwood City California: Applied Technology Council, 1985.
- [2]: Coburn, A., Spence, R. (2002). *Earthquake Protection*. J. Wiley & Sons. Angletere. 420 pages.
- [3]: Bryant Nielson, Bridge Seismic Fragility-Functionality Relationships: A Requirement Loss Estimation in Mid-America, Texas A&M University, 2003.
- [4]: ÖZGÜR AVAŞAR Fragility Based Seismic Vulnerability Assessment Of Ordinary highway bridges in turkey, PhD thesis, Middle East Technical University, 2009.
- [5]: Masanobu Shinozuka and Sang-Hoon Kim Developing Fragility Curves for concrete bridge retrofitted with steel jacketing, Collaborative Partners.
- [6]: Ying Pan, Anil K. Agrawal, Michel Ghosn Seismic Fragility and Risk Management for Highway Bridges in New York State, The City College of the City University of New York and University Transportation Research Center (UTRC).
- [7]: Shih, L. et Kao, C. Y. structural damage detection using the optimal weights of the approximating artificial neural networks, *Earthquake Engineering And Structural Dynamics*. 31:217-234, 2002.
- [8]: Kiremidjian, A. S., James, M. et Yueyue, F. (1996). "Earthquake Risk Assessment for Transportation Systems". Blume Earthquake Engineering Center, Dept. Civil Eng., Stanford University. Report No. 118.
- [9]: Dutta, A. et Mander, J. B., (1998), "Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges," proc. Of INCEDE-MCEER Ctr-Ctr Workshop on Earthq. Engrg. Frontiers in Transp. Systems, Tokyo Japan, June 22-23.
- [10]: Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H. et al. (2000). "Statistical analysis of fragility curves." Tech. Rep., Multidisciplinary., Center of Earthquake Engineering Research, State University at Buffalo, N.Y.
- [11]: Vinita, S. (2000). "Spatial variation of earthquake ground motion and development of bridge fragility curves". These de doctorat du département de génie civil et des opérations de recherche.
- [12]: Ala et al. (2001). "Seismic fragility formulations for water systems". A public-private partnership to reduce risk to utility and transportation systems from natural hazards.
- [13]: Markotike, S. (2002). "Fragility analysis of reinforced concrete structures using a response surface approach" A dissertation submitted in partial fulfillment of the requirements for the master degree in earthquake engineering.

**[14]** : Glaister, D.S.(2002). "development of simplified deformation based method for seismic vulnerability assessment". A dissertation submitted in partial fulfillment of the requirements for the master degree in earthquake engineering.

**[15]**: Maachou Omar. "Établissement des courbes de fragilité des ouvrages en zones sismiques (application aux ponts)", mémoire de magister, université Abou Beker Bbelkaid-Tlemcen, 2004.

**[16]**: M. Hemsas, S. M. Elachachi, vulnérabilité sismique des structures quasi symétriques a murs porteurs en b.a. et méthodes de capacité spectrale, SBEIDCO – 1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria) - October 12-14, 2009.

**[17]**: Orakcal, K., Wallace J. W. and Conte J. P., 2004. "Flexural Modeling of Reinforced Concrete Walls- Model Attributes". *ACI Structural Journal*, Title no.101-S68.

**[18]** : Michel C, Guéguen P, Bard P-Y. Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: an aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2008; **28**(8):593–604.

**[19]** : Mouzzoun et al., "Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé par l'utilisation des courbes de fragilités", *J. Mater. Environ. Sci.* 3 (6) (2012) 1037-1044

**[20]** : EN, Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance, Ed. Eyrolles (2004).

**[21]** : RPS2000, Règlement parasismique marocain .Ministère de l'habitat et l'aménagement de l'espace, Maroc(2008).

**[22]** : Garcia Jean-françois." Elaboration d'une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments". Rapport final de PFE, INSA Strasbourg, Spécialité Génie Civil, Option Construction. Mars-Juillet 2007.

**[23]** : SwagataBanerjee, ChaoChi. " State-dependent fragility curves of bridges based on vibration measurements", Department of Civil and Environmental Engineering, 221 B Sackett Building, The Pennsylvania State University, University Park, PA 16802, United States Department of Civil and Environmental Engineering, 212 Sackett Building, The Pennsylvania State University, University Park, PA 16802, United States. *Probabilistic Engineering Mechanics* 33(2013)116–125.

**[24]:** P.G. Asteris, M.P. Chronopoulos, C.Z. Chrysostomou, H. Varum, V. Plevris , N. Kyriakides , V. Silva. ‘’ Seismic vulnerability assessment of historical masonry structural Systems’’School of Pedagogical and Technological Education, Heraklion, GR 14121 Athens, Greece. Concrete Laboratory, School of Civil Engineering, National Technical University of Athens, Athens, Greece. Department of Civil Engineering and Geomatics, Cyprus University of Technology, P.O. Box 50329, 3603 Limassol, Cyprus. University of Aveiro, Department of Civil Engineering, 3810-193 Aveiro, Portugal. *Engineering Structures* 62-63 (2014) 118–134.

**[25]:** ATC-40,1996 “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”, ATC 40, Redwood City: Applied Technology Council, 1996.

**[26]:** Krawinkler H., Procedure and construction of pushover analysis of seismic performance evaluation engineering structure, vol: 20, edition: Elsevier science, Department of civil engineering stanford university U.S.A 1998.

**[27]:** A.Boumekik « Analyse pushover des structures en béton armé ». Projet de recherche, université de Batna.2006.

**[28]:** FEMA273 Federal Emergency Management Agency. « NEHRP recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures ». Chapitre3, Washington, D.C.

**[29]:** Fajfar, P. 1999. "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28: 979-93.

**[30]:** Chopra, A.K. & Goel, R.K 2002. "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31: 561-82.

**[31]:** CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, and SAFE – Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA, October 2005.

**[32]:** Chintanapakdee C. Chopra AK, 2003 Evaluation of modal pushover analysis using generic frames. *Earthq Eng Struct Dyn* 32 (3):417-424.

**[33]:** PRIESTLEY M.J.N.. DISPLACEMENT-BASED APPROACHES TO RATIONAL LIMIT STATES DESIGN OF NEW STRUCTURES. Proceedings of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering,, Paris, 1998 – Invited Lectures. Rotterdam ; Brookfield, VT : A.A. Balkema. 1998.

**[34]:** CHUNG Y.S., MEYER C., SHINOZUKA M.. MODELLING OF CONCRETE DAMAGE. Technical Paper, ACI Journal, Volume 89 n°1, 1989.