

UNIVERSITE SAAD DAHLAB – BLIDA

Faculté des Sciences de l'ingénieur

Département de génie civil

MEMOIRE DE MAGISTER

En Génie Civil

Spécialité : Constructions Civiles et Industrielles

COMPORTEMENT STRUCTUREL DES CONSTRUCTIONS EN BETON

ARME ET IDENTIFICATION DES MECANISMES DE RUINE SOUS

L'ACTION DU SEISME DU 21 MAI 2003

Par

Salim TAFRAOUT

Devant le jury composé de :

Dr M. ABED	Maître de conférence, USD, Blida	Président
Pr N. BOURAHLA	Professeur, USD, Blida	Directeur de Thèse
Dr A. ATTAR	Maître de conférence, USD, Blida	Examineur
Dr M. HADID	Maître de conférence, ENTP Alger	Examineur

Blida 2006



DEDICACE

*Je dédie ce travail de recherche
À la mémoire de mon cher ami
« ITCHIRA Mohamed ».*



الملخص

الزلزال الذي ضرب منطقة زموري يوم 21 مايو 2003 ذو الشدة المقدرة ب 6,8 على سلم ريشر و على عمق 10 كلم قد احدث خسائر بشرية و مادية معتبرة. الأمر المهم الملاحظ من بعد الزلزال هو العدد الكبير والمهم للبنىات الخراسانية المسلحة التي تعرضت بشدة للهدم. هذا البحث العلمي يتولى دراسة التصرف الخاص ورد فعل هذا النوع من البنىات من ناحية الزلازل وعلى الخصوص آلية الدمار الكامل أو الجزئي للبنىات الخراسانية المسلحة. بعد البحث التدقيقي في أماكن التدمير, سنقوم بتعيين و تقسيم حالات و أنواع الدمار الملاحظة على البنىات وتقسيم حالات الدمار المسجلة في الأماكن المتضررة. البنىات التي أظهرت رد فعل خاص تجاه الزلزال سيحضون دراسة خاصة بالطريقة الديناميكية للاخطية تحت تأثير الزلزال عن طريق تسجيلات حقيقية لهذا الأخير المتحصل عليها على سطح الأرض ، أين سنقوم بدراسة ألدوافع الرئيسية لدمار هذه البنىات مع مدى تأثير كل دافع على التصرف العام لهذه البنىات، كالانحطاط التدريجي للصلابة، التلف التدريجي للمقاومة، الالتحام بين الخرسانة و الحديد، دون أن ننسى تأثير ألتسجيل ألزلاي على رد فعل هذه البنىات.

Résumé

Le séisme du 21 Mai 2003 qui a secoué la région de Zemmouri dont la magnitude été estimée à 6.8 sur l'échelle de Richter à une profondeur de 10 km a provoqué des dégâts énormes. Il est à signaler qu'un nombre très élevé de construction en béton armé ont été sévèrement endommagées. Le présent sujet de recherche examine le comportement sismique de ces structures sous l'effet de ce séisme et en particulier les mécanismes de ruine totale ou partielle des constructions en béton armée. Après une investigation détaillée sur site, une sélection ainsi qu'une classification des dommages et de ruine a été effectuée. Les structures présentant des cas particuliers feront l'objet d'une analyse dynamique non linéaire sous l'effet d'accélérogrammes réels enregistrés dans la région, où une étude paramétrique est élaborée pour voir l'influence des diverses paramètres tels que la dégradation de rigidité, la détérioration de résistance, l'effet d'adhérence acier – béton ainsi que l'effet de l'accélérogramme sur le comportement structurel.

Summarize

The earthquake of May 21st 2003 that struck the area of Zemmouri of with a magnitude estimated 6.8 at the Richter' scale with a depth of 10 km, caused enormous damage. A high number of reinforced concrete structures were severely damaged. This subject of research examines the seismic behavior of these structures under the effect of a seismic excitation, and in particular the collapse mechanism of these structures, totally or partially damages. After, a detailed investigation on site is carried out to the selection and the classification of the cases of damage and ruin. The structures presenting particular effects are being subjected to a dynamic nonlinear analysis under the effect of a real time history recorded in the affected area, where a parametric study is prepared to see the influence of various parameters such as the degradation of stiffness, the deterioration of strength, the effect of pinching as well as the effect of the time history on the structural behavior.

REMERCIEMENTS

Je remercie en premier et en dernier « ALLAH » tout puissant, pour son aubaine de m'avoir gardé en bonne santé et de m'avoir donnée tous le courage et la bonne volonté, et d'avoir guidé mes pas vers le bon chemin pour mener ce travail jusqu'au but.

Mes sincères et chaleureux remerciements s'adressent à mon directeur de thèse, le professeur Nouredine BOURAHLA, Maître de conférence à l'université de Blida, qui m'a lancé sur ce sujet passionnant avec enthousiasme, et a dirigé avec succès jusqu'à la fin mes travaux de cette exposé. Qu'il trouve ici mes sincères remerciements et gratitude.

Je tient aussi à remercie vivement mes collègues de travail, de m'avoir encouragé et aidé à élaboré ce travail de recherche et d'être patient avec moi, dont je suis reconnaissant.

J'adresse aussi mes remerciements à toute ma famille et mes amies sans exception, qui m'ont soutenu jusqu'où ce travail soit achevé.

Enfin, je remercie une unième et dernière fois mon dieu tout puissant de m'avoir éclairer le bon chemin jusqu'à la fin de mon travail de recherche.



INTRODUCTION	13
CHAPITRE 1. INVESTIGATION SUR LE SEISME DE BOUMERDES	17
1.1. INTRODUCTION	17
1.2. SEISME DE BOUMERDES DU 21 MAI 2003	17
1.3. CONTEXTE SISMO-TECTONIQUE	18
1.4. ACCELERATIONS ET SPECTRES DE REPOSE MESURES EN SURFACE	20
1.5. INVESTIGATION GEOTECHNIQUE	24
1.5.1. EFFET DES TALUS	24
1.5.2. RUPTURE DES ROCHES	24
1.5.3. LIQUEFACTION ET FISSURATION DU SOL	25
1.5.4. RAS DE MAREE ET RETIREMENT DE LA MER	26
1.6. LES EFFETS SUR LES CONSTRUCTIONS	26
1.6.1. DEGATS OBSERVES SUR LES STRUCTURES A USAGE D'HABITATION	27
1.6.1.a)- Bâtiments scolaires	28
1.6.1.b)- Les mosquées	28
1.6.1.c)- Bâtiments industriels	29
1.6.1.d)- Les châteaux d'eau	30
1.6.1.e)- Les routes et les ouvrages d'arts	30
1.7. COMPORTEMENT DES STRUCTURES EN PORTIQUES EN BETON ARME	31
1.7.1. PRESENCE DES ETAGES SOUPLES	31
1.7.2. ABSENCE OU MANQUE DES ARMATURES TRANSVERSALES DANS LES NŒUDS DES POTEAUX	32
1.7.3. POTEAUX COURTS	32
1.7.4. PRESENCE DES TALONNETTES	33
1.7.5. BATIMENTS ADJACENTS	34
1.7.6. MAUVAISE OU MEDIOCRE QUALITE DU BETON	34
1.8. EFFONDREMENT DES STRUCTURES	35
1.8.1. 1 ^{ER} CAS D'EFFONDREMENT :	35
1.8.2. 2 ^{EME} CAS D'EFFONDREMENT	36
1.8.3. 3 ^{EME} CAS D'EFFONDREMENT :	36
1.8.4. 4 ^{EME} CAS D'EFFONDREMENT :	37
1.9. STATISTIQUES DES DEGATS ET VICTIMES DUES AU SEISME	38
1.10. CONCLUSION	39
CHAPITRE 2. ANALYSE DE L'ENDOMMAGEMENT ET FORMATION DES MECANISME DE RUINES DANS LES STRUCTURES EN BETON ARME SOUS SOLLICITATIONS SEISMIQUES	40
2.1. INTRODUCTION	40
2.2.- LES MECANISMES DE RUINES :	40
2.3. LES TRAVAUX DE RECHERCHES ANTERIEURS SUR LES MECANISMES DE RUINE	41
2.3.1. TRAVAUX DE RECHERCHES ANALYTIQUES	41
2.3.2. TRAVAUX DE RECHERCHES EXPERIMENTALES	42
2.4. CRITERES D'EVALUATION DE L'ENDOMMAGEMENT STRUCTUREL	43
2.4.1. METHODE BASEE SUR LES DEPLACEMENTS	44
2.4.1.a)- La Ductilité	44
2.4.1.b)- Ductilité de déformation	45
2.4.1.c)- Ductilité de courbure	46
2.4.1.d)- Ductilité de rotation	46
2.4.1.e)- Ductilité de déplacement	46
2.4.1.f)- Relation entre ductilité locale ($M - \phi$) et ductilité globale	47
2.4.2. METHODE DES ENERGIES	47
2.4.2.a)- Energie dissipée par la structure	47

2.4.2.b)- Indice de dommage de Park & Ang	47
2.4.2.c)- Facteur de ductilité équivalent	48
2.5. METHODES D'ANALYSE DE L'ENDOMMAGEMENT DES STRUCTURES EN BETON ARME SOUS SOLlicitATIONS SISMIQUES	49
2.5.1. ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE	49
2.5.2. L'ANALYSE PSEUDO – STATIQUE « PUSH-OVER »	49
2.6. MODELES D'HYSTERESIS	50
2.7. RELATION MOMENT COURBURE (M-ϕ)	52
2.8. CONCLUSION	53
CHAPITRE 3. MODELISATION ET ANALYSE NON LINEAIRE	54
3.1. INTRODUCTION	54
3.2. MODELISATION NUMERIQUE D'UNE STRUCTURE EN BETON ARME	54
3.2.1. ELEMENTS STRUCTURAUX DU MODELE	55
3.2.2. DETERMINATION DE LA COURBE M – ϕ	60
3.2.2.a)- Calcul de la capacité de déformation ultime :	63
3.2.3. COURBE M – ϕ DE L'ELEMENT POTEAU	64
3.2.3.a)- Moment de fissuration	64
3.2.3.b)- Courbure de la limite élastique :(Park & Paulay 1974)	65
3.2.3.c)- Moment de la limite élastique :(Park & Paulay 1974)	65
3.2.3.d)- Moment ultime : (Park & Paulay 1974)	65
3.2.4. COURBE M – θ DE L'ELEMENT POUTRE	65
3.2.4.a)- Moment de fissuration	66
3.2.4.b)- Courbure de limite élastique	66
3.2.4.c)- Moment plastique	66
3.2.4.d)- Moment ultime	67
3.3. FORMES DES BOUCLES D'HYSTERESIS	67
3.3.1. MODELE BILINEAIRE	67
3.3.2. MODELE D'HYSTERESIS TRI LINEAIRE	68
3.3.3. MODELE DE PARK A TROIS PARAMETRES	68
3.3.4. MODELE DE KELVIN	69
3.3.5. MODELE MAX WELL	70
3.3.6. MODELE COURBE « SMOOTH »	70
3.4. TYPES D'ANALYSES	71
3.4.1. L'ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE	71
3.4.2. L'ANALYSE PSEUDO STATIQUE NON LINEAIRE « PUSHOVER »	72
3.4.3. ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE	73
3.4.4. EFFET P – DELTA	75
3.4.5. MODELE DE PROPAGATION DE PLASTICITE	76
3.4.5.a)- Diagramme du moment d'une seule courbe ($M_A M_B \geq 0$)	79
3.4.5.b)- Diagramme du moment de double courbe ($M_A M_B \leq 0$)	79
3.5. ETAT DES DOMMAGES	80
3.5.1. MODELE PARK & ANG (1984)	80
3.5.2. MODELE BASE SUR LA FATIGUE (REINHORF & VALLES)	82
3.5.3. MODELE DE DOMMAGE GLOBAL	82
3.6. CONCLUSION	82
CHAPITRE 4. INVESTIGATION D'UN CAS DE RUINE D'UN BATIMENT REEL SOUS LE SEISME DE BOUMERDES	84
4.1. DESCRIPTION DES CONDITIONS DU SITE	84
4.2. ETAT DE LIEU	85
4.3. DESCRIPTION DE LA STRUCTURE	87

4.4. DETERMINATION DU CHARGEMENT SISMIQUE	88
4.5. MODELISATION NUMERIQUE DE LA STRUCTURE	91
4.6. CHOIX DU MODELE D'HYSTERESIS	91
4.7. ANALYSE ET CALCUL SISMIQUE LINEAIRE	92
4.8. ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE	93
4.8.1. EFFET DU CHARGEMENT SISMIQUE SUR LE MODELE DE REFERENCE	94
4.8.1.a)- <i>Accélérogramme de Keddara 1</i>	94
4.8.1.b)- <i>Accélérogramme de Dar El beida</i>	95
4.8.1.c)- <i>Accélérogramme de Keddara 1 modifié</i>	96
4.8.2. EFFET DES PARAMETRES DE DEGRADATION CYCLIQUE	101
4.8.2.a)- <i>Effet de dégradation de la rigidité :</i>	101
4.8.2.b)- <i>Effet de détérioration de la résistance</i>	102
4.8.2.c)- <i>Effet de l'adhérence des aciers</i>	102
4.8.3. EFFET DE LA COMBINAISON DES PARAMETRES SUR LE COMPORTEMENT STRUCTUREL DU SYSTEME	103
4.8.3.a)- <i>Cas de dommages avancés (effondrement partiel)</i>	103
4.8.3.b)- <i>Cas d'un effondrement total</i>	105
4.9. CONCLUSION	106
CONCLUSION	108
RECOMMANDATIONS	109
REFERENCES	110
APPENDICE A : Article publié dans la 7eme conference internationale du calcul de strcutre	113
APPENDICE B : Description du programme IDARC	124
APPENDICE C : Fichier input type	130

LISTE DES ILLUSTRATIONS GRAPHIQUES

Figure 1. 1 : Localisation du séisme de Boumerdes 21/05/03	18
Figure 1. 2 : Carte sismotectonique du nord algérien	19
Figure 1. 3 : Location des failles active dans la région d'Alger	19
Figure 1. 4 : Enregistrements (E-W ; N-S ; V) de la station Kaddara 1	21
Figure 1. 5 : Contenus fréquentiels des enregistrements de Kaddara 1	22
Figure 1. 6 : Atténuation des enregistrements prédits	23
Figure 1. 7 : Comparaison entre le spectre de réponse réglementaire avec celui produit durant le séisme	23
Figure 1. 8 : Effets de pente	24
Figure 1. 9 : Rupture des roches au voisinage des villages	24
Figure 1. 10 : Liquéfaction de sol	25
Figure 1. 11 : Fissurations des routes	25
Figure 1. 12 : Retirement de la mer	26
Figure 1. 13 : Endommagement des ouvrages en maçonneries	27
Figure 1. 14 : Endommagement des ouvrages avec voiles	27
Figure 1. 15 : Dégâts des structures en portiques	28
Figure 1. 16 : Dégâts observés dans les écoles	28
Figure 1. 17 : Exemple des mosquées	29
Figure 1. 18 : Dégâts dans les constructions industrielles	29
Figure 1. 19 : Etat des châteaux d'eau	30
Figure 1. 20 : Divers désordres sur les routes	30
Figure 1. 21 : Dégâts observés sur les ouvrages d'arts (ponts)	31
Figure 1. 22 : Conséquences des étages souples	32
Figure 1. 23 : Manque ou absence des armatures transversales	32
Figure 1. 24 : Poteaux courts	33
Figure 1. 25 : Disposition des armatures transversales	33
Figure 1. 26 : Présence des talonnettes	33
Figure 1. 27 : Bâtiments adjacents	34
Figure 1. 28 : Ségrégation du béton au niveau des nœuds des poteaux	34
Figure 1. 29 : Effet de non confinement du Béton	34
Figure 1. 30 : Effondrement du RDC avec basculement	35
Figure 1. 31 : Effondrement total du RDC et chute brutal des étages supérieurs	36
Figure 1. 32 : Effondrement total de la structure	37
Figure 1. 33 : Effondrement par collision	38
Figure 2. 1 : Différentes définitions de ductilité	45
Figure 2. 2 : Calcul du paramètre conventionnel en rotation plastique θ_p	46
Figure 2. 3 : Modèle élasto-plastique a) bilinéaire ; b) totalement non linéaire	51
Figure 2. 4 : Courbes d'hystérésis d'une structure ductile	51
Figure 2. 5 : Courbes d'hystérésis d'une structure fragile	51

Figure 2. 6 : Courbe de (σ - ϵ) des matériaux : a) béton non confiné ; b) béton confiné; c) acier	52
Figure 2. 7 : Courbe M- ϕ : a) bilinéaire ; b) tri linéaire linéaire	52
Figure 3. 1 : Eléments structurels d'un bâtiment	55
Figure 3. 2 : Modèle typique d'une poutre	56
Figure 3. 3 : Modèle typique d'un poteau	56
Figure 3. 4 : Modèle typique d'un voile	57
Figure 3. 5 : Élément structurel typique avec zone rigide	59
Figure 3. 6 : Détail d'une section rectangulaire (poutre – poteau)	60
Figure 3. 7 : Détail d'une section d'un voile	61
Figure 3. 8 : Courbe (Contrainte – Déformation) d'une section en béton non confine	63
Figure 3. 9 : Paramètres de déformation	64
Figure 3. 10 : Modèle d'hystérésis bilinéaire	67
Figure 3. 11 : Modèle d'hystérésis tri linéaire	68
Figure 3. 12 : Modèle d'hystérésis de Park	68
Figure 3. 13 : Effet de dégradation de rigidité	68
Figure 3. 14 : Effet de détérioration de la résistance	69
Figure 3. 15 : Effet de dégradation de l'adhérence	69
Figure 3. 16 : Modèle Kelvin :a) Comportement d'amortissement b) Composante de rigidité linéaire c) Composante d'amortissement linéaire	70
Figure 3. 17 : Modèle Max well : rigidité et amortissement dépendant de la fréquence	71
Figure 3. 18 : Modèle d'hystérésis courbé	76
Figure 3. 19 : Calcul de l'effort tranchant dû à l'effet P-Delta	75
Figure 3. 20 : La distribution de la courbure le lent de l'élément	76
Figure 3. 21 : Modèle de propagation de plasticité	77
Figure 3. 22 : Longueur de pénétration pour un élément totalement inélastique totalement inélastique	77
Figure 4. 01 : Localisation du site des ouvrages étudiés	84
Figure 4. 02 : Rupture du 1 ^{er} niveau flexible	85
Figure 4. 03 : Dommages locaux du poteau	85
Figure 4. 04 : Diversité des dégâts dans des structures adjacentes	86
Figure 4. 05 : Vue en plan de la structure et section des éléments	87
Figure 4. 06 : Vue en élévation de la structure.	87
Figure 4. 07 : Caractéristiques de l'accélérogramme de Dar El Beida	88
Figure 4. 08 : Caractéristiques de l'accélérogramme de Kedara 1.	89
Figure 4. 09 : Accélérogramme de Kedara 1 amplifié en amplitude	89
Figure 4. 10 : Comparaison entre le spectre de réponse de Dar El Beida et celui de Kedara1 normalisé	90

Figure 4. 11 : Comparaison entre les spectres de réponse de Kedara 1 modifié en contenu fréquentiel	90
Figure 4. 12 : Modèle de la courbe d'hystérésis Lisse	92
Figure 4. 13 : Cisaillement des poteaux du niveau Rdc des bâtiments étudiés	93
Figure 4. 14 : Résultats de l'analyse sous l'enregistrement de Kedara 1	94
Figure 4. 15 : Résultats de l'analyse sous l'accélérogramme de Dar El Beida	96
Figure 4. 16 : Résultats de l'analyse sous l'enregistrement de Kedara 1 avec un raccourcissement de 20% du pas de temps.	97
Figure 4. 17 : Résultats de l'analyse sous l'enregistrement de Kedara 1 avec un allongement de 20% du pas de temps.	98
Figure 4. 18 : Résultats de l'analyse sous l'accélérogramme de Kedara 1 amplifié	99
Figure 4. 19 : Résultats de l'analyse sous l'accélérogramme de Kedara 1 amplifié	100
Figure 4. 20 : l'effet de la variation du paramètre de rigidité sur : a)- Temps de déclenchement de fissuration. b)- L'indice de dommage au niveau du Rdc, c) Energie d'hystérésis du poteau de rive, d) Energie d'hystérésis du poteau central.	101
Figure 4. 21 : l'effet de la variation du paramètre de résistance sur : a)- Temps de déclenchement de fissuration. b)- L'indice de dommage au niveau du Rdc, c) Energie d'hystérésis du poteau de rive, d) Energie d'hystérésis du poteau central.	102
Figure 4. 22 : l'effet de la variation du paramètre de résistance sur : a)- Temps de déclenchement de fissuration. b)- L'indice de dommage au niveau du Rdc, c) Energie d'hystérésis du poteau de rive, d) Energie d'hystérésis du poteau central.	103
Figure 4. 23 : Déplacement au niveau de la terrasse de la structure effondrée partiellement.	104
Figure 4. 24 : Relation Moment – Courbure d'un poteau au niveau du Rdc d'un cas de structure effondrée partiellement.	104
Figure 4. 25 : Valeurs des rapports d'énergies hystérésis ainsi que l'indice de dommage de chaque niveau de la structure effondrée partiellement.	104
Figure 4. 26 : Progression de la ruine jusqu'à l'effondrement de la structure	105
Figure 4. 27 : Déplacement de la structure en niveau de la terrasse de la structure effondrée totalement.	105
Figure 4. 28 : Relation Moment – Courbure d'un poteau au niveau du Rdc d'un cas de structure effondrée totalement.	105
Figure 4. 29 : Valeurs des rapports d'énergies hystérésis ainsi que l'indice de dommage de chaque niveau de la structure effondrée totalement.	106
Figure 4. 30 : Déplacement latéral de la structure.	106

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. 1	: Accélérations maximales enregistrées par le réseau national d'accélérographes (CGS)	20
Tableau 1. 2	: Enregistrement prédits	22
Tableau 1. 3	: Etat des dommages structurels par degré	38
Tableau 1. 4	: Etat des dommages structurels par usage	38
Tableau 3. 1	: Classification de l'indice d'endommagement par Park & Ang	81
Tableau 4. 2	: Périodes et participation massique de la structure	92

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

CGS	: Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique
E-W	: Est - Ouest
N-S	: Nord - Sud
V	: Vertical
SSDL	: Système à un seul degré de liberté.
P- Δ	: Effet P - Delta
ε	: La déformation de l'élément
ε_y	: La déformation de la limite élastique
μ	: La ductilité
θ	: La rotation maximale
θ_y	: La rotation élastique
θ_p	: La rotation plastique
E_H	: Energie d'hystérésis dissipée
ω	: Fréquence de la structure.
m	: masse
δ	: Le déplacement produit
δ_u	: Le déplacement ultime sous chargement monotone
F_y	: Charge de limite élastique
β	: Constante qui dépend des caractéristiques mécaniques et de fatigue du matériau
$[K_l]$: Matrice de rigidité
$\{\Delta u\}$: Vecteur déplacement
M_u	: Moment ultime
M_y	: Moment de limite élastique
M_{cr}	: Moment de fissuration
ϕ_u	: Rotation ultime
ϕ_y	: Rotation de limite élastique
ϕ_{cr}	: Rotation de fissuration
E_c	: Module d'élasticité du béton
2D	: Deux dimensions
3D	: Trois dimensions
IDARC	: Inélastique damage analysis of reinforced concrete
M'_a ; M'_b	: Moments aux extrémités de l'élément
θ'_a ; θ'_b	: Rotations aux extrémités de l'élément
$[K']$: Matrice de rigidité
EI_θ	: Rigidité élastique
GA_z	: Rigidité de cisaillement
L	: Longueur de l'élément.
λ_a , λ_b	: Les proportions de la zone rigide
Y_a , Y_b	: Représentes l'effort normale aux extrémités "a" et "b" de l'élément
v_a , v_b	: Représentes la déformation vertical aux extrémités "a" et "b" de l'élément

N	: Effort normal
A_{ci}, A_{sj}	: Représentent respectivement la section béton et d'armatures
ξ	: La valeur limite de la tolérance
f'_{cc}	: Contrainte de compression du béton limite
A_{cc}	: Section du béton confinée
A_g	: Section globale du béton
ρ_s	: Rapport volumétrique des aciers avec le béton confiné
S	: Espacement des aciers transversaux
Z_e	: Module de section
d_c	: Distance jusqu'au aciers comprimés
φ_y	: Déformation de la limite élastique.
M^+_{cr}, M^-_{cr}	: Moment de fissuration positif et négatif respectivement
I_g	: Moment d'inertie
\bar{x}	: Distance de la base inférieur jusqu'au centre de la section
h	: Hauteur de la poutre
C	: Coefficient d'amortissement
$u(t), \dot{u}(t)$: Le déplacement et la vitesse relative
$\{\Delta u\}$: Le vecteur déplacement des nœuds
$\{\Delta F\}$: Vecteur de force appliqué
$[C]$: Matrice d'amortissement

INTRODUCTION

Comme il est vain de prétendre prémunir une construction contre les effets des séismes quelques soient leurs degrés de sévérité, les codes sismiques prescrivent des règles de conception, de calcul et des dispositions constructives tels que lors d'un événement sismique majeur la construction ne s'effondre pas. Malheureusement, il a été permis de constater un nombre élevé de cas d'effondrement de bâtiments en portiques auto-stables lors du dernier séisme du 21 Mai 2003 qui a secoué la région est d'Alger.

En effet, la ruine totale d'une structure est liée généralement à une perte de la capacité de résistance de l'ouvrage pour pouvoir supporter les charges gravitaires en présence de l'action sismique. L'identification des causes des effondrements ou la prédiction des mécanismes de ruine prématurée dans une structure nécessite la détermination de la réponse dynamique du système en tenant compte de la détérioration progressive des éléments constituant la structure. Le phénomène étant fortement non linéaire, devient très complexe au voisinage de la rupture.

Pour comprendre et étudier le comportement des structures sollicitées par un chargement sismique jusqu'à la ruine, il y a lieu de comprendre le processus de la formation et le déclenchement de l'effondrement dans les structures.

A cet effet une importante question se pose : quels sont les paramètres susceptibles de précipiter la ruine d'un ouvrage sous une sollicitation sismique, et quelles sont leurs influences ?

Généralement l'effondrement d'un ouvrage est lié à la défaillance locale de certains éléments qui conduit à la formation d'un mécanisme de ruine local qui peut s'arrêter ou provoquer l'effondrement total de la structure.

La formation d'un mécanisme de ruine local due à la plastification de la zone nodale (nœud poutre – poteau) a été depuis très longtemps un axe de recherche très sollicité dont les résultats ont contribué à développer les critères d'endommagement et d'identifier les principaux paramètres d'influence qui favorisent ou précipite la naissance et la propagation de ce phénomène.

Pour les portiques auto-stables en béton armé, l'initiation des rotules plastiques au niveau des nœuds peuvent être causée soit par l'écrasement d'un béton de mauvaise qualité (paramètre qualité de béton ou de résistance), ou par la non adhérence armatures – béton (armatures longitudinales) connu par l'effet du pincement « pinching », ou même par le manque des aciers transversal ce qui favorisent le cisaillement de l'élément, comme il peut être produit par l'effet de deux ou plusieurs de ces paramètres comme le cas de la dégradation de rigidité qui est la combinaison de plusieurs paramètres.

Numériquement, l'introduction de ces paramètres se fait généralement par des modèles cycliques de dégradation, qui simulent le comportement de fatigue par effet d'hystérésis de chaque élément incluant indépendamment ou par combinaison l'effet de détérioration de résistance, la dégradation de rigidité ainsi que l'adhérence des aciers – béton.

En terme d'évaluation de l'endommagement, on distingue principalement deux méthodes: La première est connue sous le nom de « la méthode par déplacement », où l'état d'endommagement et par conséquent la prédiction du mécanisme de ruine est basé sur le contrôle des déplacements et la capacité maximale de déformation des éléments.

L'analyse appropriée à cette méthode est l'analyse pseudo-dynamique connue sous le nom de l'analyse « Push-over ». Le problème avec cette méthode est qu'elle ne prend pas en compte l'effet de détérioration et de dégradation cyclique des éléments, ce qui fait appel à la deuxième méthode connue sous le nom de « la méthode des énergies » qui prend en compte l'effet de détérioration cyclique.

Cette méthode évalue les dommages on se basant principalement sur le contrôle des énergies introduites sous forme de sollicitation sismique par rapport à celles dissipées sous forme de déformations inélastiques. L'analyse appropriée à cette méthode est « l'analyse dynamique non linéaire ». L'état d'endommagement structurel est évalué par l'indice de dommage. Cet indice peut être calculé par élément, par niveau ou global c'est-à-dire pour la structure entière.

La finalité d'une conception idéale d'un ouvrage vis-à-vis des sollicitations sismique est une conception où l'état limite ultime est un état limite de "survie", c'est à dire la structure peut être endommagée en subissant des déformations irréversibles importantes, mais l'équilibre global de la structure doit être conservé afin d'éviter toute sorte d'effondrement prématuré du système structurel.

La structure donc doit pouvoir supporter les déplacements latéraux importants sans aucune perte de résistance aux charges verticales, en plus les zones fortement affectées doivent être très ductiles pour conserver leur résistance loin de la déformation de la première plastification, pour permettre l'évacuation des citoyens.

L'objectif principal de ce mémoire est d'identifier les causes principales de la formation des mécanismes de ruines dans les structures auto-stables (poteaux – poutres) réalisées en béton armé sous l'action sismique afin d'expliquer certains cas de ruines produites lors du séisme du 21 mai 2003.

Pour cela, notre mémoire se partage en deux parties principaux : dans la première partie est présentée une synthèse sur le phénomène de la formation des mécanismes de ruines dans les structures auto-stables réalisées en béton armé, en se basant sur les remarques et les constatations faites à partir de l'investigation post sismique sur site dans les zones touchées par le séisme, ainsi que des anciennes expériences effectuées par la communauté des chercheurs sur des modèles réels ou des modèles réduits.

La deuxième partie est consacrée à l'étude d'un cas de ruine d'une structure parmi trois structures similaires en apparence mais qui ont subi des dégâts très variés, situées dans la région de Boudouaou. En simulant les conditions réelles, une analyse dynamique non linéaire a été effectuée en utilisant le programme d'analyse dynamique non linéaire des dommages « IDARC ».

Effectivement, et après analyse il a été conclu que la diversité de la réponse structurelle entre les trois structures est principalement liée aux paramètres de dégradation. L'étude a été aussi axée sur l'influence des caractéristiques du chargement sismique en terme d'intensité et de contenu fréquentiel.

L'ampleur du séisme a montré une certaine influence sur la réponse structurelle, surtout quand le contenu fréquentiel de l'action sismique coïncide avec celui de la fréquence fondamentale de la structure, ce qui engendre le phénomène de résonance.

Pour cela, notre travail est organisé comme suit :

- ✚ **Le chapitre I :** comporte une investigation post sismique du séisme du 21 Mai 2003 qui a frappé la région de Boumerdes. Les divers types de dommages structurels observés sur les divers types de structure ainsi que les raisons qui peuvent être liées à ces dégâts.
- ✚ **Le chapitre II :** comporte une analyse bibliographique sur les mécanismes de ruines où un exposé des anciennes recherches est présenté en déterminant les principaux paramètres ainsi que les méthodes d'analyses à prendre en charge dans la prédiction de ces phénomènes.
- ✚ **Le chapitre III :** comporte la formulation mathématique appropriée à ce type d'analyse avec le comportement de tous les éléments structurels ainsi que la définition des lois de comportement de ces éléments. L'estimation des dommages est aussi donnée dans ce chapitre en présentant le principe de calcul de l'indice d'endommagement.
- ✚ **Le chapitre IV :** où une analyse dynamique non linéaire est élaborée par le programme numérique IDARC sur un modèle à deux dimensions dans le but de voir l'effet des paramètres sélectionnés au-paravent sur le comportement structurel, ainsi que la prédiction du mécanisme de ruine prématuré engendré dans la structure.

Enfin notre travail s'achève par une conclusion générale comportant un résumé de l'ensemble de cet exposé avec les conclusions déduites de l'analyse numérique élaborée, ainsi que les recommandations qui peuvent constituer une suite à ce travail, ou des perspectives à de futures recherches.

CHAPITRE 1. INVESTIGATION SUR LE SEISME DE BOUMERDES

1.1. Introduction

Parmi les phénomènes naturels les plus destructeurs figurent les séismes qui ont marqués leurs fortes présences à partir d'énormes dégâts en pertes humaines et économiques. Ces phénomènes, généralement se produisent dans les zones actives du globe terrestre c'est-à-dire au niveau des limites des plaques tectoniques, où on trouve beaucoup de failles. L'Algérie occupe une place qui correspond à la frontière entre deux plaques, en l'occurrence la plaque africaine et eurasiennne.

Cette position l'expose aux dangers liés aux tremblements de terre. En effet, plusieurs séismes destructeurs se sont produits depuis les deux à trois siècles que couvre le catalogue de la sismicité historique [1].

Les investigations post-sismiques dans le monde et notamment en Algérie représentent une source d'information très importante pour remédier aux insuffisances en matière de comportements sismiques des ouvrages et de développer les méthodes parasismiques. Dans cet optique, ce chapitre expose le contexte sismologique global du dernier séisme majeur de Boumerdes du 21 mai 2003 et expose en détail les aboutissements d'une mission post-sismique ainsi qu'une synthèse de résultats de d'autres chercheurs ayant. Une attention particulière a été accordée au comportement des structures en portiques de béton armé et à leurs mécanismes de ruine.

1.2. Séisme de Boumerdes du 21 mai 2003

Le 21 Mai 2003, à 19h44 (heures locales), toute la région centre du pays se mit à vibrer fortement sous le coup d'un séisme de forte ampleur d'une magnitude de 6.8 sur l'échelle de Richter. Son épicentre a été localisé en mer en face des villes de Zemmouri et de Boumerdes.

La zone touchée par ce tremblement de terre comprend entre 3 et 4 millions d'habitant, entraînant la mort de milliers de personnes et causant des dégâts matériels extrêmement importants estimés à 5 Milliard de dollars.

Dans les autres Wilayas environnantes (Alger, Tizi Ouzou) les dégâts étaient moindres mais néanmoins importants. Par exemple à Alger des milliers d'immeubles ont été touchés. Bordj Ménaïel dans la Wilaya de Tizi Ouzou a compté de nombreux morts et des centaines de blessés. Ce séisme devient ainsi le plus meurtrier qu'ait connu la région algéroise depuis plusieurs siècles. Après le séisme d'El Asnam du 10.10.1980 (Mw :7.3), il est le second événement majeur qui affecte l'Algérie du Nord.

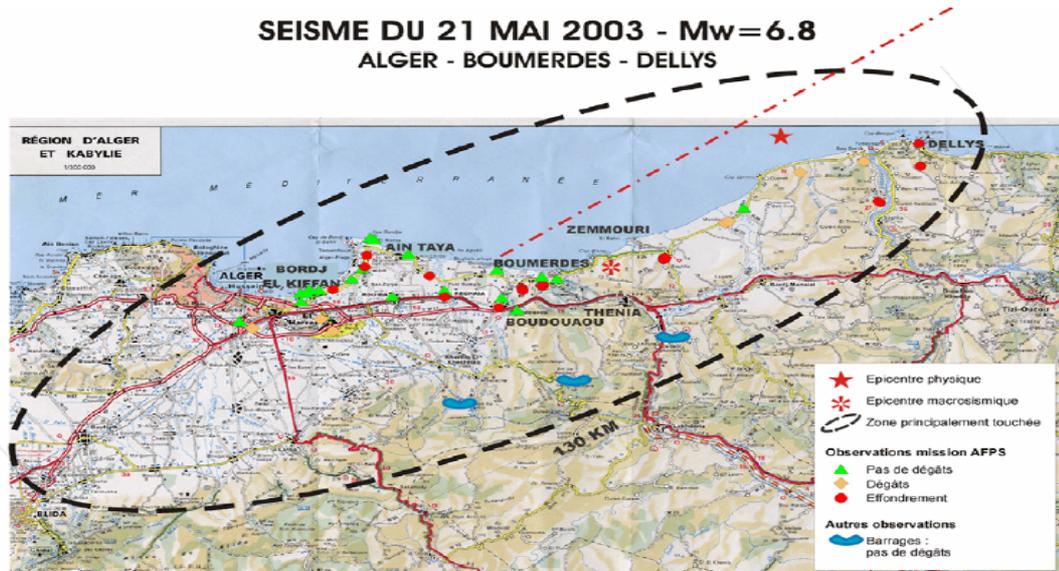


Figure 1.1 : Localisation du séisme de Boumerdes 21/05/03 [1]

1.3. Contexte sismo-tectonique

Le séisme du 21 mai 2003 s'inscrit dans le cadre de l'affrontement issu du rapprochement progressif à raison de 0.6 cm par an des plaques tectoniques africaine et eurasiatique. Cet affrontement se marque à l'heure actuelle en mer Méditerranée par une activité sismique importante [1].

Cette sismicité diffusée se répartit sur tout le pourtour de la Méditerranée, touchant ainsi la chaîne tellienne maghrébine du côté de la plaque africaine, les Cordillères Bétiques en Espagne, la chaîne Alpine et l'Italie, du côté de la plaque eurasiatique. En Algérie du Nord, cette sismicité se concentre sur une large bande s'étirant d'Est en Ouest et de la région littorale vers la zone de l'Atlas Saharien. Ce niveau de sismicité élevée s'explique par le fait que cette zone se situe dans la zone la plus septentrionale de la plaque africaine et donc la plus concernée par la déformation continentale entre les deux plaques [1].

Du point de vue sismotectonique, les travaux de Glangeaud (1952) réalisés sur la région de Boumerdes avaient montré pour la première fois l'existence d'une faille appelée faille du Cap Matifou. Aite (1994) montra grâce à des mesures micro tectonique effectuées sur de nombreux plans de failles striés, observés dans la carrière de Si-Mustapha, l'existence de deux plans de faille opposés, (direction proche de celle de la faille de Thénia) [1].

Plus récemment les travaux de Boudiaf (1996) reprenant les travaux de Glangeaud et d'Aite, permirent de s'attarder sur cette structure active située à l'Est d'Alger. C'est ainsi que ces travaux permirent de décrire plus précisément cette faille appelé aujourd'hui communément faille de Thénia. Elle se prolonge vers le NW jusqu'au large d'Alger alors que vers le Sud-est elle disparaît sous les alluvions de l'Oued Isser. Sa longueur à terre est estimée à 35 Km, avec un prolongement présumé de 20 Km en mer, faisant une longueur totale de 55 Km [1].

A l'Est, cette faille met en contact les niveaux marneux du Miocène et Pliocène avec le massif granodioritique de Thénia d'âge Miocène. Plus à l'Ouest, en direction du Cap Matifou, cette faille est marquée par un escarpement plio-quadernaire.[2]

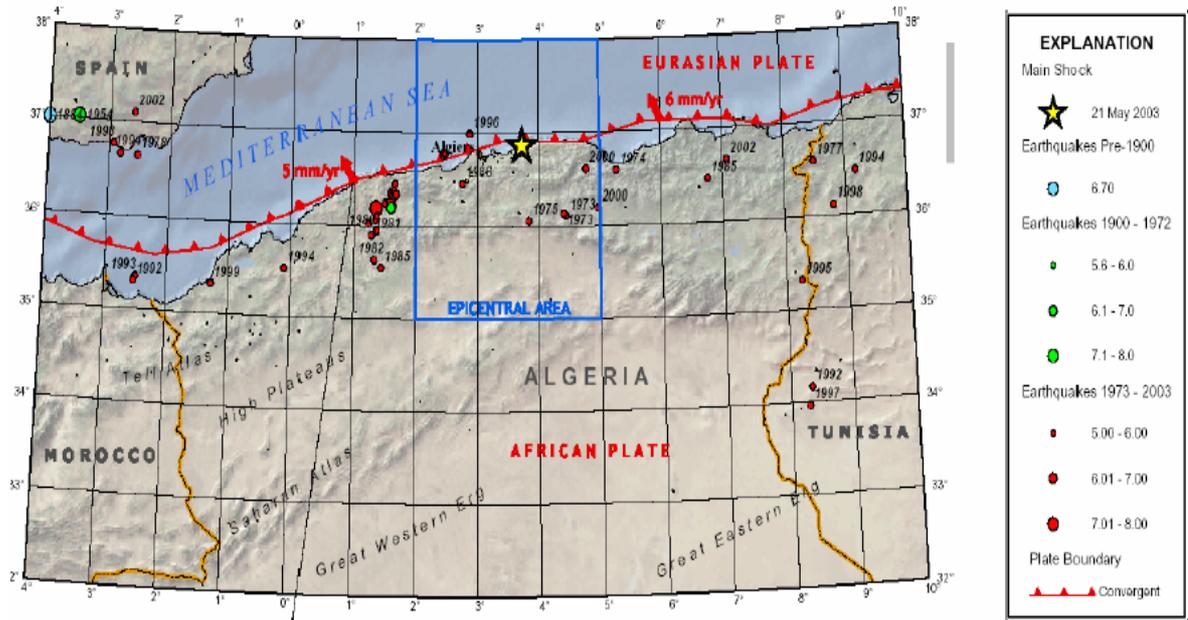


Figure 1.2 : Carte sismotectonique du nord algérien [2]

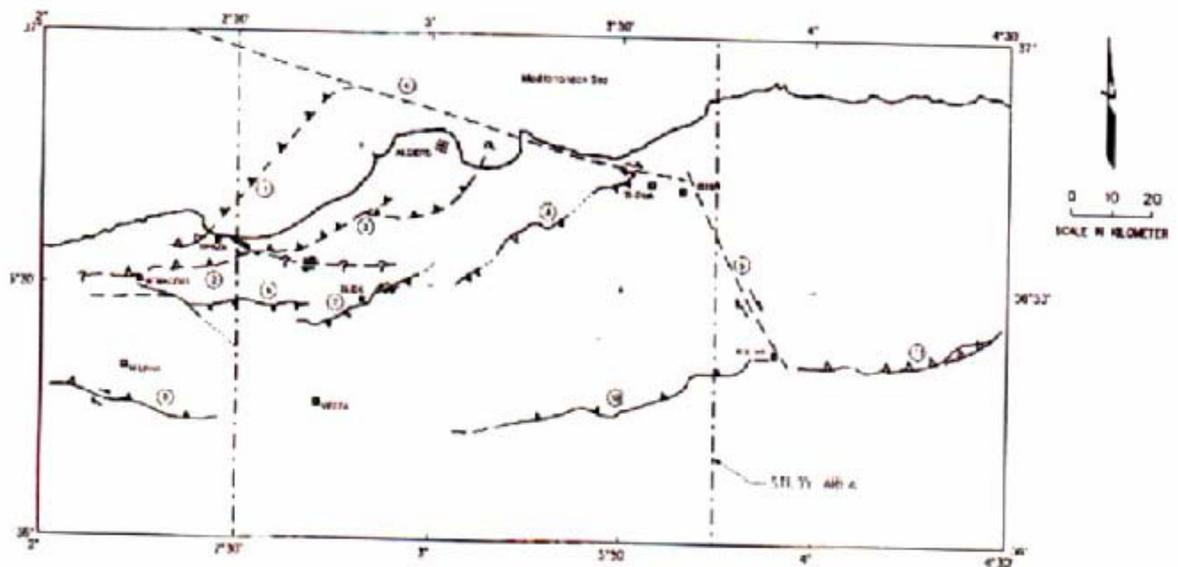


Figure 1.3 : Location des failles active dans la région d'Alger [2]

1.4. Accélérations et spectres de réponse mesures en surface

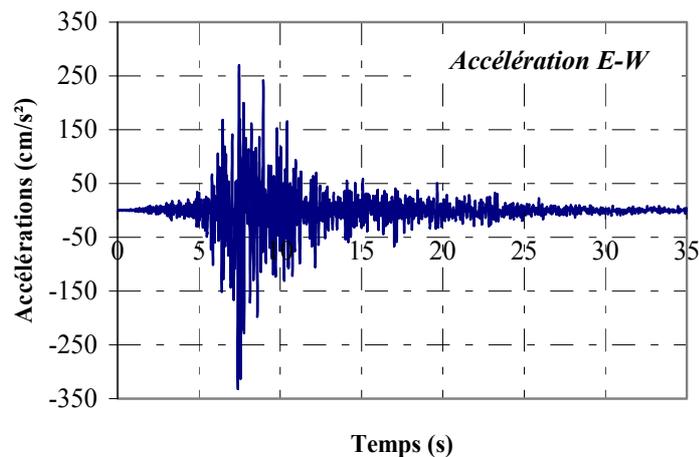
Le séisme du 21 mai 2003, de magnitude égale à 6.8 ainsi que les nombreuses répliques de magnitudes élevées allant jusqu'à 5.8, ont généré des niveaux d'accélérations assez importants, donnés par le réseau national d'accélérographes (CGS : *Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique*) comme le montre le tableau suivant :

Site d'enregistrement	Distance épacentrale (km)	Accélération maximale en (%g)		
		E - W	N - S	V
Azazga	72.5	12.21	8.78	4.71
Boumerdes (Réplique $M_w=5.8$)	19.2	29.40	13.47	40.50
Dar el beida	41	54.78	51.08	16.73
El afroune	98	16.72	9.26	3.12
Hammam righa	120	10.70	7.49	6.85
Hussein day	48.6	27.47	23.60	8.76
Keddara 1	20	33.15	24.64	26.01
Keddara 2	20	57.74	22.49	34.47
Kouba	49	31.79	15.11	15.40
Tizi ouzou	46.5	19.89	19.56	8.86

Tableau 1.1 : Accélérations maximales enregistrées par le réseau national d'accélérographes (CGS)

La différence remarquée dans les enregistrements effectués dans la station de Kaddara (1,2) est probablement due à la nature du sol. De plus l'analyse des accélérogrammes enregistrés a montré que le plus importants d'eux présente un temps de 10 s et une fréquence variante de 4 à 10 HZ.

Comme exemple, les figures suivantes présentent les accélérogrammes ainsi que leurs contenus fréquentiels enregistrés par la station de Kaddara 1 :



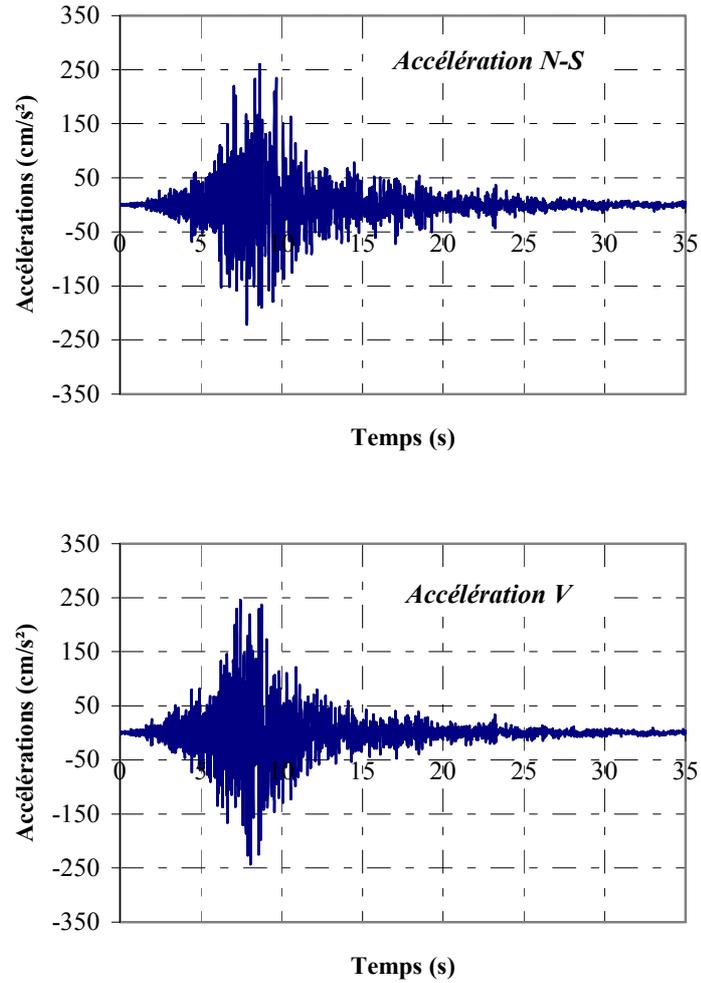
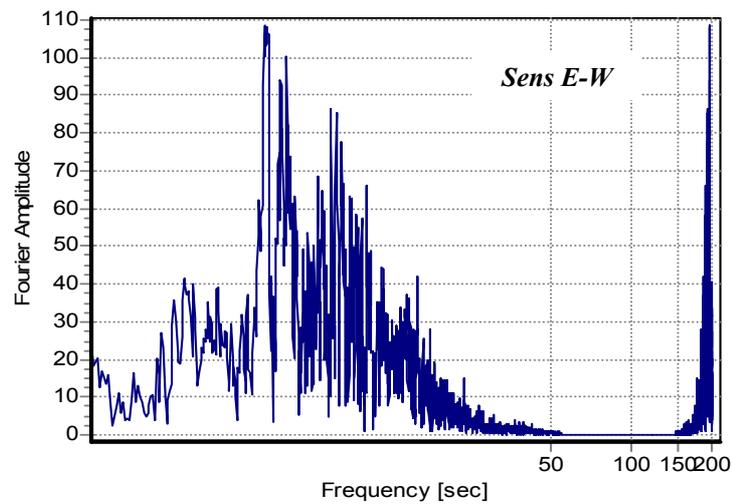


Figure 1.4 : Enregistrements (E-W ; N-S ; V) de la station Kaddara 1 [3]

Les figures suivantes présentent le contenu fréquentiel des accélérogrammes enregistrés par la station Kaddara 1 normalisés, et avec un amortissement de 5%.



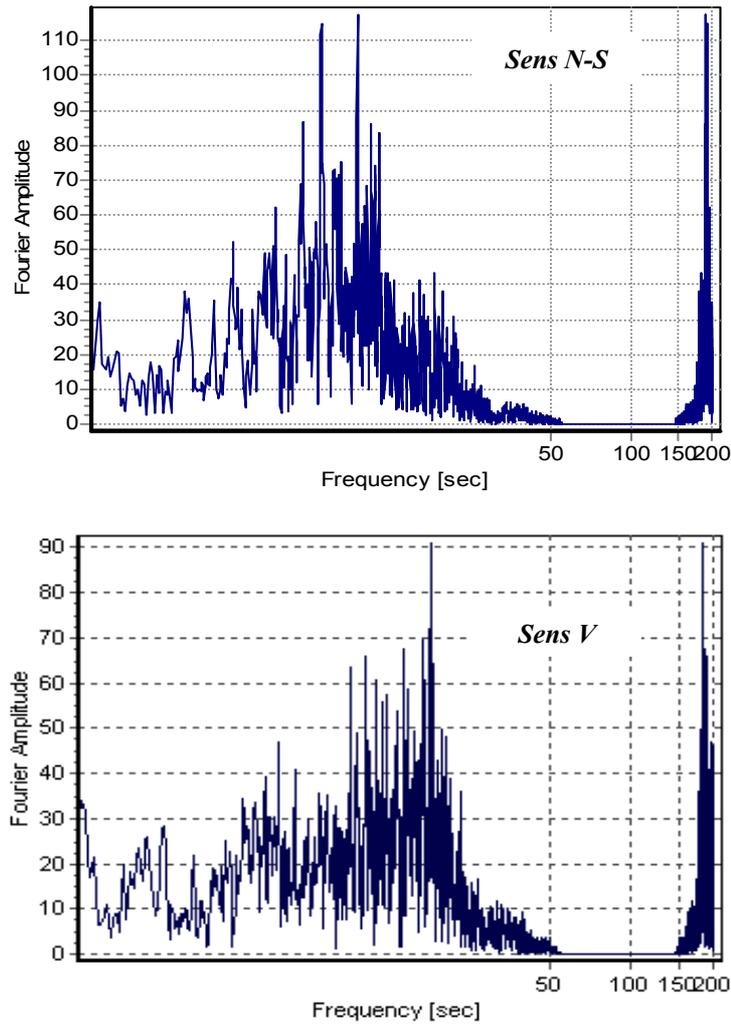


Figure 1.5 : Contenus fréquentiels des enregistrements de Kaddara 1

L'utilisation des lois d'atténuation avec les enregistrements obtenus de divers sites permettent de prédire d'autres accélérations en d'autres sites non couverts par le réseau national d'accélérographes, comme le montre le tableau suivant :

Site d'enregistrement	Zemmouri	Boumerdes	Tidjelabine	Corso	Boudouaou	Dellys	Sidi Daoud	Baghlia	Dergana	Les Issers	Bordj El Kiffan	Bab Ezzouar	Alger Centre
Distance épacentrale (km)	13.6	19.2	22	22	26.4	27.6	23.4	25.6	32.4	42.4	40.8	42.4	51.2
Accél. max. (%g)	60.9	47.2	42.7	42.7	37.3	36.1	40.7	38.1	32.1	44.2	27.1	26.2	22.8

Tableau 2.2 : Enregistrement prédits

Les figures suivantes présentent la relation entre les accélérations enregistrées dans les deux directions horizontales et verticales avec la distance hypo-centrale [3]:

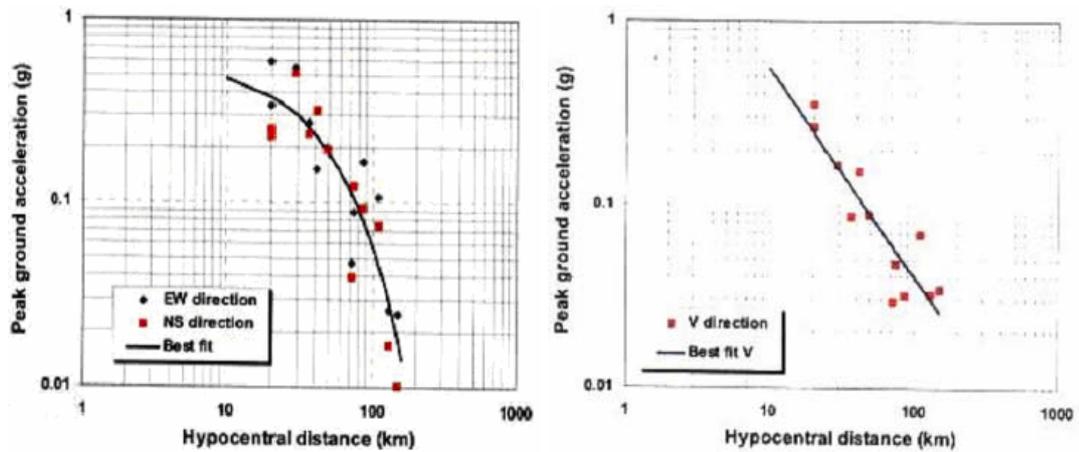


Figure 1.6 : Atténuation des enregistrements prédits

A partir de ces accélérations enregistrées ainsi que ceux prédites dans la zone épacentrale, il a été remarqué que les accélérations sont très fortes, ce qui explique l'importance de ce séisme.

La figure ci-dessous (Figure.1.7) montre le spectre de réponse de calcul qui représente l'action sismique pour le calcul des ouvrages avec celui produit réellement lors du séisme sur un site relativement ferme de Keddara. L'accélérogramme du séisme présente une forte énergie dans la gamme des périodes inférieures à 0.5s qui correspond généralement aux bâtiments ayant moins de 5 niveaux [4].

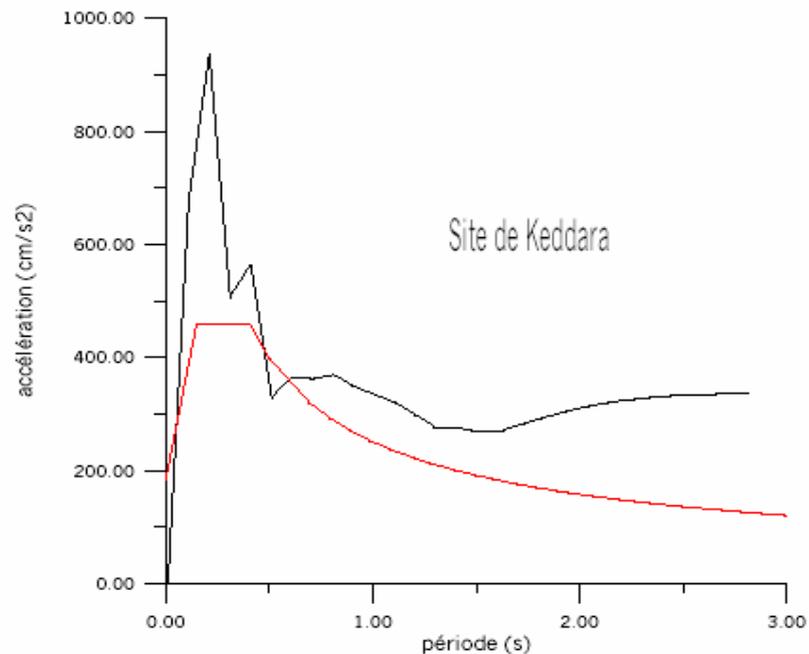


Figure 1.7 : Comparaison entre le spectre de réponse réglementaire (-----) avec celui produit durant le séisme (-----)

1.5. Investigation géotechnique

Dans ce paragraphe on se limitera à une description générale des désordres relatifs aux problèmes géotechniques qui ont été observés tels que l'effet du talus, rupture des roches, liquéfaction du sol, ainsi que ras de marée et retraitement de la mer.

1.5.1. Effet des talus

Quelques structures construites sur des sites en pentes ont été sévèrement endommagées, comme le montre les figures suivantes :



Sidi Daoued

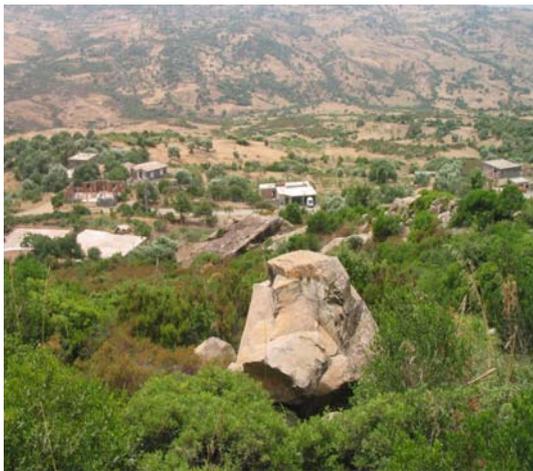


Dellys

Figure 1.8 : Effets de pente

1.5.2. Rupture des roches

La figure suivante montre quelques cas de ruptures ainsi que des glissements des roches dans certains villages.



Région de Bordj Menail

Figure 1.9 : Rupture des roches au voisinage des villages

1.5.3. Liquéfaction et fissuration du sol

Quelques cas de liquéfaction du sol ont été observés dans la terre agricole proche du pont des Issers et Oued Sebaou comme le montre les figures suivantes :



Région des Issers

Figure 1.10 : Liquéfaction du sol

D'autres désordres comme la fissuration du sol ont été aussi repéré dans cette région :



Figure 1.11 : Fissurations des routes

1.5.4. Ras de marée et retraitement de la mer

Un retraitement de la mer des côtes algériennes situant dans les zones affectées a été clairement remarqué par la population surtout dans les ports de pêche. D'autant, qu'un ras de marée a été enregistré dans les côtes des îles Baléares Espagnoles :

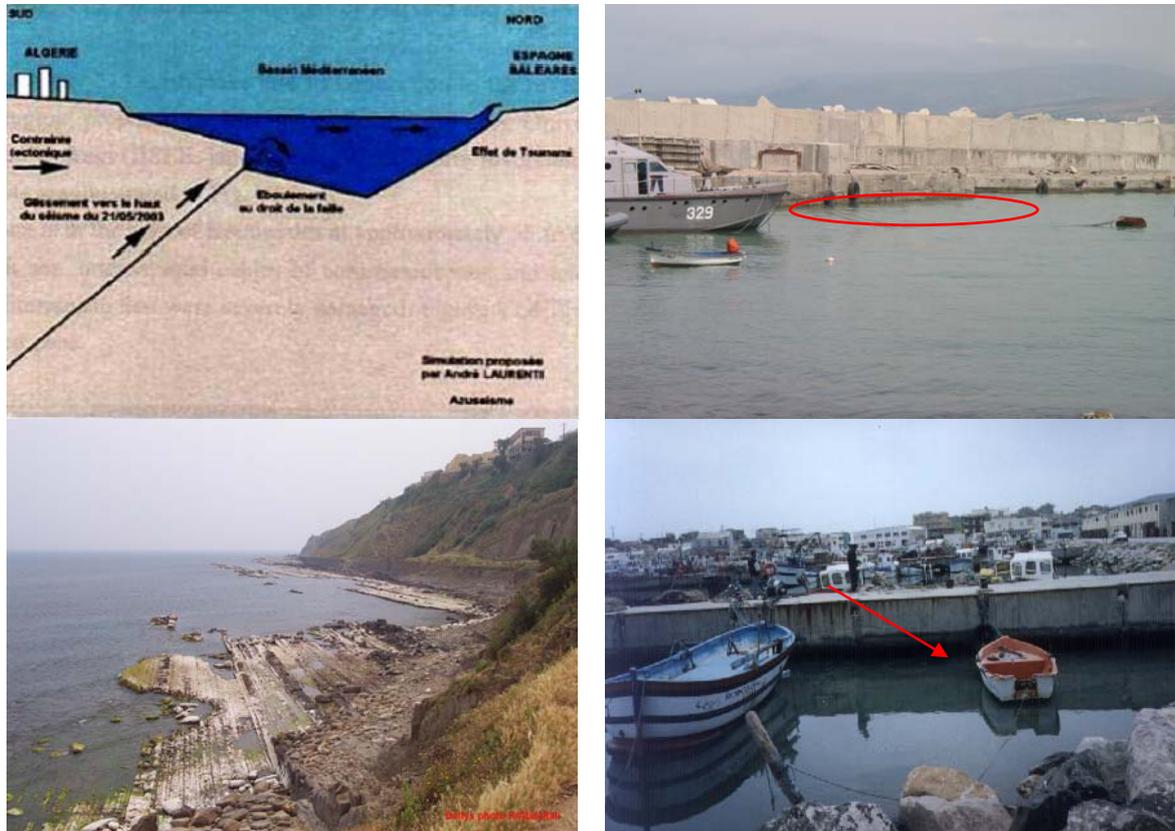


Figure 1.12 : Retirement de la mer

1.6. Les effets sur les constructions

Les principaux types de constructions dans cette région sont les suivants :

- Constructions anciennes avec murs porteurs non armés non chaînés.
- Constructions en portiques poutres – poteaux en béton armé.
- Constructions en voiles de béton armé.

Les systèmes de constructions en portiques auto-stables (poutres – poteaux), représentent le plus grands pourcentages du parc d'habitation, ce type de structure, généralement des bâtiments destinés à usage d'habitation et administratif, ont dans la plupart des cas moins que dix (10) niveaux, leur remplissage est assuré avec de la brique creuse sous forme de panneaux. Pour les structures réalisées en murs porteurs avec de la pierre dans leurs majorités, représentent les anciennes bâtisses généralement construites à l'époque coloniale.

A partir des expertises et des investigations effectuées sur les zones les plus touchées dans la wilayas de Boumerdes et celle d'Alger, il a été remarqué que les dégâts sont d'intensités différentes. Ces dégâts sont très disparates allant de simples fissurations non structurelles jusqu'à l'effondrement total ou partiel.

Un aperçu global des désordres observés par type d'usage est d'abord présenté, ensuite le comportement des structures auto-stable en béton armé est étudié avec plus de détail pour analyser les mécanismes de ruine spécifique à ce type de structures.

1.6.1. Dégâts observés sur les structures à usage d'habitation

Les ouvrages en maçonneries non chaînées sont réputés très vulnérables aux sollicitations sismiques. La plupart des ouvrages réalisés avec ce type de construction ont donc subi des dégâts importants dans la zone affectée.



Figure 1.13 : Endommagement des ouvrages en maçonneries.

Cependant, les constructions en voiles de béton armé se sont bien comportées par rapport à d'autres types de construction. Dans beaucoup de cas les dommages se sont limités à des fissurations dans les remplissages en maçonneries, bien que certains voiles dans les étages inférieurs ont subi des dommages sévères sans pour autant rompre complètement.

Ce comportement est dû à leurs rigidités latérales qui limitent les déformations et par conséquent allègent les autres éléments structuraux (poutres et poteaux) ce qui élimine le problème de la formation de rotules plastique dans les portiques [5].



Figure 1.14 : Endommagement des ouvrages avec voiles

Contrairement aux ouvrages réalisés avec des voiles en béton armé, les bâtiments en portiques auto-stables en béton armé ont subi des dommages très sévères, sachant qu'ils représentent plus de 80% de structures bâties dans les zones touchées.



Figure 1.15 : Dégâts des structures en portiques

1.6.1.a)- Bâtiments scolaires

Après les bâtiments à usage d'habitation, les bâtiments scolaires se classent en seconde position parmi les types de structures endommagées. Les dégâts ont été d'une ampleur telle que les cours et les examens de fin d'année ont été reportés.

Parmi les causes engendrant l'effondrement des écoles figurent la mauvaise conception « poteau faible – poutre forte » ce qui favorise la formation de rotules plastiques aux niveaux des poteaux.



Figure 1.16 : Dégâts observés dans les écoles

1.6.1.b)- Les mosquées

Pour ce type de structure le principal problème est lié à leurs conceptions, où les minarets sont dans la plupart des cas conçus en un seul bloc avec l'ensemble de la structure, ce qui provoque un changement de rigidité brutal entre la structure et le minaret (phénomène du coup de fouet), une autre cause qui a entraîné la destruction des mosquées est celle de la réalisation des extensions sans tenir compte du comportement de l'existant ou parfois sans joint sismique suffisant.



Figure 1.17 : Exemple des mosquées

1.6.1.c)- Bâtiments industriels

Les constructions industrielles sont généralement réputées par avoir un bon comportement sismique. Parmi les complexes industriels dans la région se trouve la centrale thermique de Cap Djinet. Les quelques dégâts observés sont légers tels que la détérioration du carrelage au niveau des joints, et quelques déplacements minimes de la tuyauterie et des réservoirs. Contrairement aux silos de Corso réalisés en voile de béton armé dont une batterie a été sévèrement endommagée.



Centrale thermique de Cap Djinet



Silos de Corso

Figure 1.18 : Dégâts dans les constructions industrielles

1.6.1.d)- Les châteaux d'eau

Pour ce type de structure, il n'a pas été enregistré de dégâts considérables sauf quelques fissurations structurelles peu importantes.



Figure 1.19 : Etat des châteaux d'eau

1.6.1.e)- Les routes et les ouvrages d'arts

De nombreux désordres sur les routes ont été enregistrés dans la région proche de l'épicentre, ses désordres se présentent sous formes de fissures de largeurs différentes dans les sens transversaux et longitudinaux comme le montrent les figures qui suivent :



Figure 1.20 : Divers désordres sur les routes

Les ouvrages d'arts n'ont pas pu échapper à l'ampleur de ce séisme majeur, causés par l'important mouvement vertical du tablier et du sol. Ces désordres se résument dans les points suivants :

- Affaissement de la chaussée par rapport aux accès du pont.
- Ouvertures des joints sismiques.
- Endommagements des appuis.
- Translation des poutres.



Figure 1.21 : Dégâts observés sur les ouvrages d'arts (ponts)

1.7. Comportement des structures en portiques en béton arme

Les principales causes des dégâts subis par les structures réalisées en portiques auto – stables (Poutres, poteaux et remplissage en maçonnerie) se résument aux points suivants :

- Présence d'étages souples.
- Absence ou manque d'armatures transversales dans les nœuds des poteaux
- Poteaux courts.
- Présence de talonnettes.
- Joints sismiques.
- Bâtiments adjacents.
- Mauvaise ou médiocre qualité du béton.

1.7.1. Présence des étages souples

La présence des étages souples est généralement due au manque ou à l'absence totale de panneaux de maçonneries dans les rez-de-chaussée ou à la grande hauteur d'étage comme c'est le cas des bâtiments à usage commercial ou administratif.

La répartition des panneaux de maçonneries joue un rôle très important dans le comportement global de la structure, cette importance se présente par l'interaction portiques – maçonnerie qui limite les déformations en plan des portiques, l'énergie sera dissipée dans la maçonnerie en formant des fissuration en X au lieu d'être dans les nœuds par la formation de rotules plastiques.



Figure 1.22 : Conséquences des étages souples

1.7.2. Absence ou manque des armatures transversales dans les nœuds des poteaux

Ce problème a été enregistré dans la majorité des structures endommagées du probablement à la négligence dans la réalisations et par le non respect des plans d'exécution. Dans certains poteaux il y avait une absence totale des armatures transversales. Ces armatures ont pour rôle principal d'empêcher le cisaillement de ces éléments vis-à-vis des sollicitations latérales.



Figure 1.23 : Manque ou absence des armatures transversales

1.7.3. Poteaux courts

Il s'agit des poteaux peu élancés et qui sont très sollicités en cisaillement et qui généralement pour des raisons de sous dimensionnement ou de mauvaise qualité des matériaux cèdent sous l'effet des efforts tranchants ce qui induit par la suite l'effondrement de la structure.



Figure 1.24 : Poteaux courts

1.7.4. Présence des talonnettes

Les talonnettes sont des amorces poteaux en mortier ou en béton utilisées par des ouvriers non qualifiés pour faciliter le coffrage des poteaux. La présence de ces talonnettes dans les poteaux est non – conforme au règlement parasismique car ces éléments de 5 à 10 cm d'épaisseur produisent de nouvelles zones d'interface dans les poteaux et plus précisément dans la zone nodale [6].

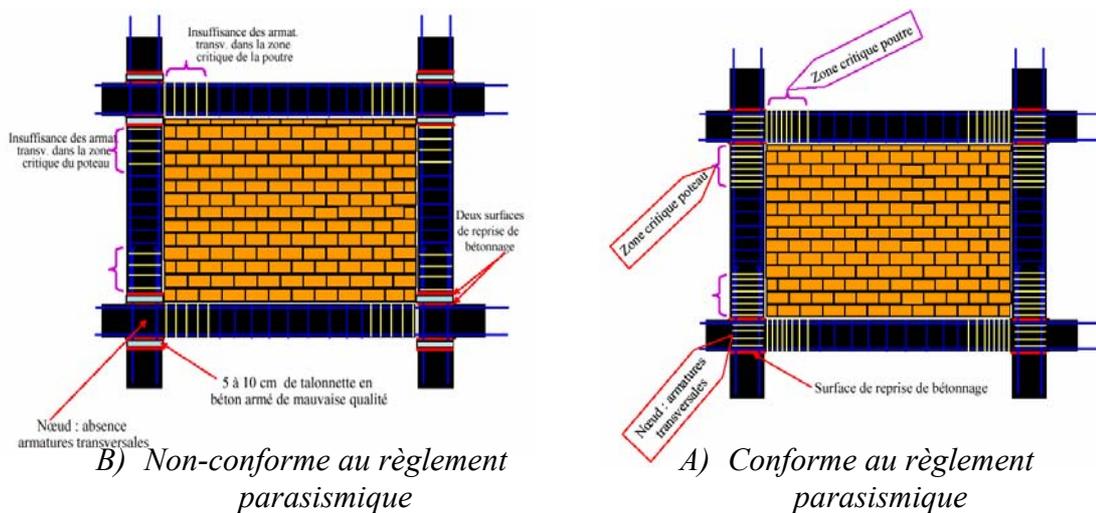


Figure 1.25 : Disposition des armatures transversales [5]



Figure 1.26 : Présence des talonnettes

1.7.5. Bâtiments adjacents

L'entrechoquement entre les bâtiments est dû principalement à l'insuffisance ou l'absence totale du joint sismique entre les blocs, ce qui provoque la destruction des bâtiments voisins.



Figure 1.27 : Bâtiments adjacents

1.7.6. Mauvaise ou médiocre qualité du béton

Les dégâts liés à la mauvaise ou médiocre qualité du béton sont énormes. On distingue plusieurs catégories de mal façon telles que la ségrégation du béton dans les poteaux au niveau des nœuds et le non confinement du béton.



Figure 1.28 : Ségrégation du béton au niveau des nœuds des poteaux



Figure 1.29 : Effet de non confinement du Béton

1.8. Effondrement des structures

Le cas de dommage le plus redoutable est l'effondrement de la construction. Malheureusement, lors du séisme de Boumerdes, plusieurs cas d'effondrements (partiel ou total) ont été observés dues à l'instabilité produite dans les structures après la formation d'un mécanisme de ruine locale dans ces structures. Pour bien comprendre le phénomène il faut savoir que la ductilité globale d'une structure est liée à la capacité de résistance de cette dernière vis-à-vis des sollicitations sismiques. La capacité de résistance de la structure dépend elle aussi de la capacité de résistance et de la disposition de chaque élément de la structure.

En d'autres termes, la destruction d'une structure est initiée en premier lieu par la formation d'un mécanisme de ruine locale c'est-à-dire au niveaux des éléments composant cette structure comme pour le cas des portiques auto-stables c'est les poutres et les poteaux, ce qui engendre l'instabilité de cette dernière, et puis l'effondrement (partiel ou total). Les figures suivantes illustrent les différents cas d'effondrements constatés à partir des investigations faites sur site.

1.8.1. 1^{er} cas d'effondrement :

Dans ce type de ruine nous constatons que la destruction de la maçonnerie du RDC avec une partie des poteaux et plus précisément ceux qui se trouvent aux angles du bâtiment, et non uniforme induisant ainsi un basculement du bâtiment.

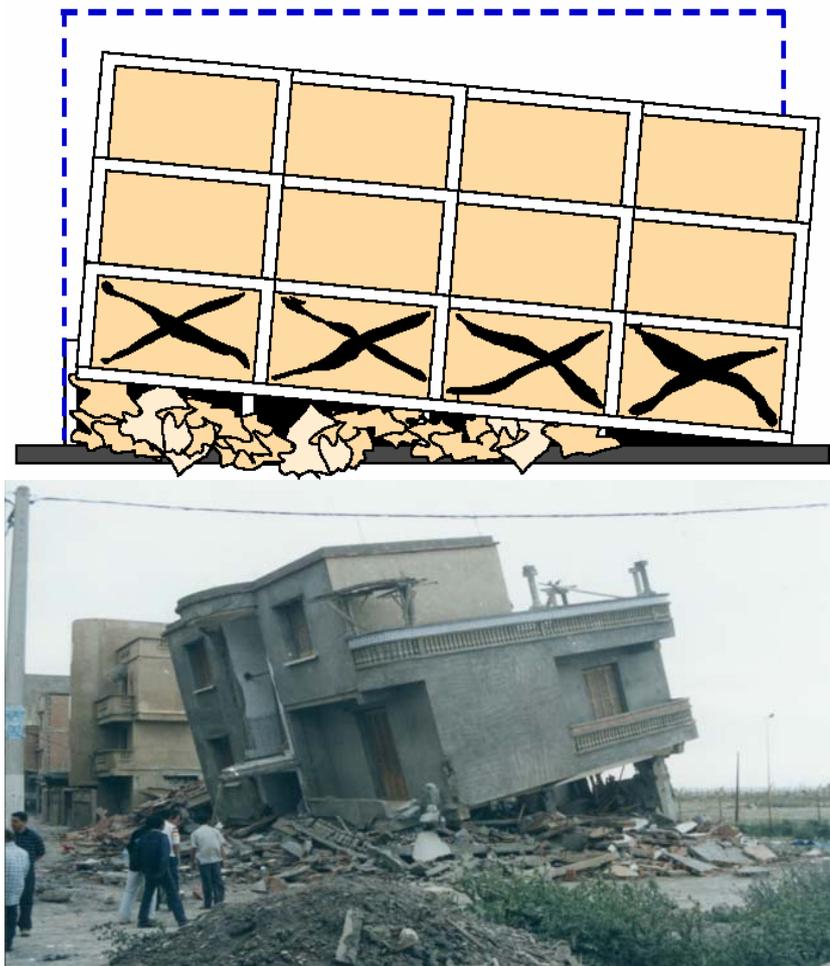


Figure 1.30 : Effondrement du RDC avec basculement

1.8.2. 2^{ème} cas d'effondrement

Dans ce type de ruine nous avons une destruction totale et uniforme du niveau RDC, causé par la rupture des poteaux de la périphérie induisant une chute brutale de la construction produisant ainsi des dommages dans les étages supérieurs par effet des accélérations gravitaires.

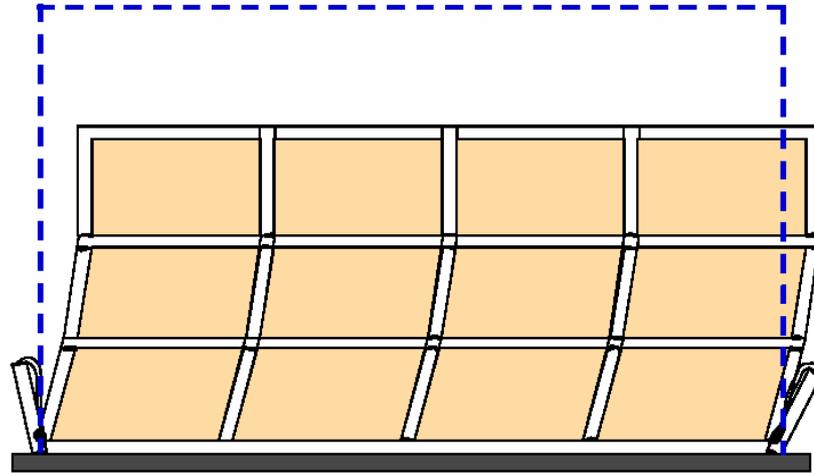


Figure 1.31 : Effondrement total du RDC et chute brutal des étages supérieurs

1.8.3. 3^{ème} cas d'effondrement :

Il s'agit de la ruine totale du bâtiment suite à un effondrement du 2^{ème} cas en cascade. C'est-à-dire que les étages supérieurs s'effondrent successivement sous l'effet des sollicitations gravitaires.

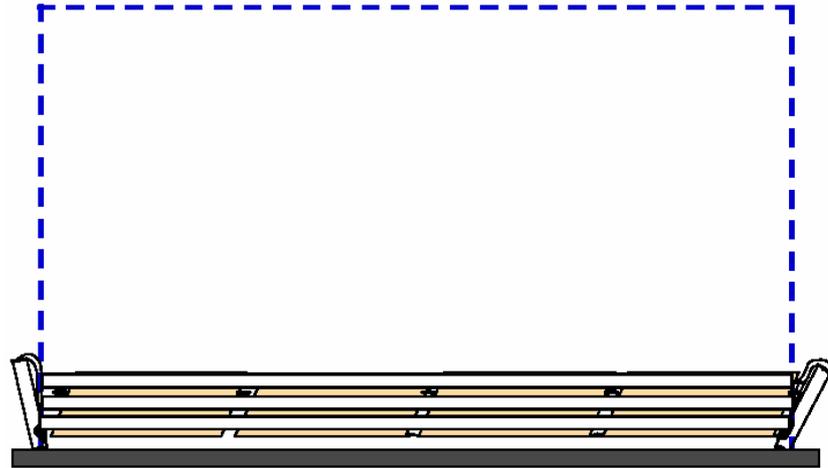


Figure 1.32 : Effondrement total de la structure

1.8.4. 4^{ème} cas d'effondrement :

Dans ce type de ruine nous avons une destruction totale d'une structure adjacente sous l'effet d'entrechoquement due principalement à l'absence ou insuffisance des joints sismiques entre les bâtiments.

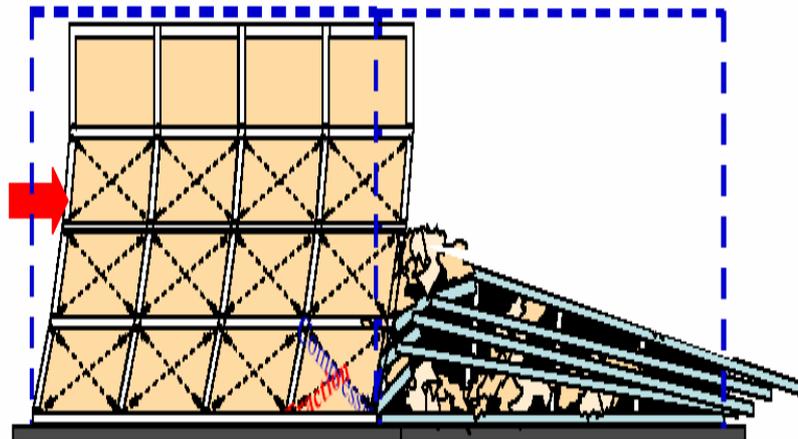




Figure 1.33 : Effondrement par collision

1.9. Statistiques des dégâts et victimes dues au séisme

Concernant les dégâts en pertes humaines le bilan officiel déclaré par les autorités algériennes fait état de plus de 2200 morts et plus de 11400 blessés dans les différentes zones touchées, ou on compte plus de 1300 morts pour la willaya de Boumerdes seul [7].

Pour les dommages produits par ce séisme, plus de 190 000 unités d'habitation ont été expertisées par les différents organismes d'état (CGS, CTC, Bureaux d'études) ce qui correspond à la quasi-totalité du parc de construction des willayas touchées. A partir de cette investigation le bilan des ouvrages endommagés est présenté comme suit :

Degré d'endommagement (~EMS 98)	Nombre de logements endommagés			%
	Alger	Boumerdes	Total	
Degré 1 & 2	40147	33195	73342	#50%
Degré 3 & 4	42452	16731	59183	#40%
Degré 5	7497	6475	13972	#10%
Total	90096	56401	146497	#100%

Tableau 1.3 : Etat des dommages structurels par degré [7]

Et pour la région de Boumerdes :

usage	Vert		Orange		Rouge	Total
	Niveau1	Niveau2	Niveau1	Niveau2	Niveau1	
Habitations	12646	20591	10818	5940	6449	56444
Bat. Admin.	119	142	82	48	40	431
Equip. Scolaires	295	449	244	178	82	1248
Equip. Hospitaliers	72	58	23	14	8	175
Equip. Sportifs ou culturels	81	57	54	53	20	265
Commerces	148	124	100	71	108	551
Equip. Industriels et hangars	50	99	49	43	42	283
Autres	20	41	16	22	29	128
Total	13431	21561	11386	6369	6778	59525
%	22.58	36.22	19.12	10.70	11.38	100.00

Tableau 1.4 : Etat des dommages structurels par usage [7]

1.10. Conclusion

Le nord de l'Algérie est une zone fortement sismique. Le séisme du 21 Mai 2003 qui a secoué la région de Boumerdes et celle d'Alger faisant état de plus de 2000 morts et des milliers de blessés ainsi que des dizaines de milliers de structures endommagées laissant leurs propriétaires sans abris, est malheureusement un avertissement de plus pour mettre en œuvre une vraie politique de mitigation du risque sismique.

Pour ce séisme en particulier, les accélérations enregistrées dans la plupart des stations proches de la zone épiscopentrale ont été très élevées, ce qui classe ce séisme comme un séisme majeur. On signale aussi la forte composante verticale enregistrée sur la plupart des stations. Les conséquences de ce séisme étaient très lourdes en termes de perte humaine et matérielle.

Il est à noter que les structures réalisées en portiques auto stables (Poutres – Poteaux) en béton armé ont été la catégorie la plus touchée, contrairement aux structures contreventées par des voiles et les structures en charpente métallique. Les investigations effectuées sur sites ont révélées que le taux d'effondrement des bâtiments était particulièrement élevé. Par conséquent, certains cas d'effondrement ont été relevés pour être étudiés analytiquement afin d'identifier et de comprendre les mécanismes de ruine subits dans ces conditions.

CHAPITRE 2. ANALYSE DE L'ENDOMMAGEMENT ET FORMATION DES MECANISME DE RUINES DANS LES STRUCTURES EN BETON ARME SOUS SOLLICITATIONS SEISMIQUES

2.1. Introduction

L'effondrement est le cas de dommage le plus redoutable que tout les codes sismiques tentent d'éviter en cas d'un événement sismique majeur. Toutefois, les investigations effectuées sur les différents sites touchés par le séisme de Boumerdes du 21 mai 2003, ainsi que les rapports faits par les différents organismes et chercheurs, montrent clairement que les structures réalisées en portiques auto-stable en béton armé ont beaucoup souffert et ont été à la tête des types de systèmes structurels ayant subi des effondrements totales ou partielles. Dans de nombreux cas, la rupture des poteaux d'angles et ceux des rives due à la formation des rotules plastiques au niveau des nœuds (jonction poutre – poteau) étaient à l'origine de la ruine progressive de toute la structure.

En effet, la formation d'un mécanisme de ruine local ou total est un phénomène très complexe qui a constitué depuis longtemps un axe de recherche très motivant pour les chercheurs, a comprendre et identifier les différents paramètres qui sont en relation avec la formation des mécanismes de ruine prématurée et de proposer des solutions pour prévenir ou retarder l'effondrement des structures.

Dans ce chapitre, il s'agit d'abord d'exposer une synthèse bibliographique sur les travaux antérieurs avec des définitions nécessaires pour la compréhension du phénomène qui sera suivi par une présentation détaillée des méthodes actuelles d'évaluation de l'endommagement des structures en béton armé.

2.2- Les mécanismes de ruines :

Généralement la ruine d'une structure est due principalement à la perte de la capacité portante de la structure vis-à-vis des charges verticales en présence de l'action sismique [8], [9]. Un effondrement provoqué par une instabilité dynamique de la structure est généralement déclenché par des déplacements excessifs des étages et amplifié par l'effet P- Δ [10], et de la détérioration de la résistance et de la rigidité des éléments du système [11].

L'évaluation de la sécurité vis-à-vis de la ruine nécessite la détermination de la réponse dynamique du système à l'état détérioré, particulièrement pour les anciennes constructions où la dégradation commence tôt à des faibles déformations [12].

La rupture alors peut être local ou globale, la rupture globale peut avoir plusieurs causes dont la plus connue est celle produite par la propagation de la défaillance locale d'un élément à un autre.

La ruine locale est généralement le résultat de la formation des rotules plastiques au niveau des nœuds, causés soit par la l'écrasement du béton de mauvaise qualité, le détachement (non adhérence) des armatures (longitudinales) du béton connu sous le nom de l'effet du pincement « pinching » c'est-à-dire le resserrage des barres, ou même par le manque des aciers transversaux qui favorisent le cisaillement de l'élément, comme il peut être produit par la combinaison de deux ou plus de ces paramètres.

2.3. Les travaux de recherches antérieurs sur les mécanismes de ruine

Le problème de la formation des mécanismes de ruine sous les sollicitations sismiques, a attiré l'attention de beaucoup d'auteurs depuis de nombreuses années. Les travaux de recherches expérimentales et analytiques ont pour buts de comprendre et de quantifier l'effet des divers paramètres responsables de la destruction d'un ouvrage.

2.3.1. Travaux de recherches analytiques

Beaucoup d'analyses ont été élaborées par la communauté des chercheurs pour extraire les principaux paramètres participants dans l'effondrement des structures, en commençant par Jennings & Husid en 1968 qui ont étudiés l'effet de la hauteur ainsi que l'intensité de l'action sismique sur le comportement structurel, suivi par les travaux de Sun & al en 1973 effectuées sur l'effet du chargement gravitaire sur le comportement dynamique d'un système à un seul degré de liberté « SSDL » sous sollicitation sismique, où ils constatent alors que le déplacement maximale sans destruction est relié directement à un certain coefficient de stabilité et au déplacement limite du système. En 1980 Takizawa & Jennings examine la capacité ultime d'un portique en béton armé sous excitation sismique. Le modèle structurel utilisé est un « SSDL » caractérisé par des courbes d'hystérésis de dégradation tri linéaire et quadrilinéaire. C'est l'une des premières études prenant en compte l'effet P- Δ ainsi que la détérioration des matériaux dans l'évaluation de la rupture. L'effet P-Delta (P- Δ) a été étudié par McRae en 1994 en faisant solliciter une structure par des modèles d'hystérésis plus complexe. Entre (1992-1998) Bernal fait une large analyse sur des portiques en 2 dimensions, il constate alors que la détermination du minimum de la capacité de résistance au cisaillement à la base dépend fortement du mécanisme contrôlé, ainsi que l'évaluation de l'instabilité dynamique est effectuée à partir d'un système élasto-plastique à un seul degré de liberté « SSDL » en introduisant dans l'analyse l'effet P- Δ [13].

Plus récemment, en 1999 Aschheim & Black effectue une étude systématique pour estimer l'effet des dommages sismiques sur la réponse d'un système à « SSDL ». Les dommages préliminaires sont modélisés par une réduction de la rigidité initiale en négligeant le déplacement résiduel, l'analyse est élaboré en utilisant le modèle d'hystérésis de Takéda [13].

En 2000 Gaetano DELLA CORTE, Gianfranco DE MATTEIS & Raffaele ANDOLFO ont fait une étude paramétrique sur la réponse dynamique non élastique d'un « SSDL » caractérisé par plusieurs paramètres tel que la non linéarité, le durcissement, le pincement des courbes, et la détérioration de la résistance, il a été constaté alors que l'effet de durcissement, le resserrage des courbes d'hystérésis due à l'adhérence des aciers ainsi que la dégradation de résistance par hystérésis sont les trois aspects phénoménologiques qui ont un impact important sur la réponse sismique du système.

Cette importance est distinguée à partir de la plastification observée due à la fatigue des éléments. Concernant la constante d'amortissement visqueux, l'influence de cette dernière est du même ordre de grandeur que l'effet de influencer des paramètres par hystérésis. Il a été conclu aussi que le modèle élastique parfaitement plastique avec ou sans pincement, semble convenable pour les analyses séismiques simplifiées des systèmes à un seul de degré de liberté « SSDL » [14].

En 2002 H.G. Kwak et S.P. Kim, et contrairement aux autres recherches, ont fait plusieurs analyses en introduisant l'effet d'adhérence des aciers aux autres modèles d'hystérésis tels que la dégradation de rigidité et la détérioration de résistance. Leur conclusion était que pour une prédiction plus au moins précise de la formation des rotules plastiques au niveau des nœuds, la courbe (M- ϕ) en considérant l'effet d'adhérence des aciers avec le béton en plus des autres effets représente une tâche très importante et non négligeable [15].

Dans la même année, A. Colombo et P. Negro ont fourni un autre effort pour donner des informations additionnelles sur l'effet de dégradation par hystérésis par rapport à l'analyse avec un déplacement imposé représentant le chargement sismique. Leurs attentions étaient concentrées sur les effets de la détérioration de résistance et la dégradation de rigidité sur la demande de ductilité du système structurel non élastique, en faisant une série d'analyse spectrale sur un modèle à « SSDL » caractérisé par des lois de comportements par hystérésis dégradés. L'importance de l'inclusion de l'effet de la détérioration de la résistance ainsi que la dégradation de rigidité est faite indépendamment sur deux types de structure, ductile et fragile. A cet effet leurs conclusions étaient que l'adoption d'un modèle dégradé sans l'inclusion de l'effet d'hystérésis dans l'évaluation des déformations maximales probable des structures reste insuffisante, en plus la détérioration de la résistance joue un rôle significatif dans l'évaluation de la ductilité demandée [16].

En 2002, P. MANDAL a étudié l'expression de la courbe de ductilité d'une section en béton armé sous chargement latérale, il constate alors que cette courbe augmente avec l'augmentation des aciers de compression, la contrainte limite d'élasticité des aciers transversaux, ainsi que les caractéristiques de la contrainte du béton, et elle diminue avec l'augmentation de la charge axiale sur la section, ainsi qu'une faible contrainte des aciers tendus [17].

Enfin en 2003, Williamson étudié la réponse d'un système à « SSDL » sollicité par plusieurs accélérations enregistrées incluant l'effet « P- Δ » ainsi que la détérioration des matériaux basé sur le modèle de dommage modifié de Park et Ang. Il constate alors la sensibilité importante des enregistrements utilisés sur les propriétés de la structure. Dans la même année, Miranda & Akkar évaluent la force latérale appliquée pour éviter la ruine dans un système bilinéaire à « SSDL » avec une rigidité post-élastique négative ce qui influe significativement sur la période fondamentale du système, cette influence est traduit par l'augmentation de la force latérale augmente quand la période de vibration augmente et quand la rigidité négative post-élastique diminue [13].

2.3.2. Travaux de recherches expérimentales

Un grand nombre d'essais et d'analyses expérimentales ont été effectuées pour comprendre les causes principales de l'effondrement des ouvrages sous sollicitations sismiques.

En 2000, Yoshimura & Yamanaka testent plusieurs poteaux en béton armé sollicités par un chargement latéral et un faible chargement axial. Ils détectent que la variation des déformations latérales et axiales, dépend en premier lieu de l'énergie d'input (solicitation), ce qui remet en cause l'effet d'intensité du chargement [13].

Dans la même année Eiichi INAI & Hisahiro HIRAISHI ont effectués une série d'expériences pour comprendre les raisons de ruine des poteaux d'angle et de rives en premier lieu et qui engendrent par la suite l'effondrement de la structure entière, ils proposèrent alors deux critères pour étudier la capacité de déformation, le premier critère est défini par l'atténuation de contrainte sous un chargement incrémental monotone, le second est défini par les caractéristiques d'hystérésis du béton sous chargement cyclique [18].

N. INOUE, E. INAI, A. WADA, H. KURAMOTO, I. FUJIMOTO & M. IIBA dans la même année toujours, ont effectuées une série d'analyse sur des modèles réduits sur la table vibrante ainsi que d'autres essais effectués par analyse des modèles numériques pour valider leurs résultats sous action sismique. La conclusion de leurs analyses est que l'effondrement de la structure est dû principalement à la rupture des poteaux d'angles ou de rives causée par la plastification des nœuds [19].

En 2002, S. Pampanin, G.M. Calvi et M. Moratti ont étudié la vulnérabilité sismique des nœuds (poutres – poteaux) réalisés en béton armé, ou six (06) essais expérimentaux ont été effectués en prenant en compte les divers paramètres supposés influençables sur le comportement global des structures vis-à-vis de ce type de chargement tel que le manque d'armatures transversales, l'utilisation des aciers doux, ainsi que d'autres points. Parmi les constatations tirées de cette expérience, est l'utilisation combinée des barres de renforcement lisses avec des crochets aux extrémités, qui a montré que la capacité de résistance vis-à-vis de l'effort appliqué est faible, ce qui rend le nœud sensiblement fragile aux dommages comme dans le cas des nœuds extérieurs [20].

Une autre expérience sur une structure en béton armé a été effectuée par Sezen dans la même année en faisant solliciter cette dernière par un chargement latéral cyclique jusqu'au point où les poteaux ne puissent supporter le chargement axial appliqué. Le test a montré que la perte de la capacité de chargement axiale n'est pas nécessairement immédiat après la perte de la capacité du chargement latéral. En conclusion, bien que plusieurs chercheurs ont étudiés le phénomène, la réponse du système structurel sous la combinaison de la non linéarité géométrique et la détérioration du matériau n'est pas étudiée en détail, car l'étude expérimentale est très limitée, d'où pour avoir des résultats fiables il faut considérer l'ensemble des deux études analytique et expérimentale [13].

2.4. Critères d'évaluation de l'endommagement structurel

Parmi les approches de la détermination des mécanismes de ruine, celle qui consiste à établir des critères d'endommagement est la plus réputée. Elle est basée sur la sélection de certains paramètres de corrélation du dommage liés à la performance et la ductilité de la structure. Généralement la déformation latérale et le déplacement inter étage sont les paramètres les plus utilisés. Malheureusement cette méthode ne donne pas toujours une bonne indication de la résistance du système vis-à-vis du chargement latéral et le déclenchement de la ruine ou des dommages [21].

Par contre, la capacité maximale de déformation que les éléments structuraux peuvent supporter sous formes de déplacements ou rotations aux niveaux des nœuds sans déclenchement de la ruine ainsi que les facteurs de courbure et de ductilité sont de bon paramètres indicateurs des dommages car ils sont reliés directement à la capacité de déformation des éléments constituant la structure.

L'état d'endommagement de la structure est généralement évalué par un indice de dommage qui prend en compte les déformations maximales ainsi que l'effet de détérioration cyclique. Cet indice a été développé par Park et Ang en 1985 [21] pour le cas des structures réalisées en béton armé où les dommages sont causés par l'effet de détériorations cycliques et les déformations post-élastiques. Il peut être calculé par deux façons, au niveau local c'est-à-dire juste pour un élément spécifique comme il peut être calculé pour un niveau global c'est-à-dire pour la globalité de l'ouvrage obtenu par la somme de l'ensemble des indices de dommages des éléments. Ces deux facteurs peuvent être utilisés dans l'évaluation de l'état du dommage de la structure étudiée.

A partir de là, il en découle deux méthodes principales dans la prédiction des mécanismes de ruines ainsi que l'évaluation de la performance des structures vis-à-vis des sollicitations latérales induites par les séismes. La première est basée sur les déplacements et la seconde sur les énergies.

2.4.1. Méthode basée sur les déplacements

La détermination des paramètres de dommage est établie sur la base du déplacement latéral du dernier niveau, la déformation latérale inter étage, la rotation du nœud d'un élément ou par le facteur de ductilité.

L'insuffisance de cette méthode est que les dommages évalués en ce basant uniquement sur les déformations perdent en considération l'effet de détérioration et de dégradation cyclique de la capacité de résistance de la rigidité des éléments.

L'avantage, cependant, de cette méthode est que la capacité maximale de déformation des éléments tels que les poteaux, les poutres et les voiles sont des valeurs qui peuvent être facilement déterminées par l'analyse pseudo statique « Push-over » [22]. Dans cet optique, nous définissons les paramètres de déformations les plus utilisés dans cette approche.

2.4.1.a)- La Ductilité

Le terme "ductilité" est défini comme étant la capacité des éléments de la structure ou de la structure entière à se déformer inélastiquement sans perte importante de résistance et de raideur qui peut menacer la stabilité ou la résistance de l'ouvrage. La ductilité peut être exprimée sous les différentes formes suivantes:

- ✓ la ductilité de déformation
- ✓ la ductilité de courbure
- ✓ la ductilité de rotation
- ✓ la ductilité de déplacement.

La première concerne la capacité de déformation locale des matériaux, la deuxième est associée à la capacité de rotation dans une section de poutre pure, la troisième est associée à la jonction poutre poteau qui implique en plus de la section, le type d'assemblage des deux éléments, et la quatrième se réfère au comportement global de la structure. On visualise ces quatre façons pour quantifier la ductilité dans la figure suivante :

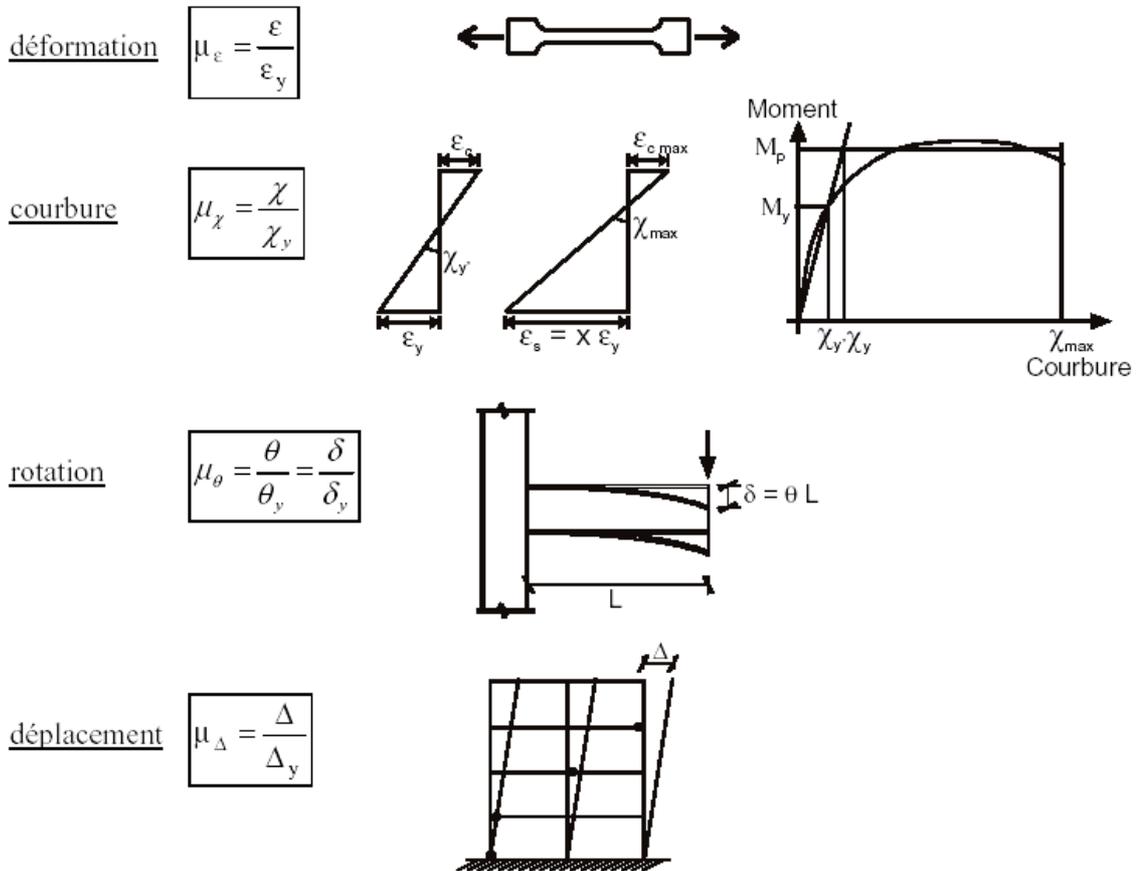


Figure 2.1 : Différentes définitions de ductilité

2.4.1.b)- Ductilité de déformation

La ductilité de déformation exprime la capacité des matériaux à supporter des déformations plastiques sans perte de résistance. Elle est définie par le rapport de la déformation totale imposée à la déformation élastique :

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} \dots\dots\dots(2.1)$$

Avec :

- ε : La déformation de l'élément.
- ε_y : La déformation de la limite élastique.

Il est évident que le béton non confiné est très peu ductile en compression. Un confinement adapté améliore considérablement la ductilité.

2.4.1.c)- Ductilité de courbure

Ce type de ductilité est destiné pour caractériser les courbures des poutres. Elle représente la capacité de rotation des rotules plastiques. La ductilité de courbure est égale au rapport de la courbure maximale à la courbure élastique (= rotation par unité de longueur):

$$\mu_x = \frac{x_m}{x_y} \dots\dots\dots(2.2)$$

Avec :

x_m : Rotation de l'élément au niveau du nœud.

x_y : Rotation correspondante à la limite élastique.

2.4.1.d)- Ductilité de rotation

L'obtention d'une ductilité de rotation importante ne peut se faire que si les déformations plastiques se sont développées sur une longueur suffisante de l'élément.

On définit la ductilité de rotation d'un élément (poutre ou poteau) comme le rapport de la rotation maximale totale de la rotule plastique θ à la rotation élastique θ_y .

$$\mu_\theta = \frac{\theta}{\theta_y} = \frac{\delta}{\delta_y} \dots\dots\dots(2.3)$$

Pour les poutres par exemple, le paramètre de rotation plastique θ_p est défini comme $\theta_p = \delta/0.5L$ où δ et L sont respectivement la flèche de la poutre à mi-portée et la portée de la poutre (Figure 2.2). La rotation élastique θ_y est définie conventionnellement sur le diagramme de moment courbure ($M-\theta_p$).

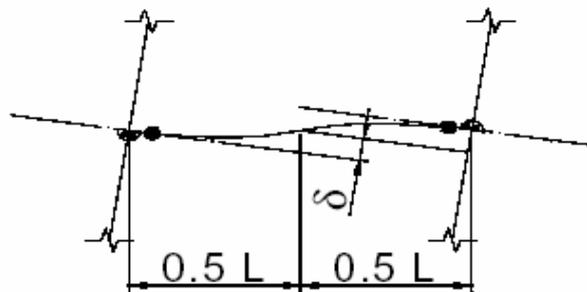


Figure 2.2 : Calcul du paramètre conventionnel en rotation plastique θ_p

2.4.1.e)- Ductilité de déplacement

La ductilité en déplacement est généralement une mesure de la ductilité globale de la structure. Elle est définie par le rapport du déplacement latéral total ($\Delta = \Delta_y + \Delta_p$) au déplacement latéral élastique Δ_y :

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y} \dots\dots\dots(2.4)$$

Elle peut être directement comparée à la ductilité nécessaire pour résister au séismes, donnée par le facteur de comportement « Q » de la structure [12]. Le déplacement latéral devrait être pris au centre de gravité des forces sismiques au niveau du toit.

2.4.1.f)- Relation entre ductilité locale (M - ϕ) et ductilité globale

La relation entre la ductilité locale et la ductilité globale dans une structure complète est complexe, car elle est fonction de la répartition et la distribution des raideurs dans la structure.

Il faut noter aussi qu'une demande de ductilité globale modérée peut correspondre à des demandes de ductilités locales beaucoup plus importantes. Cette conclusion a été démontrée par Paulay & Priestley (1992) [12], en traitant un exemple en béton armé où la demande de ductilité locale dans une rotule plastique a atteint 34.3 pour une ductilité globale de 5.2, soit un rapport de 6.6.

2.4.2. Méthode des énergies

L'évaluation des dommages et la prédiction du mécanisme de ruine sont essentiellement basés sur le taux des énergies induites « input » par les excitations sismiques et celle dissipée « output » sous forme de déformation inélastique [21]. L'état d'endommagement structurel peut être évalué par un indice de dommage local ou global de la structure [23].

2.4.2.a)- Energie dissipée par la structure

D'un point de vue énergétique, l'effet d'un séisme sur une structure est un jeu de transformation de l'énergie totale induite par le séisme à la structure « Energie input » en énergies de potentielle E_S (déformations élastiques des éléments de la structure), cinétique E_C (mouvement des masses de la structure) emmagasinées temporairement dans la structure et l'énergie dissipée par les mécanismes d'amortissement E_D et sous forme de déformation inélastique E_H (énergie d'hystérésis). Cette dernière est le cumul du travail plastique effectué par les éléments de la structure et donc peut être considéré comme une mesure des dommages subis par ces éléments. Le taux de l'énergie d'hystérésis par rapport à l'énergie totale E_H / E_i est un paramètre de réponse important dans l'évaluation des dommages de la structure. Fajfar & al. (1992) a introduit un paramètre adimensionnel « γ » qui tient compte de l'énergie et de la ductilité et qui est défini par la relation suivant :

$$\gamma = \frac{\sqrt{E_H / m}}{\omega \cdot D} \dots \dots \dots (2.5)$$

Avec :

E_H : Energie d'hystérésis dissipée.

D : Déplacement maximal de la structure.

ω : Fréquence de la structure.

m : masse de la structure.

Ce paramètre γ tient compte de l'énergie et de la ductilité due aux cycles de fatigue.

2.4.2.b)- Indice de dommage de Park & Ang

L'état d'endommagement de la structure est généralement évalué par l'indice de dommage proposé par Park et Ang (1984), cet indice est souvent utilisé comme indicateur de dommage réel, il est défini comme une combinaison linéaire de dommage due à la déformation plastique ainsi que l'énergie d'hystérésis dissipée [21]. Comme il est présenté dans la formule suivante :

$$DM = \frac{\delta}{\delta_u} + \beta \frac{E_H}{F_y \delta_u} \dots\dots\dots(2.6)$$

Avec :

- δ : Le déplacement produit.
- δ_u : Le déplacement ultime sous chargement monotone.
- F_y : Charge de limite élastique.
- E_H : Energie absorbée par les éléments structurels durant la réponse sismique.
- β : Constante qui dépend des caractéristiques mécaniques et de fatigue du matériau.

Cette évaluation peut s'effectuer en trois d'indices, pour localiser l'endommagement avec une certaine exactitude. Ces trois indices sont :

- Indice de dommage local (ou par élément) : c'est un indice de dommage qui donne l'état des dégâts pour chaque élément structurel tel que les poteaux, les poutres et les voiles.
- Indice de dommage par niveau : c'est un indice de dommage qui définit l'état des dégâts de chaque niveau, il est obtenu par la somme des indices de dommages des éléments verticaux et horizontaux constituant chaque niveau.
- Indice de dommage global ou totale : c'est un indice de dommage qui définit l'état globale des dommages de l'ouvrage, il est obtenu par la somme de l'ensemble des indices de dommage des éléments composant la structure.

Park & Ang, ont classifié les degrés d'endommagement d'une structure en cinq principaux degrés, démarquer par le premier correspondant à un état d'endommagement faible ce qui reflète dans la réalité les fissurations au niveau des murs de la maçonnerie, et le dernier qui représente l'effondrement total ou partiel de la structure. Où ils suggèrent que quand les valeurs de l'indice de dommage sont inférieures de 0.5 ce qui correspond au troisième état, on considère les dommages structurels sont réparables. Cependant si les valeurs de l'indice de dommage sont supérieures à cet état, cela veut dire que les dommages sont au de là de la réparation. Si les valeurs dépassent 1.0 cela représente une rupture totale de l'ouvrage.

Le comportement inélastique est généralement confiné dans les zones plastiques au niveau des nœuds (jonction poteaux – poutres), ce qui fait que la relation entre la déformation des éléments et les rotations plastiques locales est très difficile à établir, ce qui a laissé Kunnath modifier le modèle de dommage de Park et Ang.

2.4.2.c)- Facteur de ductilité équivalent

Sous chargement sismique et à partir d'un certain rang inélastique, la résistance de la structure est détériorée, ce qui peut engendrer par la suite, des déformations considérables sur la structure. A cet effet, l'ouvrage devient plus vulnérable pour supporter les charges gravitaires. Fajfar et al a proposé un facteur de ductilité équivalent qui évalue la capacité de réduction de ductilité [21].

La définition de ce facteur est effectuée en prenant en considération l'indice de dommage proposé par Park & Ang. Ce facteur est défini par la formule suivante :

$$\mu = \frac{\sqrt{1 + 4(DM)\beta\gamma^2\mu_v} - 1}{2\beta\gamma^2} \dots\dots\dots(2.7)$$

Ou :

μ_v : Facteur de ductilité monotone ultime.

2.5. Méthodes d'analyse de l'endommagement des structures en béton armé sous sollicitations sismiques

L'évaluation des performances sismiques de n'importe quelle structure suggère l'estimation de ces caractéristiques dynamiques ainsi que la prédiction de sa réponse sous sollicitation sismique. Les caractéristiques dynamiques tel que la période et les formes modales sont obtenues à travers l'analyse des valeurs propres.

L'analyse dynamique temporelle nous fournit alors l'état d'endommagement de la structure quand elle est sujette à une sollicitation sismique [24], l'analyse pseudo – statique « Push-over » est généralement utilisée pour déterminer la capacité de résistance de la structure vis-à-vis d'un chargement latéral imposé, ainsi que le niveau maximal des dommages au chargement ultime.

2.5.1. Analyse dynamique non linéaire

L'analyse dynamique non linéaire est une analyse très fiable dans l'évaluation des dommages structurels, cette fiabilité se présente dans l'exposition des résultats qui convergent à la réalité de la ruine [25].

Cette analyse est élaborée dans la plupart des cas en utilisant la méthode d'intégration directe en pas à pas de l'algorithme Newmark – Beta [26]. Le changement des propriétés des matériaux est très facile à incorporer, et les déformations internes des éléments sont modélisées par des lois de comportement simulant la dégradation et la détérioration de la rigidité et la résistance des éléments structuraux.

En choisissant un modèle convenable avec une sollicitation appropriée, la détermination de la réponse dynamique ainsi que les paramètres des dommages par l'analyse dynamique devient efficace.

2.5.2. L'analyse pseudo – statique « Push-over »

L'analyse pseudo – statique « Push-over » est une analyse statique non linéaire qui est élaborée en imposant une certaine forme de distribution du chargement latéral ou du déplacement sur l'ensemble de la hauteur de la structure, en incrémentant ce chargement ou le déplacement d'une façon monotone de zéro jusqu'au niveau ultime correspondant à la ruine de la structure par exemple. Le chargement gravitaire est maintenu constant durant l'analyse. La résolution du système est faite principalement par l'équation :

$$[K_l]\{\Delta u\} = \Delta F \dots\dots\dots(2.8)$$

Ou :

ΔF : Vecteur incrémental de force.

$[K_l]$: Matrice de rigidité.

$\{\Delta u\}$: Vecteur déplacement.

L'analyse « Push – Over » est généralement très utilisable pour l'estimation des caractéristiques suivantes de la structure :

- La capacité de la structure a supportée l'effort de cisaillement en fonction des déplacements.
- La rotation maximale et la ductilité des éléments critiques.
- Distribution des rotules plastiques au chargement ultime.
- Distribution des dommages de la structure par l'expression de l'indice de dommage local au chargement ultime.

Détermination de la résistance à la limite élastique de la structure vis-à-vis du chargement latéral.

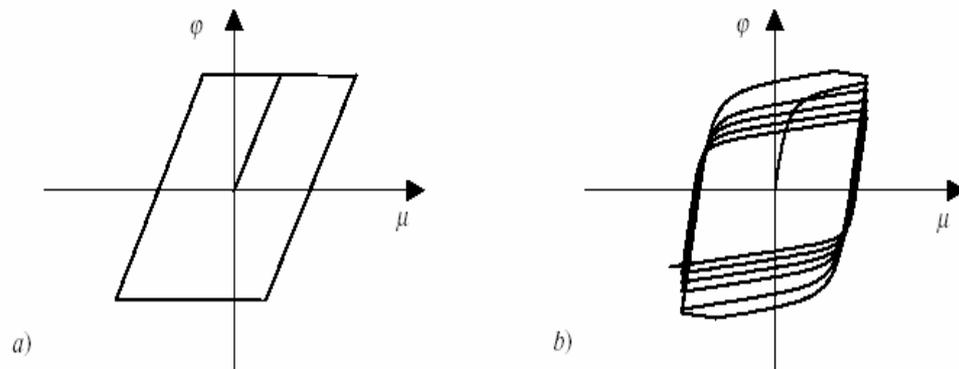
2.6. Modèles d'hystérésis

L'estimation et l'étude du mécanisme de ruine nécessite des modèles d'hystérésis capable de simuler tous les modes importants de détérioration et de dégradation cyclique des éléments qui sont observés dans la réalité par la formation d'une rotule plastique au niveau du noeud. A cet effet plusieurs modèles d'hystérésis ont été développés pour représenter le comportement des éléments structuraux pour et exhiber les caractéristiques des matériaux constituant ces éléments, ou chaque matériau à sa propre courbe d'hystérésis selon ses caractéristiques internes et son comportement vis-à-vis des sollicitations externes.

Le premier modèle d'hystérésis utilisé est celui proposé en 1965 par Clough & Johnston, ce dernier est un modèle bilinéaire simulant l'effet de dégradation de rigidité élasto – plastique, l'effet de dégradation dans ce modèle est basé sur le déplacement maximum produit par la structure dans la même direction que le chargement. En 1970 Takeda développa un modèle tri linéaire où la dégradation de rigidité est basée sur le déplacement maximum du système, ce modèle est destiné pour les éléments en béton armé [21].

Les études expérimentales ont montrées que le comportement d'hystérésis dépend en grand nombre des paramètres structuraux qui affectent fortement les déformations et les caractéristiques de dissipation de l'énergie. Ce qui a poussé d'autres chercheurs à développer d'autres modèles comme celui de Sivaslevan & Reinhorn en 2000, qui inclu la dégradation de rigidité et de détérioration de résistance avec un resserrage des boucles. Le modèle développé par Song & Pincheira dans la même année, est aussi capable de représenter la détérioration cyclique de la résistance ainsi que la dégradation de rigidité basée sur la dissipation d'énergie d'hystérésis.

Le modèle est essentiellement orienté par des pics on prenant en considération ces paramètres de détérioration.



**Figure 2.3 : Modèle élasto-plastique a) bilinéaire ;
b) totalement non linéaire [27]**

Comme le but de notre investigation est la détection du mécanisme de ruine dans un système structurel auto stable (poteau – poutre) réalisé en béton armé, et à partir de l’investigation des anciennes recherches, il s’est avéré que l’utilisation d’un modèle d’hystérésis est primordial, pour connaître le comportement réel des éléments constituant le système structurel.

A cet effet, dans notre analyse d’un cas réel, des modèles d’hystérésis simulant la dégradation et la détérioration cyclique des éléments seront utilisés, ces modèles sont à base multilinéaire avec des pics orientés et pincement, l’effet de dégradation de l’adhérence des aciers est lui aussi pris en charge dans l’analyse [27].

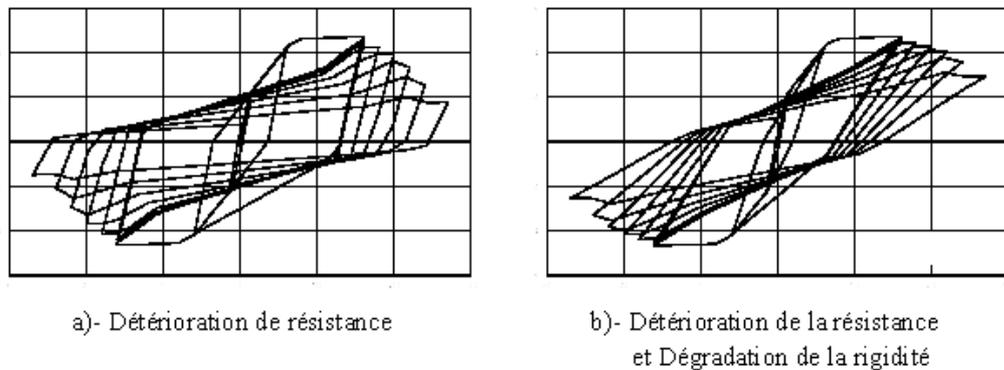


Figure 2.4 : Courbes d’hystérésis d’une structure ductile [27]

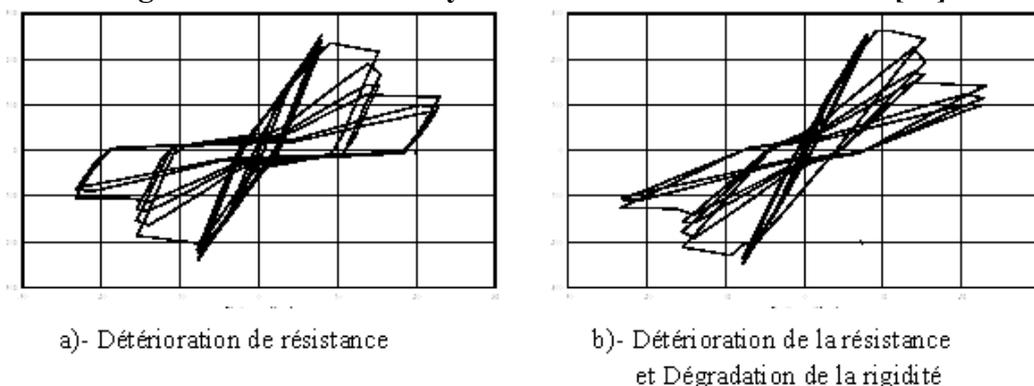


Figure 2.5 : Courbes d’hystérésis d’une structure fragile [27]

Cependant, puisque les courbes d'hystérésis sont principalement définies à partir des caractéristiques des matériaux constituant les éléments structuraux, il est très important de connaître les courbes de la relation contrainte – déformation ($\sigma - \varepsilon$) ou la relation moment - courbure ($M-\phi$).

2.7. Relation moment courbure ($M-\phi$)

La courbe contrainte – déformation ($\sigma-\varepsilon$) est une courbe qui décrit le comportement des matériaux sous une sollicitation donnée, cette courbe est constituée de deux lignes connectées entre elles, la première est très raide représentant l'état élastique du matériau, par contre la dernière est presque plate et elle représente l'état plastique du matériau. Ces mêmes caractéristiques de la relation contrainte – déformation ($\sigma-\varepsilon$) reflète en général la courbe de force – déplacement ($F - \delta$) et la courbe de Moment - courbure ($M - \phi$) qui a pratiquement la même forme.

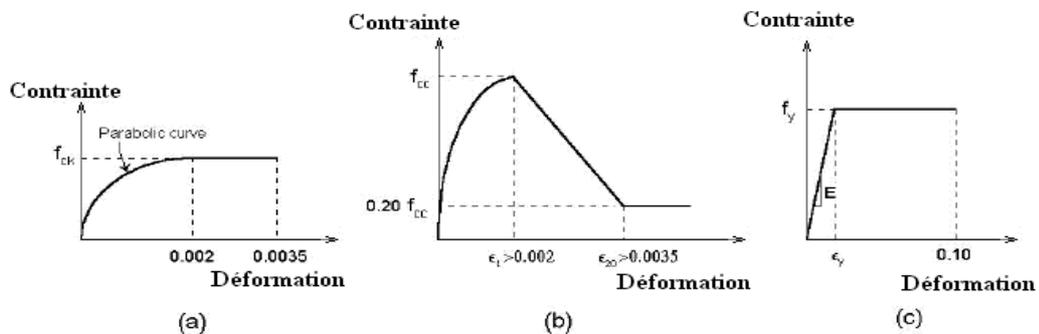


Figure 2.6 : Courbe de ($\sigma-\varepsilon$) des matériaux : a) béton non confiné ; b) béton confiné ; c) aciers. [28]

Les points distinctifs de ces courbes sont en général deux points : le premier définit la limite du comportement élastique du matériau où le moment ainsi que la courbure correspondante sont respectivement M_y et ϕ_y , et le deuxième définit l'état ultime où la contrainte maximum atteinte du béton correspond à la déformation ultime ε_u . Le moment ultime correspondant à ce point dans la courbe ($M - \phi$) est M_u et ϕ_u . Cette courbe est appelée courbe « Bilinéaire ». Un troisième point peut être distingué représentant l'état de fissuration du béton, ce point se situe dans la première droite ascendante représentant l'état élastique du matériau. Le moment et la courbure correspondant à ce point dans la courbe ($M - \phi$) est M_{cr} et ϕ_{cr} . Le calcul de cette courbe se fait à partir d'une section de béton fissurée [28].

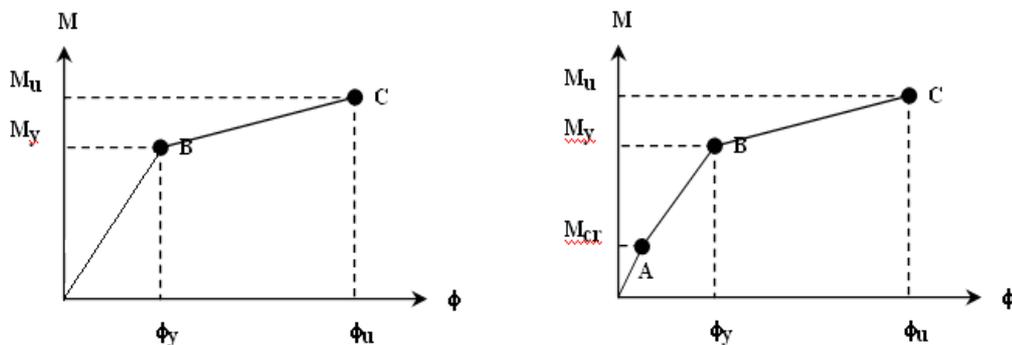


Figure 2.7 : Courbe $M-\phi$: a) bilinéaire ; b) tri linéaire [28]

2.8. Conclusion

A partir de cet exposé on constate que la prédiction des mécanismes de ruine ainsi que l'évaluation de l'état d'endommagement est l'un des plus anciens axes de recherche lancé dans le domaine scientifique, où l'une des premières analyse prenant en compte l'effet d'hystérésis à été élaborée dans les années soixantes par Clough & Johnston.

A cet effet plusieurs méthodes d'analyse sont développées, pour converger chaque fois à la réalité du phénomène d'endommagements provoqués dans les structures lors d'une action sismique, où dans chaque méthode on fait intervenir les paramètres jugés sensibles et favorisant l'évolution ainsi que la progression de la ruine.

Parmi ces méthodes on distingue deux qui sont les plus utilisées, en l'occurrence la méthode par déplacement tel que l'analyse pseudo – statique «Push Over » ainsi que la méthode par énergie tel que l'analyse dynamique non linéaire. Le choix d'utilisation de ces méthodes est effectué sur la base des besoins et des objectifs voulus par l'utilisateur.

Cependant, l'importance des paramètres à utiliser dépend principalement de la méthode d'analyse choisie, comme c'est le cas dans notre étude où le choix c'est porté pour une analyse dynamique non linéaire et donc les paramètres primordiaux utilisés sont le type de sollicitation, les lois de comportement simulant la fatigue des matériaux béton aciers ainsi que l'adhérence acier béton. Ces lois de comportement simulant l'effet de fatigue des matériaux sont généralement des courbes d'hystérésis qui tiennent en compte l'effet de dégradation de rigidité, l'effet de détérioration de résistance, ainsi que l'adhérence des aciers. La définition de ces courbes se fait principalement en se basant sur la courbe de contrainte – Déformation des matériaux.

Enfin, la valorisation des dommages est faite selon la classification effectuée par Park & Ang pour la première fois sous forme d'un indice, et développer par la suite par d'autres chercheurs. Cet indice est calculé en tenant compte principalement de l'énergie d'input sous forme d'un accélérogramme ainsi que de l'énergie output sous forme de déformation. L'effondrement de la structure est supposé être une fois que cet indice est plus important (par exemple dépassant >0.5), du à une considérable perte de la capacité de résistance de la structure vis-à-vis des sollicitations sismiques.

CHAPITRE 3. MODELISATION ET ANALYSE NON LINEAIRE

3.1. Introduction

La modélisation d'une structure est généralement faite pour simuler et comprendre le vrai comportement de cette dernière vis-à-vis des sollicitations extérieures telles que les chargements gravitaires ou latérales, sous forme statique comme les charges permanentes ou dynamiques comme le vent et le séisme. L'étude du comportement structurel est effectuée en simulant la structure réelle par un modèle numérique ou l'ensemble des éléments structurels constituant l'ouvrage ainsi que les diverses sollicitations sont introduites sous formes de relations mathématiques. Parmi les méthodes qui se basent sur ce principe, figure la méthode des éléments finis, où chaque élément ainsi que les déformations et les efforts induits par les sollicitations appliquées sont définis par des modèles mathématiques simples ou plus souvent complexes à résoudre.

Dans le cadre de ce travail, l'étude d'une structure sous l'action d'un séisme nécessite une analyse dynamique temporelle non linéaire. Les difficultés d'une telle analyse se situent à plusieurs niveaux. Outre les aspects usuels de l'analyse dynamique linéaire concernant la distribution de la rigidité, de la masse et de l'amortissement, l'analyse non linéaire est liée aux lois de comportement du matériau qui est le béton armé. Dans notre cas il s'agit de tenir compte de tous les paramètres caractérisant le comportement post-élastique du matériau comme la dégradation de rigidité et de la résistance, ainsi que les formes des boucles hystérésis définissant la capacité de dissipation de l'énergie des éléments. Les précautions d'ordre numérique à prendre en compte sont aussi multiples. Tel que le choix du pas de temps, l'algorithme de convergence, l'algorithme d'intégration etc.

Comme l'analyse prévue est destinée à examiner le comportement de la structure jusqu'à la ruine, tous ces facteurs deviennent déterminants et nécessitent d'être revus en détail, ce qui est l'objet du présent chapitre.

3.2. Modélisation numérique d'une structure en béton armé

La modélisation numérique en éléments finis d'une structure en béton armé se fait par deux représentations, soit en deux dimensions 2D où les nœuds sont affectés par trois degrés de liberté, soit en trois dimensions 3D où les nœuds sont affectés par six degrés de liberté selon le but recherché par l'utilisateur.

Il existe plusieurs logiciels de calcul dynamique non linéaires. En se limitant aux codes de calcul non commerciaux spécialisés au calcul des structures en béton armé, on peut citer DRAIN et IDARC. Ce dernier présentant plus d'option pour les lois de comportement et l'évaluation des dommages et a été choisi pour effectuer l'analyse.

Les représentations des éléments d'une structure ainsi que les divers paramètres intervenant dans la modélisation sont illustrés dans ci-dessous :

3.2.1. Eléments structuraux du modèle

Les principaux éléments intervenant dans une modélisation d'un bâtiment en béton armé sont :

- Eléments poteaux.
- Eléments poutres (sans effort axial).
- Eléments voiles
- Eléments ressorts rotationnels
- Eléments d'amortissement viscoélastique
- Eléments d'amortissement de frottement
- Eléments d'amortissement par hystérésis
- Eléments panneaux porteurs

La figure suivante rassemble les différents éléments :

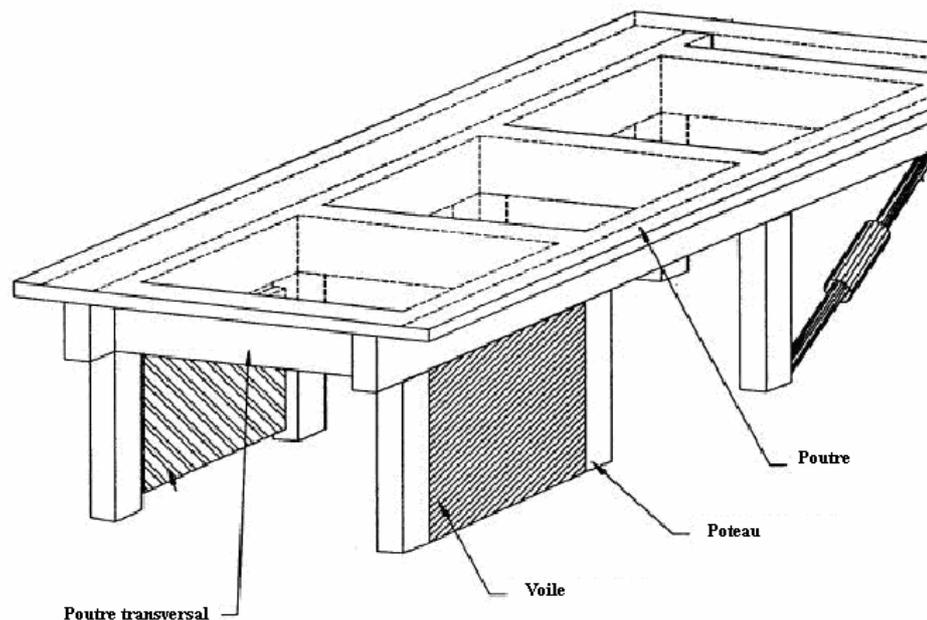


Figure 3.1 : Eléments structuraux d'un bâtiment

Tous les éléments de la structure ont les mêmes formules de base. Flexion, cisaillement, et déformation axiale sont considérés pour l'ensemble des éléments à part les éléments poutres, il n'ont pas de déformation axiale (traction – compression).

Les composantes de flexion et de cisaillement sont couplées avec la formule de propagation de plasticité et les boucles d'hystérésis.

La déformation axiale est modélisée en utilisant des éléments élastiques linéaires, non couplés avec les éléments de flexion et de cisaillement.

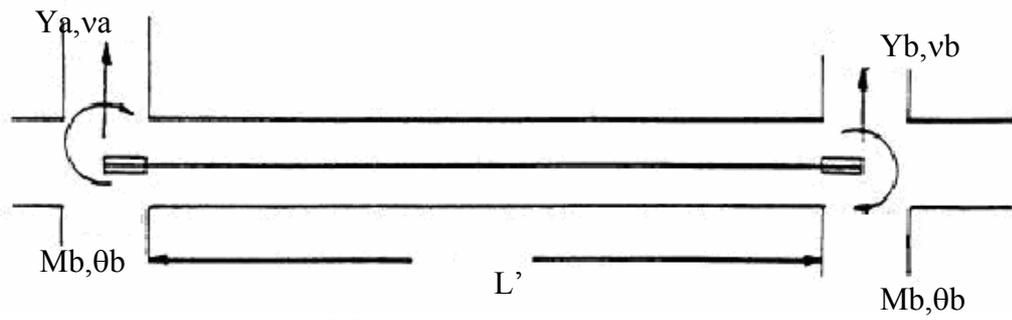


Figure 3.2 : Modèle typique d'une poutre

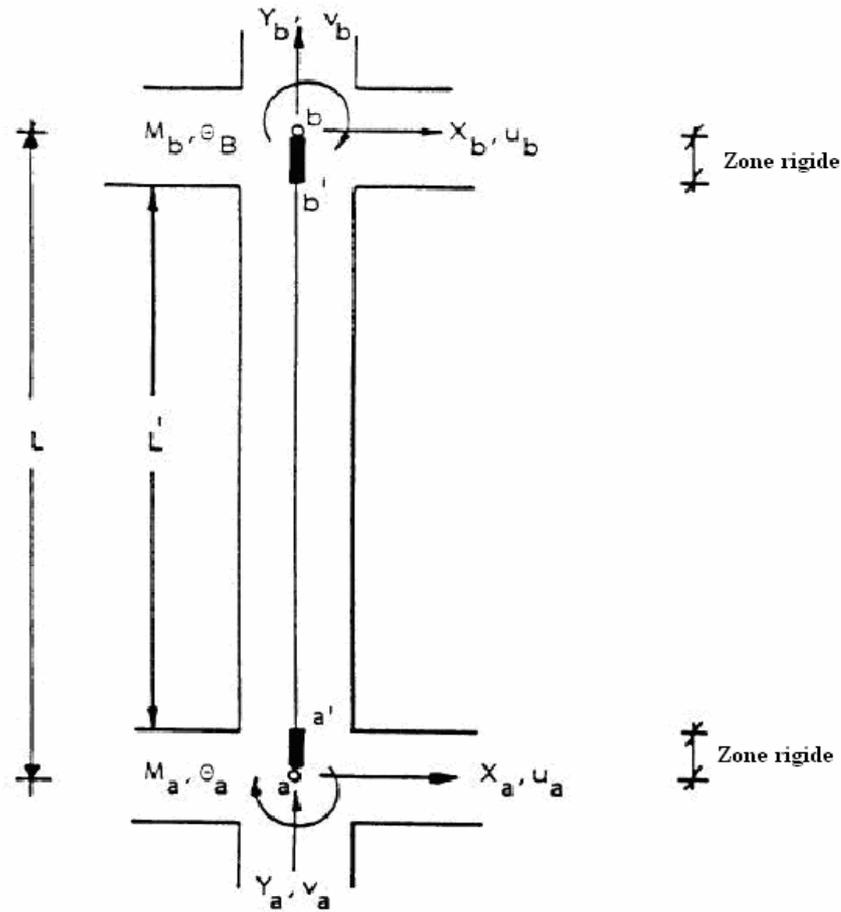


Figure 3.3 : Modèle typique d'un poteau

Avec :

EI_0 : Rigidité élastique de rotation

$EI_{a,b}$: Rigidité tangente de rotation à l'extrémité de l'élément.

GA_z : Rigidité de cisaillement.

L : longueur de l'élément.

Pour les poteaux et les poutres on inclue la longueur de la zone rigide pour simuler la rigidité dans cette zone, ou dans la zone nodale. Cet effet est négligeable dans le cas d'un voile.

La relation entre les rotations, les moments et les dimensions des zones rigides s'écrit comme suit :

$$\begin{Bmatrix} M_a \\ M_b \end{Bmatrix} = [\tilde{L}] \begin{Bmatrix} M'_a \\ M'_b \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(3.4,a)$$

$$\begin{Bmatrix} \theta'_a \\ \theta'_b \end{Bmatrix} = [\tilde{L}]^t \begin{Bmatrix} \theta_a \\ \theta_b \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(3.4,b)$$

$$[\tilde{L}] = \frac{1}{1 - \lambda_a - \lambda_b} \begin{bmatrix} 1 - \lambda_b & \lambda_a \\ \lambda_b & 1 - \lambda_a \end{bmatrix} \dots\dots\dots(3.5)$$

Tel que :

λ_a, λ_b : les proportions de la zone rigide.

En combinant les équations on obtient :

$$\begin{Bmatrix} M_a \\ M_b \end{Bmatrix} = [K_s] \begin{Bmatrix} \theta_a \\ \theta_b \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(3.6)$$

Avec

$$[K_s] = [\tilde{L}][K'][\tilde{L}]^t \dots\dots\dots(3.7)$$

Considérant l'équilibre de toutes les forces perpendiculaires à l'axe de l'élément :

$$\begin{Bmatrix} X_a \\ M_a \\ X_b \\ M_b \end{Bmatrix} = [R_e] \begin{Bmatrix} M_a \\ M_b \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(3.8)$$

Avec X_a, X_b : représentent les forces de cisaillement au extrémités a et b :

$$[R_e] = \begin{bmatrix} 1/L & 1/L \\ 1 & 0 \\ -1/L & -1/L \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3.9)$$

L'équation (4.9) peut être écrite :

$$\begin{Bmatrix} X_a \\ M_a \\ X_b \\ M_b \end{Bmatrix} = [K_e] \begin{Bmatrix} U_a \\ \theta_a \\ U_b \\ \theta_b \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (3.10)$$

Ou :

$$[K_e] = [R_e][K_s][R_e]^t \dots\dots\dots (3.11)$$

[K_e] : c'est la matrice de rigidité reliant les déplacements avec les forces.

[K_s] : c'est la matrice de rigidité reliant les moments avec les rotations aux extrémités de l'élément flexibles comme le montre la figure si dessous.

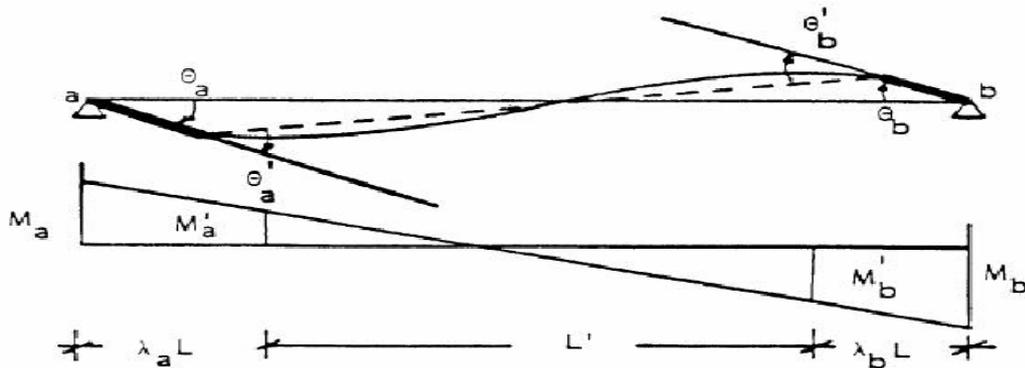


Figure 3.5 : Élément structural typique avec zone rigide

Le moment de flexion et l'effort normal sont considérés non couplé dans la formulation, et la relation (force – déformation) de la résultante de rigidité axiale élastique est considérée comme suit :

$$\begin{Bmatrix} Y_a \\ Y_b \end{Bmatrix} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_a \\ v_b \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (3.12)$$

Avec :

Y_a, Y_b : représente l'effort normale aux extrémités 'a' et 'b' de l'élément.

v_a, v_b : représente la déformation vertical aux extrémités 'a' et 'b' de l'élément.

EA/L : représente la rigidité axiale de l'élément.

La matrice de rigidité $[K']$ des éléments varie constamment au cours de l'analyse en accord avec la formulation de la propagation de plasticité et du modèle d'hystérésis choisi.

3.2.2. Détermination de la courbe $M - \phi$

La courbe enveloppe « Moment – Courbure » ($M - \phi$) issue de la relation contrainte déformation ($\sigma - \varepsilon$) décrit la variation du moment en fonction de la rotation dans les éléments structurels ou aux niveaux des nœuds.

La procédure de calcul de la courbe $M - \phi$ est basée sur la méthode développée par Kunnath et al. (1992a), et adapté par Mander (1984) [15]. La déformation d'une section quelconque (Figure 4.6, & 4.7) est donnée par la formule :

$$\varepsilon(z) = \varepsilon_0 + z\phi \dots\dots\dots(3.13)$$

Tel que :

ε_0 : Déformation centrale.

z : Distance de l'axe de référence.

ϕ : Courbure de la section transversale

Le calcul du moment ainsi que l'effort normal de la section est obtenu à partir des formules suivantes :

$$N = \int E\varepsilon dA \dots\dots\dots(3.14,a)$$

$$M = \int Ez\varepsilon dA \dots\dots\dots(3.14,b)$$

Ou :

M : le moment ;

N : l'effort normal ;

E : le module de Young ;

ε : la déformation dans la fibre ;

z : la distance de l'axe de référence jusqu'à la fibre.

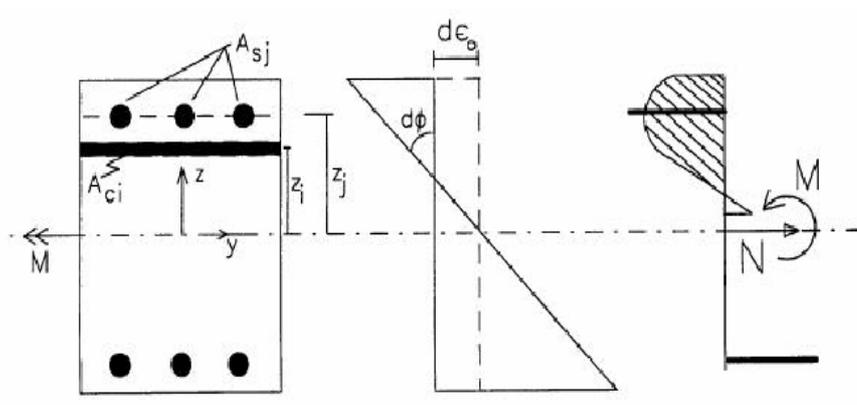


Figure 3.6 : Détail d'une section rectangulaire (poutre – poteau)

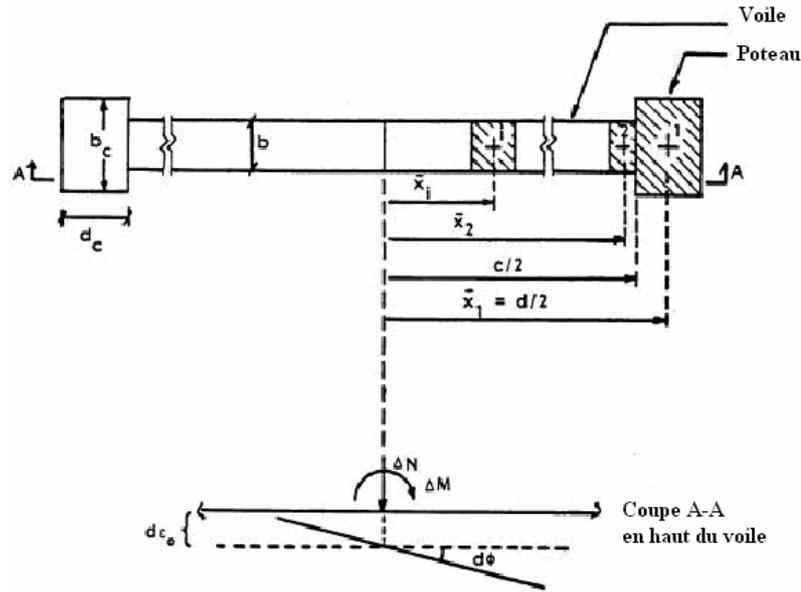


Figure 3.7 : Détail d'une section d'un voile

En substituant les équations (3.14,a) et (3.14,b) on obtient l'expression pour n'importe qu'elle pas k de la déformation à l'axe neutre $\Delta\epsilon_0$ et de la courbure $\Delta\phi$

$$\begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_A(\epsilon_{0,k}, \phi_k) & k_z(\epsilon_{0,k}, \phi_k) \\ k_z(\epsilon_{0,k}, \phi_k) & k_{zz}(\epsilon_{0,k}, \phi_k) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\epsilon_0 \\ \Delta\phi \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(3.15)$$

Avec :

$$\begin{aligned} k_A &= \sum_{i=1}^{NCC} E_{ci}(\epsilon_{0,k}, \phi_k) A_{ci} + \sum_{j=1}^{NSS} E_{cj}(\epsilon_{0,k}, \phi_k) A_{sj} \\ k_z &= \sum_{i=1}^{NCC} E_{ci}(\epsilon_{0,k}, \phi_k) A_{ci} Z_i + \sum_{j=1}^{NSS} E_{cj}(\epsilon_{0,k}, \phi_k) A_{sj} Z_j \dots\dots\dots(3.16) \\ k_{zz} &= \sum_{i=1}^{NCC} E_{ci}(\epsilon_{0,k}, \phi_k) A_{ci} Z_i^2 + \sum_{j=1}^{NSS} E_{cj}(\epsilon_{0,k}, \phi_k) A_{sj} Z_j^2 \end{aligned}$$

NCC et NSS : représentent respectivement le nombre des parties du béton écrasé et l'aire des armatures considérée dans la section ;

E_{ci} , E_{sj} : représentent respectivement les modules d'élasticité du béton et de l'acier dans les fibres i et j ;

A_{ci} , A_{sj} : représentent respectivement la section de béton et d'armatures.

En tenant compte des relations exposées ci-dessus, la courbe enveloppe (Moment – Courbure) s'obtient étape par étape comme suit :

- a) Appliquer des petits incréments $\Delta\phi_k$:

$$\phi_k = \phi_{k-1} + \Delta\phi_k \dots\dots\dots(3.17)$$

- b) Dans le premier pas ($k=0$) la totalité de l'effort axial est appliqué, l'incrément ΔN_k^n est donc nul, le calcul de la déformation incrémentale axiale pour chaque pas n est comme suit :

$$\Delta \varepsilon_0^n = -k_{z,k}^{n-1} \Delta \phi_k / k_{A,k}^{n-1} \dots \dots \dots (3.18)$$

Avec :

$k_{z,k}^0, k_{A,k}^0$: représentent les caractéristiques de rigidité au pas $k-1$.

- c) Actualiser la nouvelle déformation et courbure :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ \phi \end{Bmatrix}_k^n = \begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ \phi \end{Bmatrix}_k^{n-1} + \begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_0 \\ 0 \end{Bmatrix}_k^n \dots \dots \dots (3.19)$$

- d) Recalculer la matrice de rigidité exprimée par la relation 3-15 en utilisant l'équation 3-16.

- e) Trouver la différence du chargement par :

$$\Delta N_k^n = k_{A,k}^n \Delta \varepsilon_{0,k}^n + k_{z,k}^n \Delta \phi_k \dots \dots \dots (3.20)$$

- f) Si $|\Delta N_k^n| \geq \xi$ avec ξ la valeur limite de la tolérance, la procédure d'itération continue en retournant à l'étape 2, dans le cas contraire on calcul l'incrément du moment :

$$\Delta M = k_{z,k}^n \Delta \varepsilon_{0,k}^n + k_{zz,k}^n \Delta \phi_k \dots \dots \dots (3.21)$$

Ainsi on calcule la capacité du moment, et on continue suivant $\Delta \phi_{k+1}$. On refait le cycle jusqu'au dernier incrément.

D'autres considérations telles que l'espacement des cadres transversaux dans les poteaux peut être pris en charge dans le calcul de la courbe enveloppe ($M - \phi$). Dans ce cas on suppose que la capacité du poteau reste inchangée pour la section du béton confiné, et nous aurons :

$$0.85 f'_c A_g = f'_{cc} A_{cc} \dots \dots \dots (3.22)$$

Avec :

f'_{cc} : Contrainte de compression du béton limite.

A_{cc} : Section du béton confiné

A_g : Section globale du béton

L'expression qui relie la contrainte du béton confiné avec celui non confiné est donnée par Park & Paulay (1975), qui est elle même basée sur la relation de la contrainte limite de Richart & al.(1928) :

$$f'_{cc} = f'_c + 2.05\rho_s f_y \dots\dots\dots(3.23)$$

Tel que

ρ_s : Rapport volumétrique des aciers avec le béton confiné égale à :

$$\rho_s = \frac{A_h \pi d_c}{s A_{cc}} \dots\dots\dots(3.24)$$

Avec :

A_h : Section des aciers transversaux

S : Espacement des aciers transversaux

La contrainte de compression du béton est obtenue on substituant les formules (3.23) dans (3.24) :

$$f'_{cm} = \frac{(f'_c + 2.05\rho_s f_y) A_{cc}}{0.85 A_g} \dots\dots\dots(3.25)$$

3.2.2.a)- Calcul de la capacité de déformation ultime :

La capacité de déformation ultime est définie par la courbe Contrainte – Déformation ($\sigma-\delta$) du béton (Figure 3.8). L'incrément de la courbure est continue si les conditions suivantes sont portées :

- La déformation ultime à la compression du béton satisfait $\varepsilon \geq \varepsilon_{bu}$
- La contrainte ultime d'une barre satisfait $f_s \geq f_{Au}$.

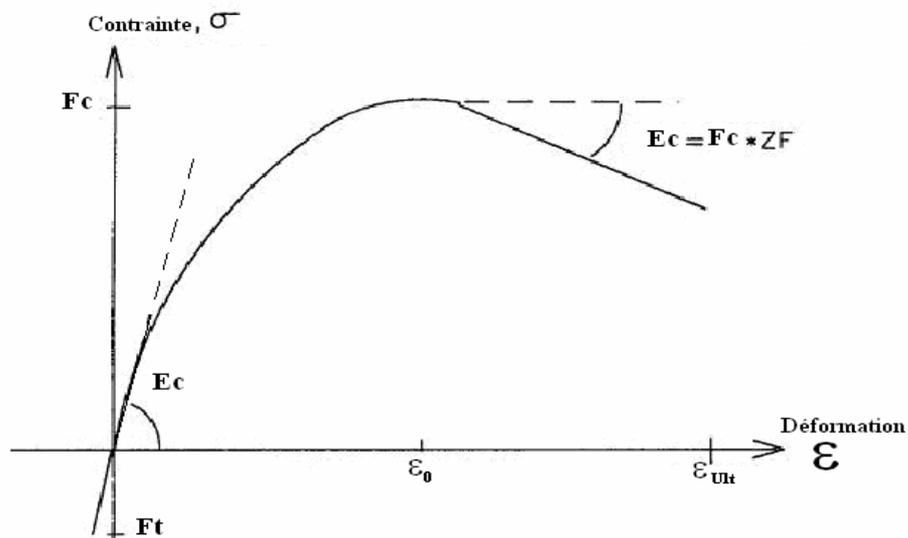


Figure 3.8 : Courbe (Contrainte – Déformation) d'une section en béton non confine

Si les conditions ci-dessus sont satisfaites, la courbe obtenue représente la courbe ultime. Le seul facteur qui influe sur la capacité de déformation d'une section est le degré de confinement du béton. Ce facteur n'a pas d'effet significatif sur la contrainte maximale de compression, il peut être pris en charge dans la formulation comme suit :

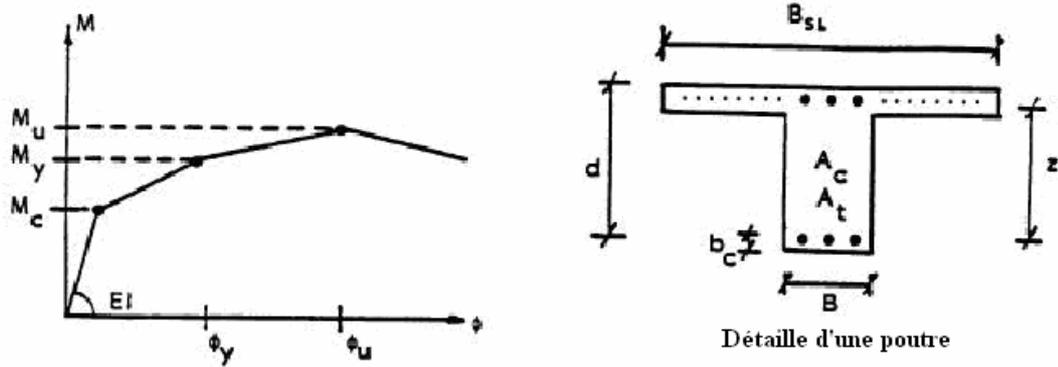


Figure 3.9 : Paramètres de déformation

Avec :

Z_f : représente la branche descendante et égale à :

$$ZF = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_0} \dots \dots \dots (3.26)$$

Et

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + \varepsilon_0 f'_c}{f'_c - 1000} \dots \dots \dots (3.27)$$

$$\varepsilon_{50h} = 0.75 \rho_s \sqrt{\frac{\bar{b}}{S_h}} \dots \dots \dots (3.28)$$

Où

ρ_s : Le rapport en volume entre la section du béton confiné et l'acier

\bar{b} : Largeur de la section du béton confiné.

S_h : espacement des cadres (armatures transversales).

L'introduction de ces paramètres permet de définir la ductilité additionnelle de la section bien confinée du poteau. Cette formulation a été validée par les recherches de Paulay & Priestley en (1992).

3.2.3. Courbe $M - \phi$ de l'élément poteau

La détermination de la relation moment – courbure ($M - \phi$) pour une section en béton armé d'un élément poteau, peut être effectuée par les formules simplifiées de (Park & al. 1984) :

3.2.3.a)- Moment de fissuration

$$M_{cr} = 11\sqrt{f'_c} Z_e + Nd / 6 \dots \dots \dots (3.29)$$

Avec :

f'_c : Contrainte du béton en compression.

N : Effort normal

$d = 0.9xh(m)$

Z_e : Module de section (m^3)

3.2.3.b)- Courbure de la limite élastique :(Park & Paulay 1974)

$$\varphi_y^\phi = \frac{\varepsilon_y}{(1-k)d} \dots\dots\dots (3.30)$$

ε_y : Déformation de la limite élastique.

$$k = \left\{ (\rho_t + \rho_t')^2 \frac{1}{4\alpha_y^2} + (\rho_t + \beta_c \rho_t') \frac{1}{\alpha_y} \right\} \dots\dots\dots (3.31)$$

$$\rho_t = \frac{A_t f_y}{b d f_c'}; \rho_t' = \frac{A_c f_y}{b d f_c'}; \alpha_y = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_0}; \beta = \frac{d_c}{d}$$

Avec :

A_t : Section d'acier tendue

A_c : Section d'acier comprimé

ε_0 : Déformation du béton due à une certaine force.

d_c : distance jusqu'au aciers comprimés

$d = 0.9 \cdot h$.

Sur la base des études de « Aoyama 1971 » des modifications ont été introduites :

$$\varphi_y = \left[1.05 + (C_2 - 0.05) \frac{n_0}{0.03} \right] \varphi_y^\phi \dots\dots\dots (3.32)$$

Avec :

$$C_2 = 0.45 / (0.84 + \rho_t) \dots\dots\dots (3.33)$$

$$n_0 = N / (f_c' d b) \dots\dots\dots (3.34)$$

3.2.3.c)- Moment de la limite élastique :(Park & Paulay 1974)

$$M_y = 0.5 f_c' b d^2 \left\{ (1 + \beta_c - \eta) n_0 + (2 - \eta) \rho_t + (\eta - 2\beta_c) \alpha_c \rho_t' \right\} \dots\dots\dots (3.35)$$

Avec :

$$\eta = \frac{0.75}{1 + \alpha_y} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^{0.7} \dots\dots\dots (3.36)$$

$$\alpha_c = (1 - \beta_c) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_y} - \beta_c < 1.0 \dots\dots\dots (3.37)$$

3.2.3.d)- Moment ultime : (Park & Paulay 1974)

$$M_u = (1.24 - 0.15 \rho_t - 0.5 n_0) M_y \dots\dots\dots (3.38)$$

3.2.4. Courbe M – θ de l'élément poutre

De la même manière que l'élément poteau, on utilise des formules simplifiées pour déterminer la courbe (M - ϕ) :

3.2.4.a)- Moment de fissuration

$$M_{cr}^+ = 11.0 \sqrt{f_c'} (I_g / \bar{x}) \dots \dots \dots (3.39-a)$$

$$M_{cr}^- = 11.0 \sqrt{f_c'} (I_g / (h - \bar{x})) \dots \dots \dots (3.39-b)$$

Tel que :

M_{cr}^+ , M_{cr}^- : Moment de fissuration positif et négatif respectivement.

I_g : Moment d'inertie.

\bar{x} : Distance de la base inférieur jusqu'au centre de la section.

h : Hauteur de la poutre.

3.2.4.b)- Courbure de limite élastique

$$\varphi_{yf}^+ = c \frac{\varepsilon_y}{(1 - k')d'} \dots \dots \dots (3.40-a)$$

$$\varphi_{yf}^- = c \frac{\varepsilon_y}{(1 - k')d'} \dots \dots \dots (3.40-b)$$

Avec :

$$k = \left\{ (\rho_t + \rho_t')^2 \frac{1}{4\alpha_y^2} + (\rho_t + \beta_c \rho_t') \frac{1}{\alpha_y} \right\}^{1/2} - (\rho_t + \rho_t') \frac{1}{2\alpha_y} \dots \dots \dots (3.41)$$

Et :

$$\rho_t = \frac{A_t f_y}{b d f_c'} ; \rho_t' = \frac{A_c f_y}{b d f_c'} ; \alpha_y = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_0} ; \beta = \frac{d_c}{d}$$

Avec :

ε_y : Limite élastique des aciers

c : facteur d'amplification de la courbure due à la non élasticité du béton.

$k' = k$: Paramètre de l'axe neutre.

3.2.4.c)- Moment plastique

$$M_y^+ = 0.5 f_c' b_s d^2 [(2 - \eta) \rho_t + (\eta - 2\beta_c) \alpha_c \rho_t'] \dots \dots \dots (3.42-a)$$

$$M_y^- = 0.5 f_c' b (d')^2 [(2 - \eta) \rho_t + (\eta' - 2\beta_c) \alpha_c \rho_t'] \dots \dots \dots (3.42-b)$$

Avec

$$\eta = \frac{0.75}{1 + \alpha_y} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^{0.7} ; \quad \eta' = \frac{0.75}{1 + \alpha_y} \left(\frac{\varepsilon_c'}{\varepsilon_0} \right)^{0.7}$$

$$\varepsilon_c = \varphi_y d - \varepsilon_y \quad ; \quad \varepsilon_c' = \varphi_y' d' - \varepsilon_y'$$

$$\alpha_c = (1 - \beta_c) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_y} - \beta_c \leq 1.0 \quad ; \quad \alpha_c' = (1 - \beta_c') \frac{\varepsilon_c'}{\varepsilon_y} - \beta_c' \leq 1.0$$

M_y^+ , M_y^- : Moment plastique positif et négatif respectivement.

$\varepsilon_c, \varepsilon_c'$: Déformations maximales due à la compression et à la traction

3.2.4.d)- Moment ultime

$$M_u^+ = (1.24 - 0.15\rho_t)M_y^+ \dots\dots\dots (3.43-a)$$

$$M_u^- = (1.24 - 0.15\rho'_t)M_y^- \dots\dots\dots (3.43-b)$$

M_u^+ , M_u^- : Moment ultime positif et négatif respectivement.

3.3. Formes des boucles d'hystérésis

Le chargement sismique est une sollicitation alternée qui provoque plusieurs cycles de chargement et de déchargement. Les études expérimentales ont montrées que les courbes efforts – déformations résultantes de l'application des chargements cyclique ont des formes de boucles d'hystérésis.

Ces formes varient selon les caractéristiques des matériaux. Pour simuler ces lois de comportement plusieurs modèles ont été développés, dont les plus célèbres sont :

- Modèle Park à trois paramètres.
- Modèle Steel tri linéaire.
- Modèle bi linéaire
- Modèle Kelvin.
- Modèle Maxwell
- Modèle d'hystérésis Smooth
- Modèle de Ramberg & Osgood
- Modèle de TAKEDA.

Nous présentons ci-dessous quelques modèles disponibles dans le code de calcul IDARC.

3.3.1. Modèle bilinéaire

Ce modèle d'hystérésis ne comporte ni l'effet de la dégradation de rigidité, ni la détérioration de la résistance ni l'adhérence. Il est fait spécialement pour la détermination de la réponse des structures réalisées en charpente métallique. Les figures qui suivent présente un modèle typique des boucles.

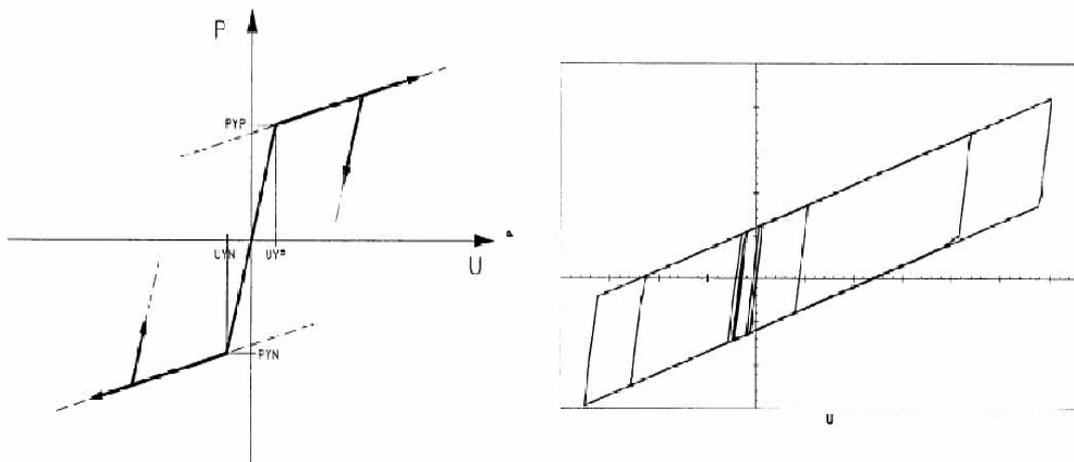


Figure 3.10 : Modèle d'hystérésis bilinéaire.

3.3.2. Modèle d'hystérésis tri linéaire

Ce modèle est similaire au modèle bilinéaire, il est constitué de trois segments de droite pour tenir compte d'une certaine courbure dans la phase de transition élasto – plastique.

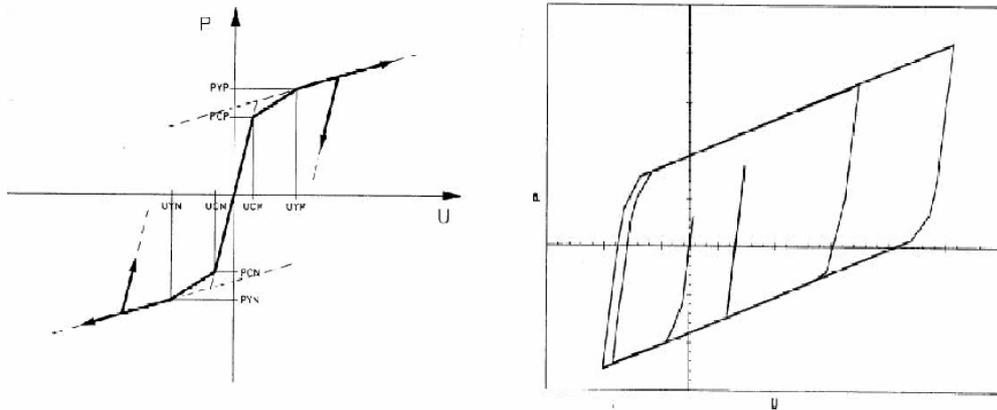


Figure 3.11 : Modèle d'hystérésis tri linéaire

3.3.3. Modèle de Park à trois paramètres

Ce modèle a été initialement proposé par Park & al. 1987, il incorpore la dégradation de rigidité, la détérioration de résistance, la réponse non symétrique, l'adhérence aciers – béton sous forme d'enveloppe tri linéaire monotone.

Le tracé du comportement d'hystérésis de l'élément passe d'un stage linéaire à un autre, en fonction de la déformation. Les figures qui suivent présentent l'influence de certains paramètres sur la forme des boucles d'hystérésis :

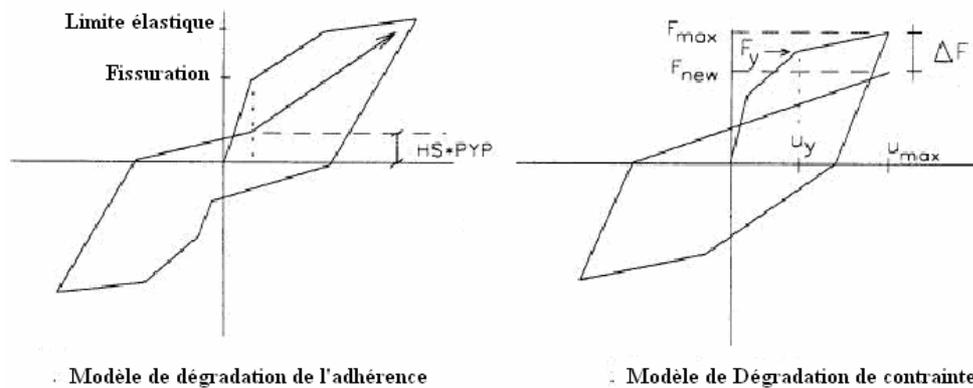


Figure 3.12 : Modèle d'hystérésis de Park

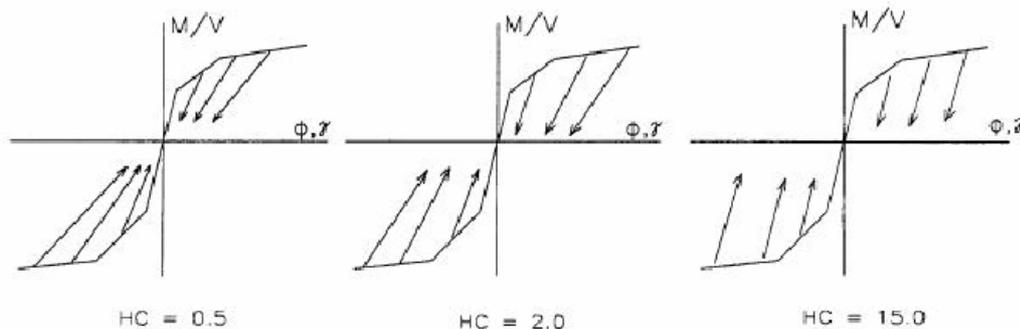


Figure 3.13 : Effet de dégradation de rigidité

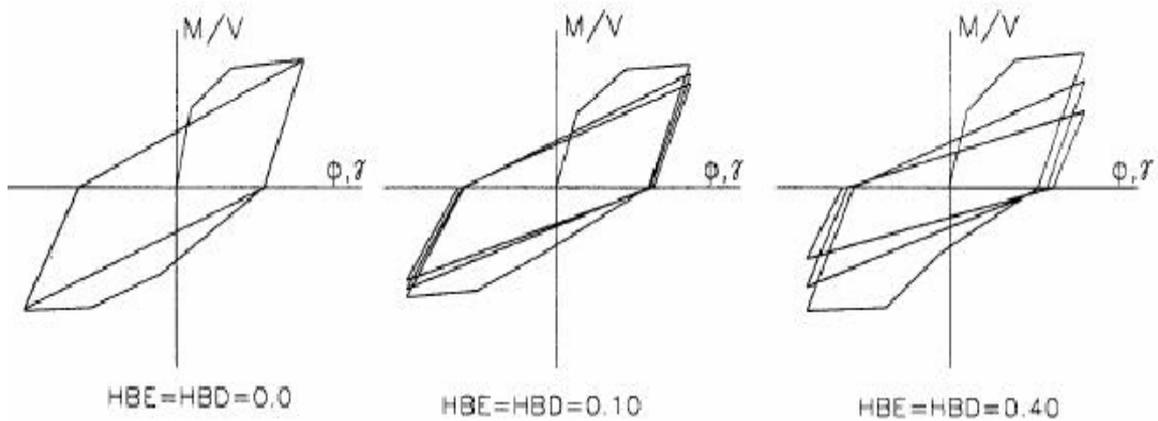


Figure 3.14 : Effet de détérioration de la résistance

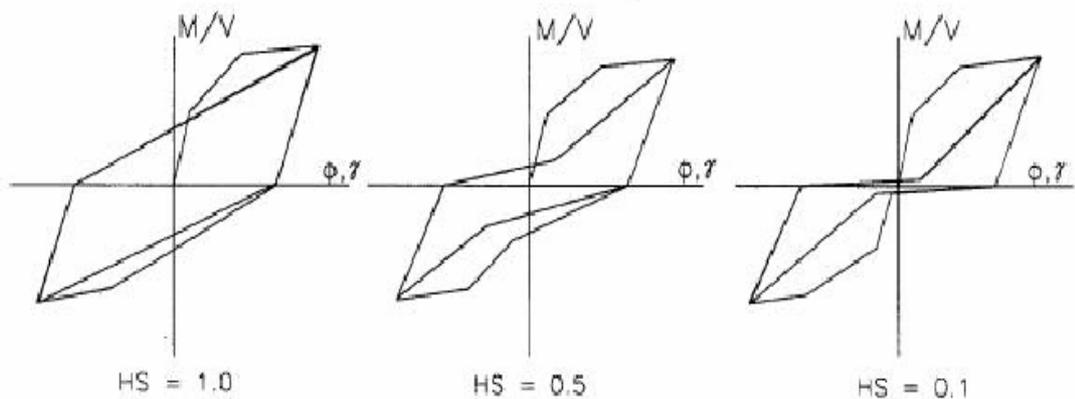


Figure 3.15 : Effet de dégradation de l'adhérence

3.3.4. Modèle de Kelvin

Le comportement d'un amortissement visqueux peut être modélisé soit par le modèle de Kelvin, soit par le modèle de Maxwell (Reinhorf & al. 1995).

Le modèle Kelvin inclut la contribution de la rigidité de l'élément et l'amortissement visqueux linéaire (Figure 3.16). La relation force déplacement du modèle est comme suit :

$$F_a(t) = Ku(t) + C\dot{u}(t) \dots \dots \dots (3.44)$$

Avec :

$u(t), \dot{u}(t)$: Représentent respectivement le déplacement et la vitesse relative.

K : la rigidité équivalente.

C : Coefficient d'amortissement.

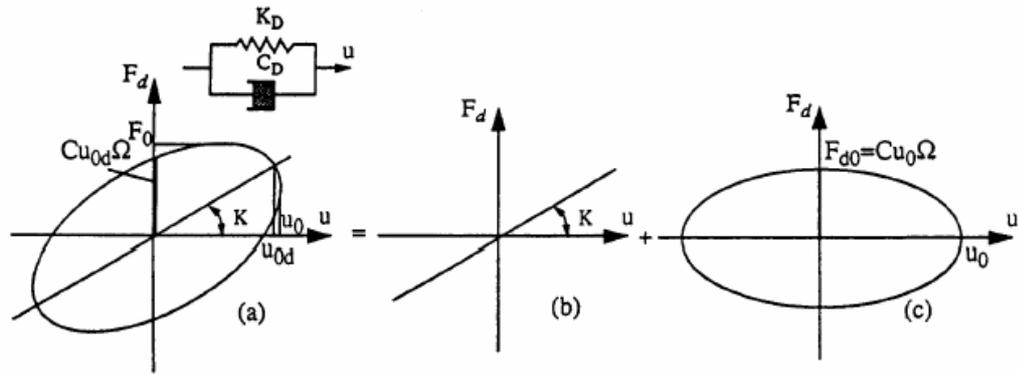


Figure 3.16 : Modèle Kelvin : a) Comportement d’amortissement b) Composante de rigidité linéaire c) Composante d’amortissement linéaire

3.3.5. Modèle Max well

Ce modèle est élaboré par Max well (Reinhorf et al. 1995), il a été trouvé performant dans le cas de modélisation de l’amortissement simulant un fluide visqueux.

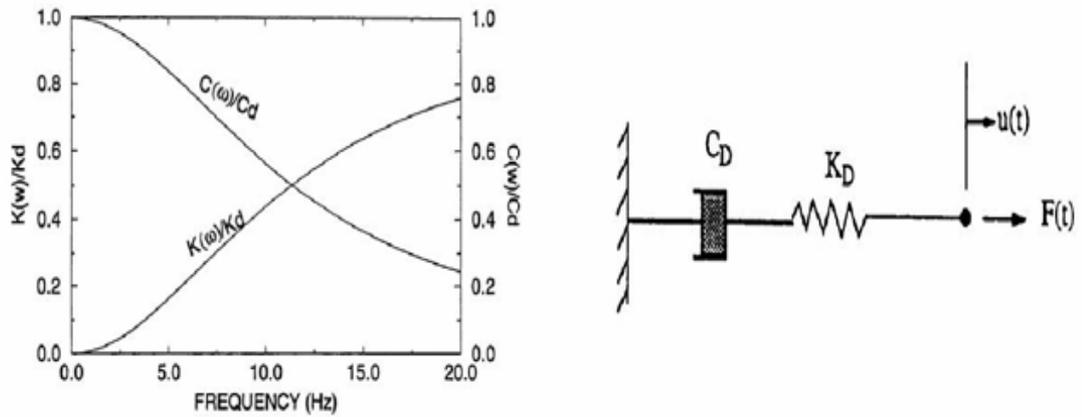
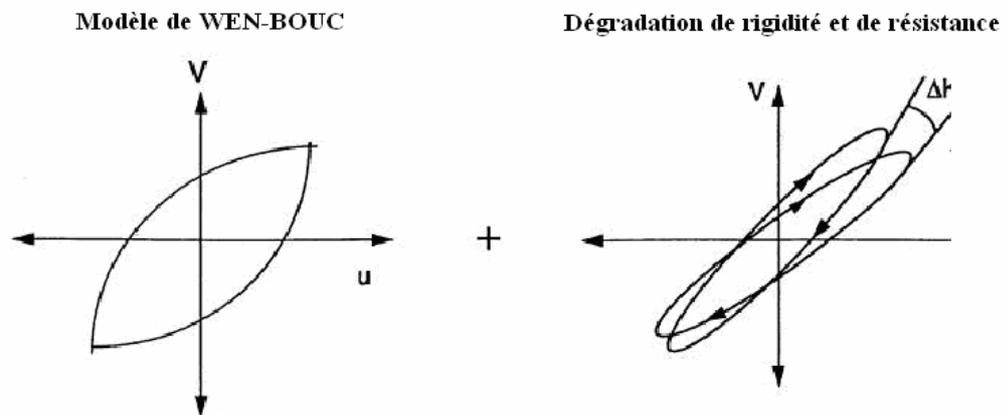


Figure 3.17 : Modèle Max well : rigidité et amortissement dépendant de la fréquence

3.3.6. Modèle courbé « Smooth »

Ce modèle est élaboré sur la base du modèle de Wen-Bouc (Bouc, 1967 ; Baber & Noori, 1985) pour simuler l’amortissement dû au frottement, et l’amortissement par hystérésis des panneaux porteurs. Il inclut l’effet de dégradation de rigidité, détérioration de résistance ainsi que l’adhérence.



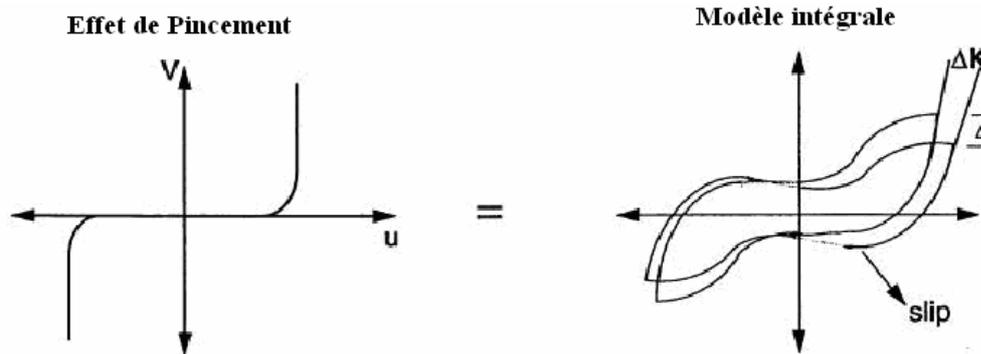


Figure 3.18 : Modèle d'hystérésis courbé

3.4. Types d'analyses

IDARC offre plusieurs possibilités d'analyses non linéaires dont les principales sont les suivantes :

- ✓ Analyse statique non linéaire.
- ✓ Analyse Pushover non linéaire.
- ✓ Analyse dynamique non linéaire.
- ✓ Analyse quasi statique non linéaire.

L'utilisateur peut choisir l'une des options d'analyse comme il peut combiné l'analyse statique avec le reste des autres analyses [30].

Pour l'ensemble des analyses, la formule de base utilisée dans détermination de la réponse est définie comme suit

$$[K_t]\{\Delta u\} = \{\Delta F\} \dots \dots \dots (3.45)$$

Avec

- $[K_t]$: La matrice de rigidité de la structure ;
- $\{\Delta u\}$: Le vecteur déplacement des nœuds ;
- $\{\Delta F\}$: Vecteur de force appliqué.

Le calcul de la matrice de rigidité est effectué en premier pour chaque élément ensuite pour l'ensemble des matrices des éléments afin de former la matrice globale de rigidité. Cette dernière est modifiée si l'effet « P – Delta » est pris en charge.

Le vecteur de chargement dans la structure est déterminé à partir de l'analyse effectuée au début. Ensuite un calcul direct des moments, des efforts et des modèles d'hystérésis est réalisé, après que la matrice de rigidité des éléments ait été modifiée, d'où l'actualisation de la matrice globale de rigidité.

3.4.1. L'analyse statique non linéaire

L'analyse commence par une phase d'évaluation de l'état des contraintes initiales sous les charges permanentes et d'exploitations exercées sur la structure avant la sollicitation par chargement cyclique ou sismique. L'application des charges est faites sur les poutres ou sur les nœuds comme charges et moments concentrés.

La distribution du moment est supposée linéaire une fois que la matrice de la poutre est générée, le niveau des contraintes dues aux charges initiales doit être relativement petit d'où le modèle de distribution des moments est supposé non significatif. Pour avoir une bonne distribution des moments dans les poutres sous chargement gravitaire il faut les subdiviser.

L'application des charges sur un seul pas induit une réponse élastique de l'élément, le cas contraire c'est-à-dire l'application de chargement par des incréments permet d'obtenir une réponse inélastique non linéaire de l'élément.

Pour assurer la convergence ainsi que pour obtenir une bonne consistance des résultats, il suffit d'augmenter le nombre d'incrément du chargement.

3.4.2. L'analyse pseudo statique non linéaire « Pushover »

L'analyse pseudo statique non linéaire « Pushover » ou l'analyse des modes de rupture est une technique efficace pour prédire la réponse sismique. Elle peut établir les séquences du rendement des éléments, la capacité du potentiel de ductilité ainsi que l'adéquation de la force latérale de l'ouvrage.

L'option de l'analyse non linéaire « Pushover » est élaborée par une analyse incrémentale de la structure sujette à une distribution des forces latérales. Le système d'équation résolu à cet effet est comme suit :

$$[K_t]\{\Delta u\} = \{\Delta F\} - \{\Delta P_v\} - \{\Delta P_{FR}\} - \{\Delta P_{HY}\} - \{\Delta P_{IW}\} + c_{corr}\{\Delta F_{err}\} \dots \dots \dots (3.46)$$

Avec :

$[K_t]$: Matrice de rigidité tangente.

$\{\Delta u\}$: Vecteur de déplacement latéral (L'incrément).

$\{\Delta F\}$: Vecteur de force latérale (L'incrément)

$\{\Delta P_v\}$; $\{\Delta P_{FR}\}$; $\{\Delta P_{HY}\}$; $\{\Delta P_{IW}\}$: Vecteurs des forces (L'incrément) respectivement de l'amortissement visqueux, l'amortissement du au frottement, l'amortissement hystérésis, ainsi que le panneau porteur.

C_{corr} : Coefficient correcteur.

$\{\Delta F_{err}\}$: Vecteur des forces non équilibrées

L'analyse pseudo statique « Pushover » est effectuée soit par un contrôle de la force appliquée soit par le contrôle de déplacement de la structure. Dans le cas où la structure est sollicitée par une force latérale, le déplacement correspondant est calculé. Dans le cas contraire quand la structure est sujette à un certain profil de déplacement, la force latérale qui peut provoquer cette déformation est calculée, dans ce cas l'utilisateur doit spécifier le déplacement maximal de la structure.

Pour le premier cas l'utilisateur doit spécifier le max de la force maximale ou choisir une distribution parmi les distributions disponibles dans le programme :

- Distribution uniforme.
- Distribution triangulaire inversée.
- Distribution générale.
- Distribution modale adaptative.

3.4.3. Analyse dynamique non linéaire

L'analyse dynamique non linéaire est basée sur la méthode d'intégration par pas à pas, des équations différentielles de mouvement en utilisant l'algorithme de Newmark – Beta. Ces équations incrémentales sont données comme suit :

$$[M]\{\Delta\ddot{u}\} + [C]\{\Delta\dot{u}\} + [K_t]\{\Delta u\} = -[M]\left(\{L_h\}\Delta\ddot{x}_{gh} + \{L_v\}\Delta\ddot{x}_{gv}\right) - \{\Delta P_v\} - \{\Delta P_{FR}\} - \{\Delta P_{HY}\} - \{\Delta P_{IW}\} + c_{corr}\{\Delta F_{err}\} \dots\dots\dots(3.47)$$

Avec :

[M] : est la matrice de masse de la structure ;

[C] : est la matrice d'amortissement de la structure ;

[K_t] : est la matrice de rigidité de la structure ;

$\{\Delta\ddot{u}\}$, $\{\Delta\dot{u}\}$, $\{\Delta u\}$: sont respectivement les vecteurs d'accélération, de vitesse et de déplacement incrémentale de la structure.

$\{L_h\}$, $\{L_v\}$: Sont les vecteurs de distribution horizontal et vertical de l'accélérogramme ;

$\Delta\ddot{x}_{gh}$; $\Delta\ddot{x}_{gv}$: sont les incréments horizontal et vertical de l'accélérogramme ;

$\{\Delta P_v\}$; $\{\Delta P_{FR}\}$; $\{\Delta P_{HY}\}$; $et\{\Delta P_{IW}\}$: sont respectivement les forces d'amortissement visqueux, amortissement de frottement, amortissement d'hystérésis.

C_{corr} : Coefficient correcteur pris généralement (=1),

$\{\Delta F_{err}\}$: Est le vecteur des forces non équilibrés.

L'algorithme Newmark – Beta (la vitesse et le déplacement), qui relie la variation non linéaire de l'accélération, est donné par :

$$\{\dot{u}\}_{t+\Delta t} = \{\dot{u}\}_t + \Delta t[(1-\gamma)\{\ddot{u}\}_t + \gamma\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t}] \dots\dots\dots(3.48-a)$$

$$\{u\}_{t+\Delta t} = \{u\}_t + \Delta t\{\dot{u}\}_t + (\Delta t)^2[(0.5-\beta)\{\ddot{u}\}_t + \beta\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t}] \dots\dots\dots(3.48-b)$$

Où β et γ sont des paramètres de la méthode.

Pour une accélération moyenne stable (constante) non conditionnelle, ces paramètres sont pris égaux à :

$$\beta = 1/4 \quad \gamma = 1/2$$

En réarrangeons les équations (4.48-a,b) si dessus on obtient les expressions suivantes :

$$\{\Delta\dot{u}\}_{t+\Delta t} = \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\Delta t\{\ddot{u}\}_t - \frac{\gamma}{\beta}\{\dot{u}\}_t + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\{\Delta u\}_{t+\Delta t} \dots\dots\dots (3.49)$$

$$\{\Delta\ddot{u}\}_{t+\Delta t} = \frac{1}{\gamma\Delta t}\{\Delta\dot{u}\}_{t+\Delta t} - \frac{1}{\gamma}\{\Delta\ddot{u}\}_t \dots\dots\dots (3.50)$$

En substituant l'équation (4.48) dans l'équation du mouvement, on obtient :

$$[K_D]\{\Delta u\}_{t+\Delta t} = \{\Delta F_D\} \dots\dots\dots (3.51)$$

Où

$[K_D]$ et $\{\Delta F_D\}$: représentent respectivement la matrice de rigidité dynamique équivalente et le vecteur de chargement :

$$[K_D] = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}[M] + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}[C] + [K_t] \dots\dots\dots (3.52)$$

$$\begin{aligned} \{\Delta F_D\} = & -[M]([L_h]\Delta\ddot{x}_{gh} + [L_v]\Delta\ddot{x}_{gv}) - \{\Delta P_v\} - \{\Delta P_{FR}\} - \{\Delta P_{HY}\} - \{\Delta P_{IW}\} \\ & + c_{corr}\{\Delta F_{err}\} + \left(\frac{1}{2\beta}[M] + \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)\Delta t[C]\right)\{\ddot{u}\}_t + \left(\frac{1}{\beta\Delta t}[M] + \frac{\gamma}{\beta}[C]\right)\{\dot{u}\}_t \dots\dots\dots (3.53) \end{aligned}$$

L'incrément du déplacement est calculé quand l'équation algébrique linéaire (4.51) est résolue. La vitesse et l'accélération sont calculées directement par substitution dans les équations (3.49) et (3.50).

Les propriétés de la structure sont supposées inchangées durant les pas de temps de l'analyse. Puisque la rigidité des éléments peut changer durant le pas de temps, la nouvelle configuration ne satisfait pas l'équilibre, d'où une procédure de compensation pour minimiser l'erreur est faite par l'application d'une force de correction.

A la fin du pas $t + \Delta t$ la différence entre la force calculée par le modèle d'hystérésis ($\{R\}$) et la force obtenue en considérant une rigidité inchangée ($\{R'\}$) on obtient la force du déséquilibre :

$$\{\Delta F_{err}\} = \{R\} - \{R'\} \dots\dots\dots (3.54)$$

Cette force correctrice n'est appliquée qu'au prochain pas de temps de l'analyse. La force de déséquilibre est calculée quand le moment, l'effort tranchant et la rigidité sont actualisés par rapport au modèle d'hystérésis. Il est à noter que physiquement cette technique n'est pas précise, car l'ajout des forces de déséquilibre à un effet tend à modifier sensiblement le vecteur chargement.

Cette procédure marche bien généralement, quand ces forces sont faibles. Pour minimiser la magnitude de ces forces, un incrément suffisamment petit du temps doit être sélectionné dans l'analyse.

3.4.4. Effet P – Delta

Le moment de renversement généré par le déplacement relatif inter – étage est généralement traité par l'effet « P – Delta ». Un tel moment est dû essentiellement au chargement gravitaire et il est pris en considération par l'évaluation de la force axiale des éléments verticaux. La matrice de rigidité géométrique est calculée et ajoutée à la matrice de rigidité des éléments.

Généralement dans les programmes de calcul, l'effet « P-Delta » est présenté par des forces latérales équivalentes égales en magnitude au moment de renversement causé par l'excentricité des forces gravitaires dues au déplacement inter – étage (E. Wilson and A. Habibullah). On considérant un élément vertical typique entre deux niveaux (figure 3.19), le moment dans la partie basse de l'élément l'équilibre suivant est effectué :

$$P_i h_i - (M_i + M_{i-1}) - N(u_i - u_{i-1}) = 0 \dots\dots\dots(3.55)$$

Considérant l'équilibre des charges gravitaires additionnels au niveau « i », on obtient l'expression suivante :

$$P_i = \frac{N_i(u_i - u_{i-1})}{h_i} + \frac{N_{i+1}(u_{i+1} - u_i)}{h_i} \dots\dots\dots(3.56)$$

Cette équation peut être écrite sous la forme suivante :

$$\{P^*\} = [K_G]\{\Delta u\} \dots\dots\dots(3.57)$$

Où $[K_G]$ est la matrice tri-diagonale similaire à la matrice de rigidité géométrique dans les éléments finis. La matrice est ajoutée à la rigidité à priori d'un nouveau pas d'analyse.

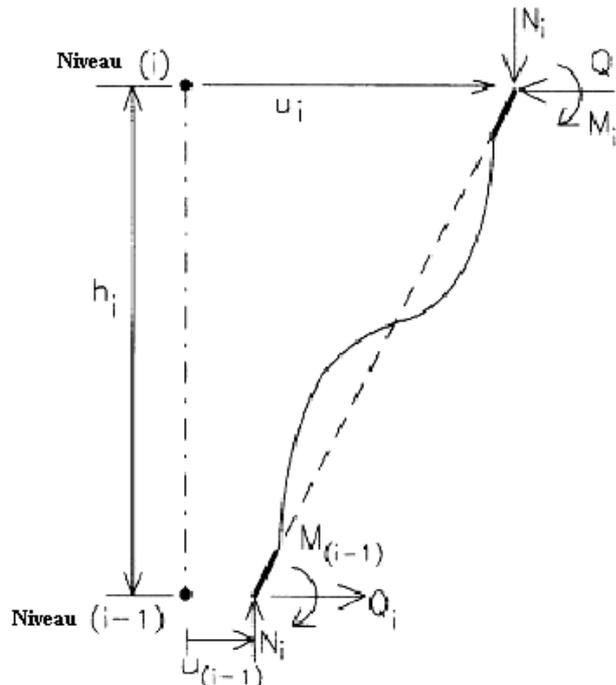


Figure 3.19 : Calcul de l'effort tranchant dû à l'effet P-Delta

3.4.5. Modèle de propagation de plasticité

La distribution du moment le long d'un élément sous un chargement latéral est linéaire, comme le présente la figure suivante :

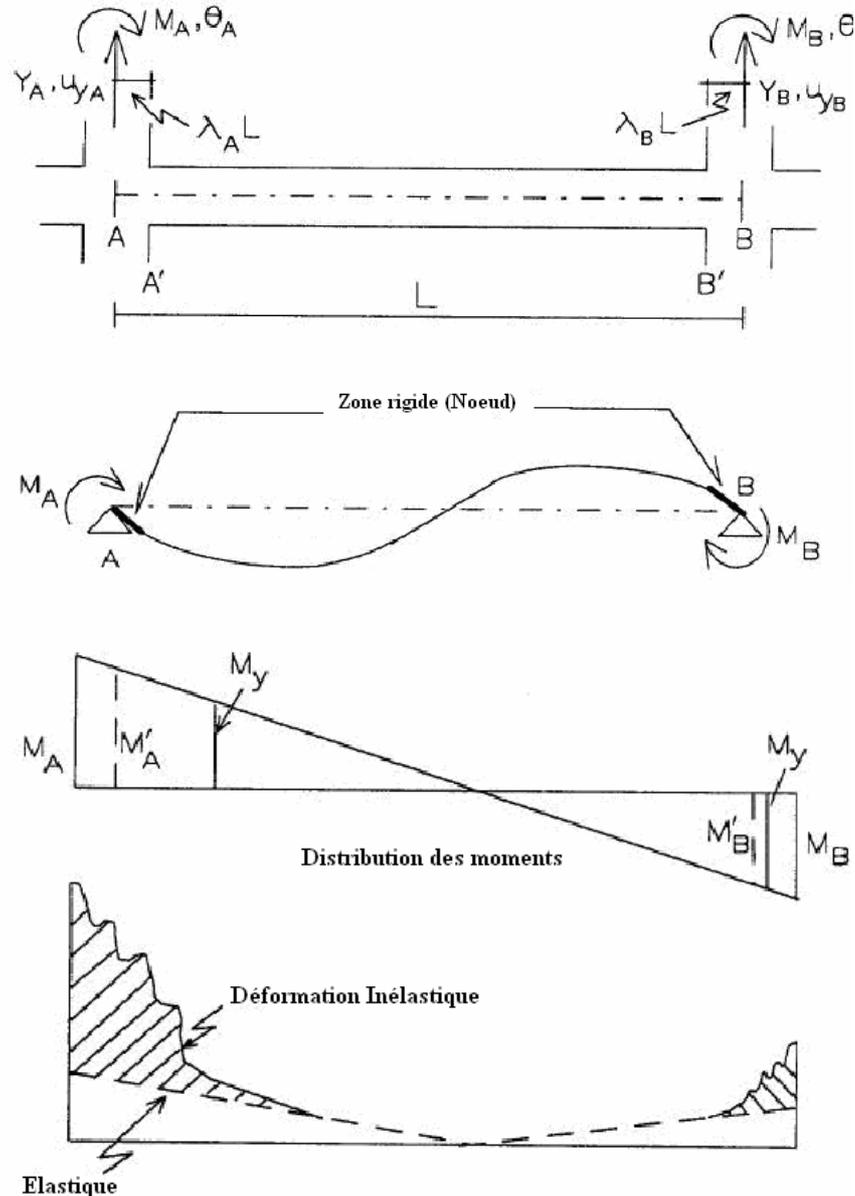


Figure 3.20 : La distribution de la courbure le long de l'élément

La présence du chargement gravitaire altère la distribution, et dans le cas où le moment du chargement gravitaire est significatif, l'élément structural doit être subdivisé pour avoir une bonne variation. Quand l'élément subit une déformation inélastique, la fissure tend à se propager. La section le long de cet élément doit avoir des caractéristiques de flexibilité différentes, selon le degré de l'inélasticité observé (Figure 3.21).

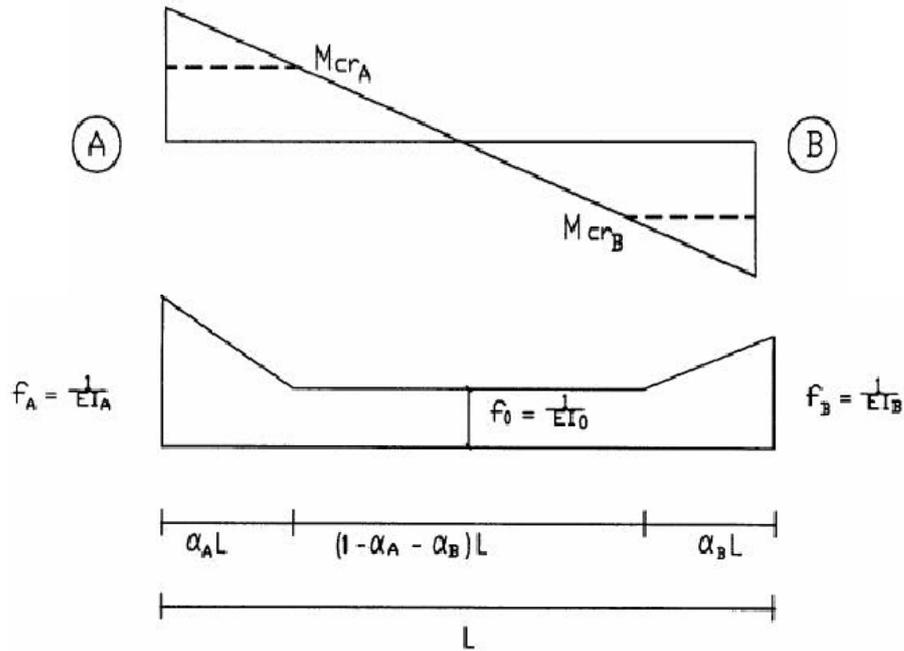


Figure 3.21 : Modèle de propagation de plasticité

La distribution de la flexibilité d'un élément structural est estimée comme il est présenté dans la figure ci dessus, où EI_A et EI_B sont les rigidités de flexion des sections A et B, EI_0 rigidité au centre de l'élément ; GA_Z est la rigidité de cisaillement de l'élément supposé constante sur toute la longueur ; α_A et α_B sont des coefficients de pénétration et L est la longueur de l'élément. La rigidité EI_0 ainsi que les coefficients de pénétration sont déterminés comme suit :

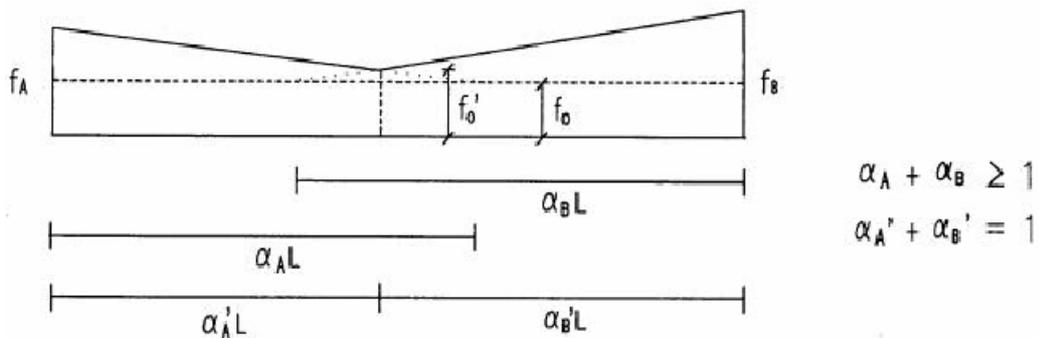


Figure 3.22 : Longueur de pénétration pour un élément totalement inélastique

La matrice de flexion, qui inclue le cisaillement et qui relie le moment à la rotation aux extrémités de l'élément est donnée par :

$$\begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{AA} & f_{AB} \\ f_{BA} & f_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (3.58)$$

Avec

- θ_A, θ_B : sont les rotations aux extrémités ;
- M_A, M_B : sont les moments aux extrémités de l'élément.

Le coefficient de flexibilité est obtenu par :

$$f_{ij} = \int_0^L \frac{m_i(x)m_j(x)}{EI(x)} dx + \int_0^L \frac{v_i(x)v_j(x)}{GA_Z} dx \dots\dots\dots(3.59)$$

Où $m_i(x), m_j(x)$: est la distribution des moments due au moment virtuel aux extrémités « i » et « j », $v_i(x), v_j(x)$ correspond à la distribution de cisaillement.

La forme algébrique qui exprime le coefficient de flexibilité s'écrit :

$$f_{AA} = \frac{L}{12EI_0EI_AEI_B} f'_{AA} + \frac{1}{GA_ZL} \dots\dots\dots(3.70-a)$$

$$f_{BA} = f_{AB} = \frac{L}{12EI_0EI_AEI_B} f'_{AB} + \frac{1}{GA_ZL} \dots\dots\dots(3.70-b)$$

$$f_{BB} = \frac{L}{12EI_0EI_AEI_B} f'_{BB} + \frac{1}{GA_ZL} \dots\dots\dots(3.70-c)$$

Ou :

$$f'_{AA} = 4EI_AEI_B + (EI_0 - EI_A)EI_B(6\alpha_A - 4\alpha_A^2 + \alpha_A^3) - (EI_0 - EI_B)EI_A\alpha_{AB}^3 \dots\dots\dots(3.71-a)$$

$$f'_{AB} = -2EI_AEI_B + (EI_0 - EI_A)EI_B(2\alpha_A^2 + \alpha_A^3) - (EI_0 - EI_B)EI_A(2\alpha_B^2 - \alpha_B^3) \dots\dots\dots(3.71-b)$$

$$f'_{BB} = 4EI_AEI_B + (EI_0 - EI_B)EI_A(6\alpha_B - 4\alpha_B^2 + \alpha_B^3) + (EI_0 - EI_A)EI_B\alpha_{AB}^3 \dots\dots\dots(3.71-c)$$

Il est à noter que la flexibilité totale de l'élément est la somme de la contribution de la flexion et du cisaillement. La matrice de rigidité qui inclue la déformation du cisaillement et qui relie le moment à la rotation s'écrit :

$$\begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{AA} & k_{BA} \\ k_{AB} & k_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{Bmatrix} + [K'] \begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{Bmatrix} \dots\dots\dots(4.72)$$

Avec :

$$k_{AA} = \frac{12EI_0EI_AEI_B}{D_{et}L} (f'_{BB}GA_ZL^2 + 12EI_0EI_AEI_B) \dots\dots\dots(3.73-a)$$

$$k_{AB} = k_{BA} = \frac{-12EI_0EI_AEI_B}{D_{et}L} (f'_{AB}GA_ZL^2 + 12EI_0EI_AEI_B) \dots\dots\dots(3.73-b)$$

$$k_{BB} = \frac{12EI_0EI_AEI_B}{D_{et}L} (f'_{AA}GA_ZL^2 + 12EI_0EI_AEI_B) \dots\dots\dots(3.73-c)$$

$$D_{et} = GA_ZL^2(f'_{AA}f'_{BB} - f'_{AB}{}^2) + 12EI_0EI_AEI_B(f'_{AB} + f'_{BB} - 2f'_{AB}) \dots\dots\dots(3.73-d)$$

En combinant le modèle de pénétration avec les formules de la propagation de plasticité on aura la variation de rigidité le long de l'élément. Car ces formules dépendent des paramètres de pénétration ainsi que de la rigidité au centre de l'élément.

Les paramètres de pénétration indiquent la proportion ou le moment appliqué est plus grand que celui de fissuration de la section M_{Acr}, M_{Bcr} . Deux cas de distribution de moment sont présentés :

3.4.5.a)- Diagramme du moment d'une seule courbe ($M_A M_B \geq 0$)

Dans ce cas on dispose d'un moment de même signe aux extrémités, quatre cas sont définis :

$$\begin{aligned} & \triangleright |M_A| \leq |M_{Acr}| \text{ et } |M_B| \leq |M_{Bcr}| : \\ & \alpha_A = 0 \quad \alpha_A \geq \alpha_{Amax} \dots\dots\dots(3.74-a) \\ & \alpha_B = 0 \quad \alpha_B \geq \alpha_{Bmax} \dots\dots\dots(3.74-b) \\ & EI_0 = \frac{2EI_{A0}EI_{B0}}{EI_{A0} + EI_{B0}} \dots\dots\dots(3.74-c) \end{aligned}$$

Avec :

α_A et α_B sont des coefficients de pénétration.

$$\begin{aligned} & \triangleright |M_A| > |M_{Acr}| \text{ et } |M_B| \leq |M_{Bcr}| : \\ & \alpha_A = \frac{M_A - M_{Acr}}{M_A - M_B} \leq 1 \quad \alpha_A \geq \alpha_{Amax} \dots\dots\dots(3.75-a) \\ & \alpha_B = 0 \quad \alpha_B \geq \alpha_{Bmax} \dots\dots\dots(3.75-b) \\ & EI_0 = \frac{2EI_{A0}EI_{B0}}{EI_{A0} + EI_{B0}} \dots\dots\dots(3.75-c) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \triangleright |M_A| \leq |M_{Acr}| \text{ et } |M_B| > |M_{Bcr}| : \\ & \alpha_A = 0 \quad \alpha_A \geq \alpha_{Amax} \dots\dots\dots(3.76-a) \\ & \alpha_B = \frac{M_B - M_{Bcr}}{M_B - M_A} \leq 1 \quad \alpha_B \geq \alpha_{Bmax} \dots\dots\dots(3.76-b) \\ & EI_0 = \frac{2EI_{A0}EI_{B0}}{EI_{A0} + EI_{B0}} \dots\dots\dots(3.76-c) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \triangleright |M_A| > |M_{Acr}| \text{ et } |M_B| > |M_{Bcr}| : \\ & \alpha_A = 0.5 \dots\dots\dots(3.77-a) \\ & \alpha_B = 0.5 \dots\dots\dots(3.77-b) \\ & EI_0 = \frac{2EI_A EI_B}{EI_A + EI_B} \dots\dots\dots(3.77-c) \end{aligned}$$

3.4.5.b)- Diagramme du moment de double courbe ($M_A M_B \leq 0$)

Dans ce cas on dispose de moment de signe différent aux extrémités, quatre cas sont définis :

$$\begin{aligned} & \triangleright |M_A| \leq |M_{Acr}| \text{ et } |M_B| \leq |M_{Bcr}| : \\ & \alpha_A = 0 \quad \alpha_A \geq \alpha_{Amax} \dots\dots\dots(3.78-a) \\ & \alpha_B = 0 \quad \alpha_B \geq \alpha_{Bmax} \dots\dots\dots(3.78-b) \\ & EI_0 = \frac{2EI_{A0}EI_{B0}}{EI_{A0} + EI_{B0}} \dots\dots\dots(3.78-c) \end{aligned}$$

$$\triangleright |M_A| > |M_{Acr}| \text{ et } |M_B| \leq |M_{Bcr}| : \\ \alpha_A = \frac{M_A - M_{Acr}}{M_A - M_B} \leq 1 \quad \alpha_A \geq \alpha_{Amax} \dots\dots\dots(3.79-a)$$

$$\alpha_B = 0 \quad \alpha_B \geq \alpha_{Bmax} \dots\dots\dots(3.79-b)$$

$$EI_0 = \frac{2EI_{A0}EI_{B0}}{EI_{A0} + EI_{B0}} \dots\dots\dots(3.79-c)$$

$$\triangleright |M_A| \leq |M_{Acr}| \text{ et } |M_B| > |M_{Bcr}| : \\ \alpha_A = 0 \quad \alpha_A \geq \alpha_{Amax} \dots\dots\dots(3.80-a)$$

$$\alpha_B = \frac{M_B - M_{Bcr}}{M_B - M_A} \leq 1 \quad \alpha_B \geq \alpha_{Bmax} \dots\dots\dots(3.80-b)$$

$$EI_0 = \frac{2EI_{A0}EI_{B0}}{EI_{A0} + EI_{B0}} \dots\dots\dots(3.80-c)$$

$$\triangleright |M_A| > |M_{Acr}| \text{ et } |M_B| > |M_{Bcr}| : \\ \alpha_A = \frac{M_A - M_{Acr}}{M_A - M_B} \leq 1 \quad \alpha_A \geq \alpha_{Amax} \dots\dots\dots(3.81-a)$$

$$\alpha_B = \frac{M_B - M_{Bcr}}{M_B - M_A} \leq 1 \quad \alpha_B \geq \alpha_{Bmax} \dots\dots\dots(3.81-b)$$

$$EI_0 = \frac{2EI_A EI_B}{EI_A + EI_B} \dots\dots\dots(3.81-c)$$

Avec

M_{Acr} , M_{Bcr} : les moments de fissuration de la section correspondant au signe des moments appliqués ;

EI_{A0} , EI_{B0} : les rigidités élastiques aux extrémités de la section.

3.5. Etat des dommages

L'évaluation de l'indice des dommages qui qualifie l'état de la structure durant et après la sollicitation sismique a fait l'objet d'une activité de recherche intensive ces derniers temps. On distingue actuellement plusieurs approches dont trois qui sont les plus utilisées. Il s'agit du Park & Ang (Park et al. 1984 ; Kunnath et al. 1992b) ; le modèle de Reinhorf et Valles (1995) basé sur la fatigue; et un troisième modèle basé sur la variation de la période fondamentale de la structure [30].

3.5.1. Modèle Park & Ang (1984)

Ce modèle est considéré comme un paramètre de base dans l'estimation de l'état d'endommagement de la structure, on le trouve généralement dans la majorité des programmes d'analyse non linéaire. Il est la partie intégrale du modèle d'hystérésis à trois paramètres ou la dégradation de contrainte est directement liée au paramètre β décrit au dessous. L'indice de dommage de Park & Ang est calculée comme suit :

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u \cdot P_y} \int dE_h \dots\dots\dots(3.87)$$

Avec δ_m déformation maximale, δ_u déformation ultime de l'élément, P_y force de limite élastique de l'élément, $\int dE_h$ l'énergie d'hystérésis absorbée durant la sollicitation, β paramètre constant du modèle.

La valeur 0.1 de β suggère une détérioration de résistance nominale. Le modèle Park & Ang prend en compte les dommages dus à la déformation inélastique maximale ainsi que les dommages dus à la totalité de la sollicitation. Les deux composantes des dommages sont linéairement combinées.

Trois indices sont calculés en utilisant ce modèle :

- Indice de dommage des éléments : (poutres, poteaux, et voiles)
- Indice de dommage des niveaux : composante horizontale, verticale, ainsi que l'indice total de chaque niveau.
- Indice de dommage de l'ouvrage entier.

A partir du comportement inélastique confiné dans les zones plastiques aux extrémités des éléments, la relation entre l'élément, niveau ou déformation supérieur du niveau avec la rotation locale plastique est difficile à établir. L'indice de dommage s'obtient alors par :

$$DI = \frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \frac{\beta}{M_y \theta_u} E_h \dots \dots \dots (3.88)$$

Avec θ_m la rotation maximale atteinte sous le chargement, θ_u capacité de rotation ultime de la section, θ_r rotation produite après déchargement, M_y moment plastique, E_h énergie dissipée dans la section. Deux autres indices sont distinguées : l'indice de dommage de chaque étage, et l'indice de dommage de la globalité de la structure qui sont calculées en utilisant le facteur massique basé sur l'énergie d'hystérésis dissipée :

$$DI_{story} = \sum (\lambda_i)_{component} (DI)_{component} ; (\lambda_i)_{component} = \left(\frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{component} \dots \dots \dots (3.89)$$

$$DI_{overall} = \sum (\lambda_i)_{story} (DI)_{story} ; (\lambda_i)_{story} = \left(\frac{E_i}{\sum E_i} \right)_{story} \dots \dots \dots (3.90)$$

Avec λ_i facteur d'énergie massique, E_i l'énergie totale absorbé par l'élément ou par le plancher « i ». Le tableau qui suit présente l'indice de dommage, ainsi que les dégâts observés et interprété par Park & al. 1984 :

Degré de Dommage	Apparence physique	Indice de dommage	Etat de l'ouvrage
Rupture	Rupture partielle ou totale de l'ouvrage	> 1.0	Perte du bâtiment
Sévère	Ecrasement du béton extensif, ouverture des aciers transversaux	0.5 – 1.0	Peut être réparé
Modéré	Fissuration importante dans le béton, éclatement du béton dans les zones faibles	< 0.5	Réparable
Mineur	Fissuration mineurs; éclatement du béton dans les poteaux	<0.2	/
Faible	Quelque fissuration	<0.1	/

Tableau 3.1 : Classification de l'indice d'endommagement par Park & Ang

3.5.2. Modèle basé sur la fatigue (Reinhorf & Valles)

Ce modèle est basé sur la mesure de la fatigue à travers les cycles d'hystérésis et l'énergie dissipée par cet effet, l'indice des dommages est calculé par :

$$DI = \frac{\delta_a - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \frac{1}{\left(1 - \frac{E_h}{4(\delta_u - \delta_y)F_y}\right)} \dots\dots\dots(3.91)$$

Où

δ_a : Le maximum de déformation, rotation, ou courbure provoquée,

δ_y : Déformation de la limite élastique,

δ_u : Déformation ultime ;

F_y : La force correspondante à la limite élastique,

E_h : L'énergie d'hystérésis dissipée cumulé.

L'indice de dommage peut être déterminé pour définir l'état des éléments, assemblages ou de la structure globale. La capacité ultime ainsi que celle produite peuvent être déterminées à partir de l'analyse « Pushover ». Si la quantité $(\delta_a - \delta_y)/(\delta_u - \delta_y)$ est proche de 1, l'équation (3.91) s'écrit alors :

$$DI = \frac{\delta_a - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} + \frac{E_h}{4(\delta_u - \delta_y)F_y} \dots\dots\dots(3.92)$$

La formule de dommage devient identique à celle de Park & Ang pour $\beta = 0.25$.

3.5.3. Modèle de dommage global

Une autre mesure de l'état d'endommagement d'une structure consiste à évaluer la perte de rigidité globale de la structure à travers la variation de la période fondamentale de vibration de cette dernière. L'indice de dommage dans ce cas est donné par :

$$DI = \frac{(T_0)_{initial}}{(T_0)_{equivalent}} \dots\dots\dots(3.93)$$

3.6. Conclusion

Modéliser un comportement structurel sous des sollicitations externes est une tâche très importante. Cette importance réside dans le choix de l'analyse convenable à effectuer ainsi que dans la pris en charge des diverses paramètres sensibles ayant une influence sur le comportement structurel.

La sélection d'un type d'analyse est généralement faite par l'utilisateur selon les besoins ainsi que l'objectif voulu. Ce choix dépend principalement du domaine d'analyse à élaborer c'est-à-dire linéaire ou non linéaire, du type des éléments simulant la structure, ainsi que de la nature de l'action à appliquer par exemple sous forme de chargement quasi-statique ou par distribution de force et déplacement ou par l'application d'un accélérogramme réel ou artificiel.

Dans notre exposé et après avoir étudié les diverses caractéristiques de chaque analyse, nous avons constaté que l'analyse dynamique non linéaire temporelle est l'analyse idoine à adopter pour l'évaluation et la prédiction des mécanismes de ruine engendrés par le séisme dans une structure. Cette distinction est faite sur la base que l'analyse statique non linéaire ou l'analyse pseudo statique « Push over », ne prend pas en compte l'effet de fatigue des éléments, du principalement à la dégradation cyclique de la rigidité ainsi que la détérioration de résistance et d'adhérence des aciers.

La prise en charge de ces paramètres dans l'analyse est effectuée par l'introduction des modèles d'hystérésis définissant le comportement des éléments structuraux sous l'action sismique.

CHAPITRE 4. INVESTIGATION D'UN CAS DE RUINE D'UN BATIMENT REEL SOUS LE SEISME DE BOUMERDES

4.1. Description des conditions du site

Suite à l'étude post – sismique du tremblement de terre qui a secoué la région de Boumerdes le 21 Mai 2003, et comme il a été détaillé dans le chapitre 1, le nombre de cas de ruine totale ou partiel était remarquablement élevé parmi les structures auto stables en béton armé. En effet l'objectif principal du code sismique est d'éviter le pire des cas qui est l'effondrement de l'ouvrage lors d'un événement sismique majeur. Dans cet optique une investigation numérique a été menée dans le but de comprendre et d'expliquer ce phénomène de mécanisme de ruine prématuré dans une structure auto-stable en béton armé. Dans ce chapitre, le contexte général et les conditions de sélection d'une structure endommagée sont d'abord présentés, suivi de l'étude analytique.

Les ouvrages endommagés qui ont fait l'objet de cette analyse numérique se trouvent dans la localité de Boudouaou qui se situe dans le sud ouest de la willaya de Boumerdes, distant de 15 Km environ de l'épicentre. Plus précisément, dans le lieu connu sous le nom des « coopératives ». Les amplitudes maximales des accélérations enregistrées dans la station la plus proche de Kaddara 1 (éloignée de 5 Km de la localité et de 20 Km de l'épicentre) sont de 0.34g pour la direction EW, 0.26g pour la direction NS et 0.25g en verticale selon le centre national de recherche appliquée du génie parasismique (CGS).

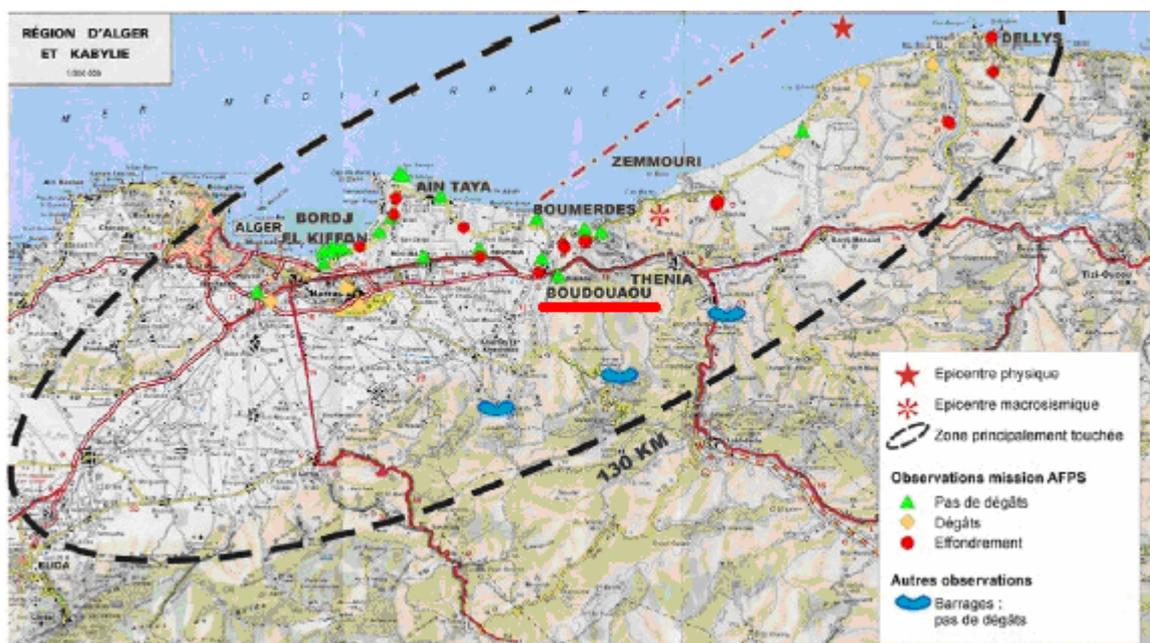


Figure 4.1 : Localisation du site des ouvrages étudiés

4.2. Etat de lieu

A partir des investigations effectuées sur site il a été remarqué que les effondrements des structures, sont dus principalement à la formation des rotules plastique aux niveaux des zones nodales aux extrémités haut et bas des poteaux du 1^{er} niveau flexible, ce qui a engendré par la suite un mécanisme de ruine prématuré, suivi par un effondrement partiel ou total.



Figure 4.2 : Rupture du 1^{er} niveau flexible

Une inspection des éléments structurels endommagés en faisant des essais sur la résistance du béton a montré dans la plupart des cas que le béton avait des propriétés faibles et parfois inacceptables. De plus, il y'avait aussi soit un manque d'armatures longitudinales et transversales ou des dispositions inappropriées comme le montre la figure 4.3.



Figure 4.3 : Dommage local du poteau

Il est à signaler que la disparité des dommages subis par les structures était éclatante. Parmi les cas les plus spectaculaires, ils y avaient trois bâtiments adjacents et numérotés 22, 23 et 24 par la compagnie officiel d'investigation du CTC comme le montre la figure 4.4. Les ouvrages sont très similaires en apparence mais leurs réponses à l'excitation sismique étaient totalement différentes.

Le bâtiment N°24 s'est complètement effondré, le bâtiment N°23 a subi des dommages très sévères jusqu'à effondrement partiel, par contre le bâtiment N°22 n'a subi que quelques dommages (rotules plastiques) aux poteaux du Rdc. Comme le témoignent les pots de fleurs sur les bords des balcons qui n'ont pas bougé, l'intensité des accélérations engendrées dans le bâtiment était faible.



a) Cas d'effondrement total, Bâtiment N°24.



b) Cas d'effondrement partiel, Bâtiment N°23.



*Pots de fleurs
intacts*

c) Cas sans effondrement, Bâtiment N°22.

Figure 4.4 : Diversité des dégâts dans des structures adjacentes

4.3. Description de la structure

La structure du bâtiment en question est un R+3 destiné pour usage d'habitation, il est composé principalement de portique auto stable (Poteau – Poutre) dans les deux sens orthogonaux, constituée de huit (08) portiques dans le sens des longitudinale et quatre (04) portique dans le sens des transversal. Les sections des éléments structurels sont de 30 x 30 cm² pour les poteaux et de 30 x 40 cm² pour les poutres (figure4.5).

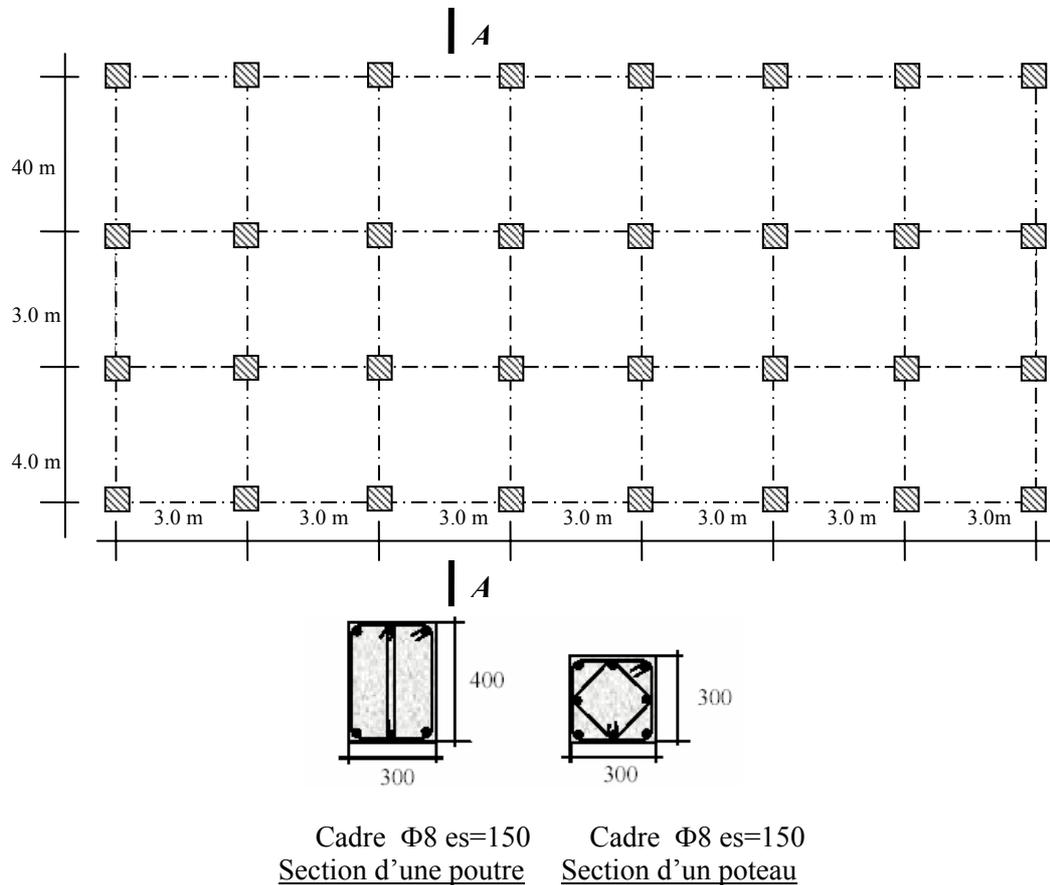


Figure 4.5 : Vue en plan de la structure et section des éléments

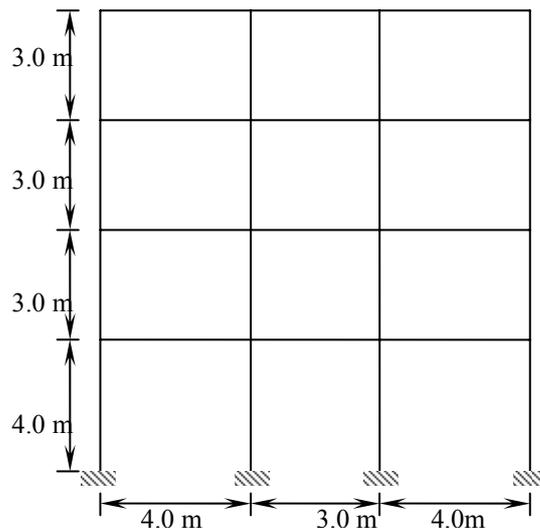


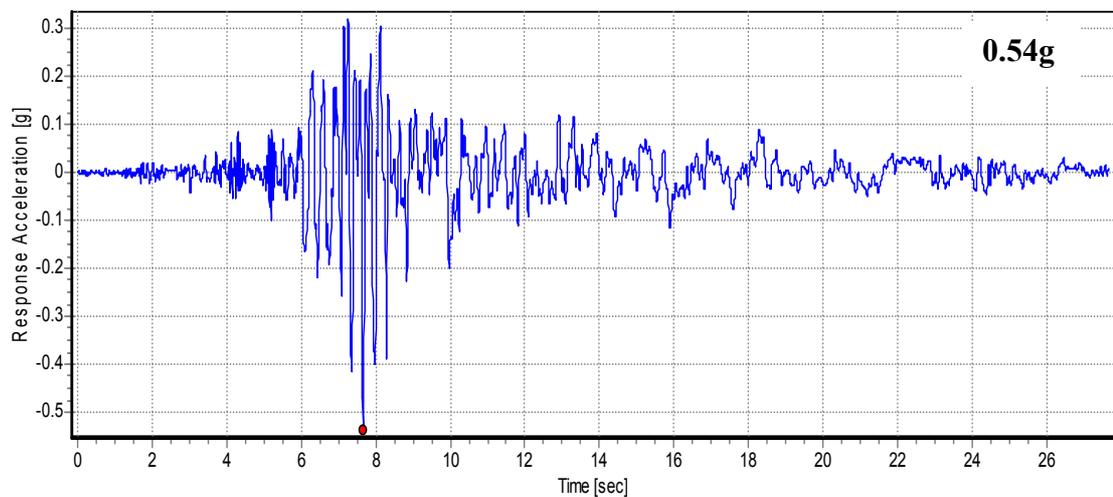
Figure 4.6 : Vue en élévation de la structure.

4.4. Détermination du chargement sismique

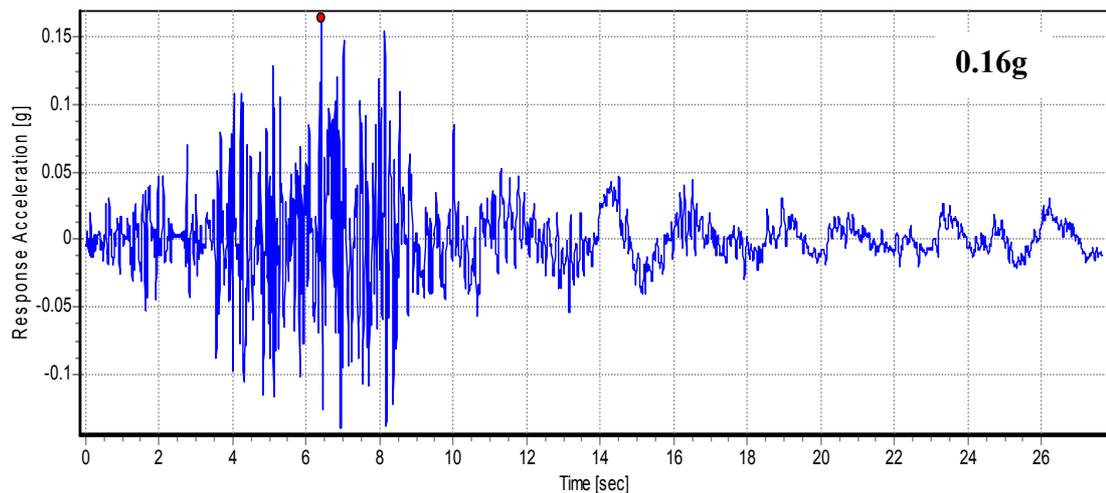
L'étape la plus délicate dans une analyse dynamique inélastique est la détermination du chargement dynamique. L'analyse est menée sur la base de deux accélérogrammes réels enregistrés à partir de la station de Dar El Beida (située à 15 Km du site des structures) et de la station de Keddara 1 (située à 5 Km du site des structures).

L'accélérogramme de Dar El Beida est caractérisé par de fortes amplitudes qui atteignent 0.54g dans la composante E-W et 0.16 g dans la composante verticale (Figure 4.7). Par contre celui de Keddara 1, le pic d'accélération atteint 0.33 g en composante E-W et 0.25 g en composante verticale.

Les diverses caractéristiques des deux enregistrements sont présentées comme suit :

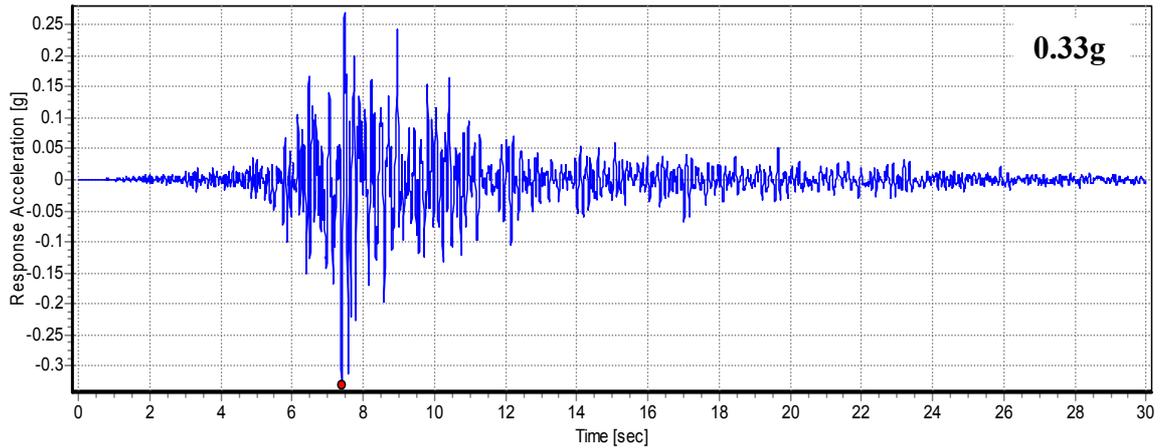


a) Composante E-W.

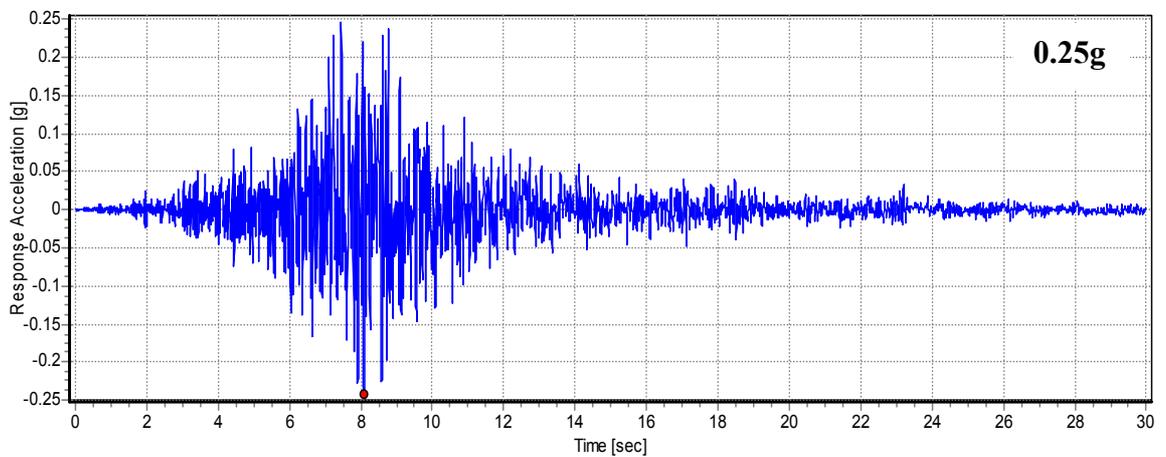


b) Composante V.

Figure 4.7 : Caractéristiques de l'accélérogramme de Dar El Beida



a) Composante E-W.



b) Composante V.

Figure 4.8 : Caractéristiques de l'accélérogramme de Keddara 1.

Pour tenir compte des effets de site et d'atténuation, une étude paramétrique de normalisation de l'accélération et du contenu fréquentiel est effectuée, sur la base de l'accélérogramme enregistré à Keddara 1.

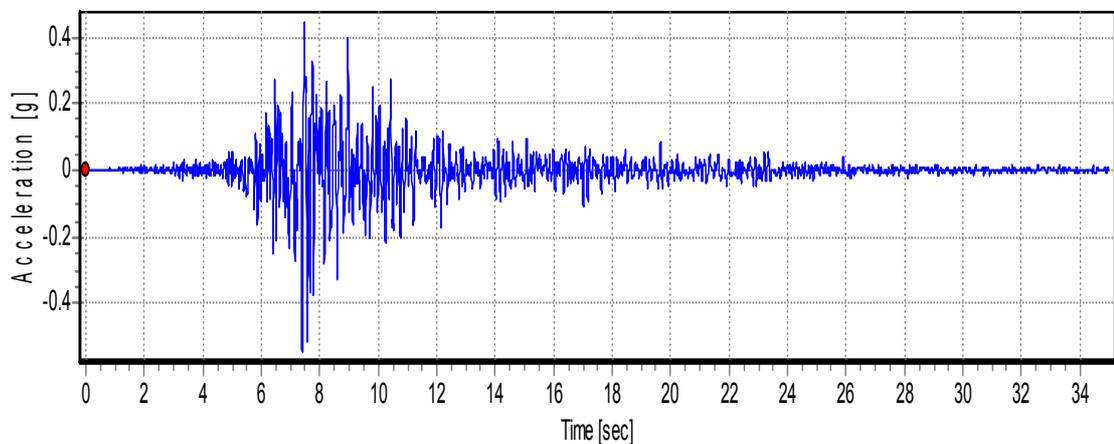


Figure 4.9 : Accélérogramme de Keddara 1 amplifié en amplitude.

La figure 4.10 présente une comparaison entre les spectres de réponses calculés à 5% d'amortissement à partir des enregistrements de Keddara 1 normalisé et celui de Dar El Beida, cependant la figure 4.11 présente une comparaison entre les spectres de réponses calculés à 5% d'amortissement de l'enregistrement de Kedara 1 à des contenus fréquentiels variés.

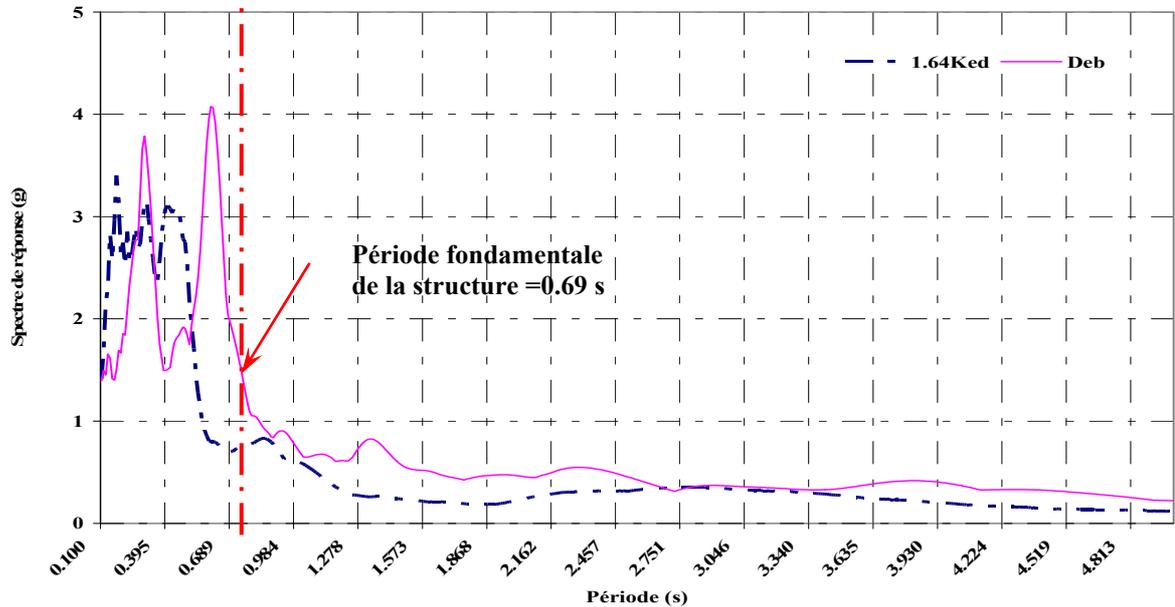


Figure 4.10 : Comparaison entre le spectre de réponse de Dar El Beida et celui de Keddara 1 normalisé.

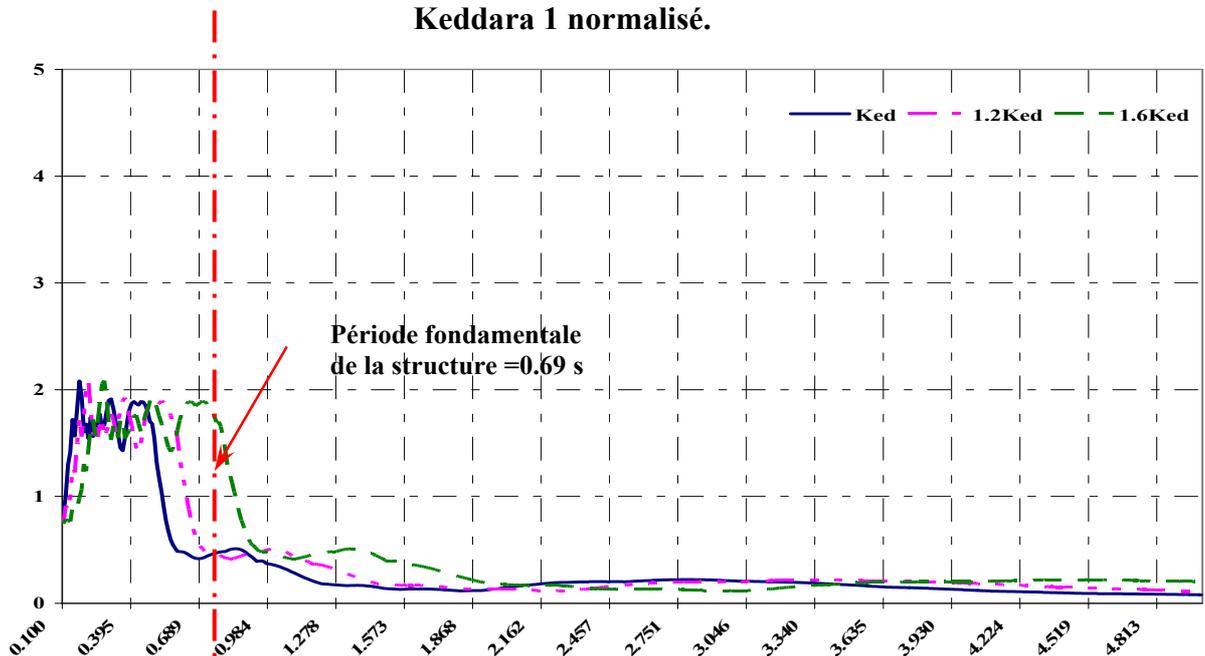


Figure 4.11 : Comparaison entre les spectres de réponse de Keddara 1 modifié en contenu fréquentiel.

L'analyse de la réponse est effectuée en utilisant la composante horizontale E-W ainsi que la composante verticale V.

4.5. Modélisation numérique de la structure

Notre analyse se partage en deux parties, la première est une modélisation linéaire élaborée sur un modèle à trois dimensions 3D par le programme SAP2000 en utilisant le spectre de réponse défini à partir du règlement parasismique algérien RPA99. Le but de cette analyse est de vérifier si la structure a été initialement bien étudiée et réalisée en respectant les recommandations du code parasismique.

La deuxième est une analyse dynamique non linéaire effectuée par un programme de calcul appelé « IDARC » (Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete) développée par (Park & al. 1987 ; Kunnath & al. 1992) [30]. Un modèle à deux dimensions 2D, représentant un portique intermédiaire dans le sens transversal à trois travées (Figure 4.6) a été élaboré, où les colonnes sont modélisés par des éléments « poteau » qui prennent en compte les déformations axiale, flexion et cisaillement.

Les traverses sont modélisées par des éléments « poutres » qui ne tiennent compte que la déformation de flexion et de cisaillement. La loi de comportement du béton armé est représentée par un modèle de boucle hystérésis multilinéaire lisse qui tient compte de plusieurs paramètres tels que la dégradation de rigidité, la détérioration de résistance, l'effet de la forme de chargement, de l'adhérence des aciers avec le béton ainsi que d'autres.

En premier lieu, un modèle de référence représentant le cas d'un bon béton c'est-à-dire un béton de classe C25 ayant une contrainte à la compression de 25 Mpa et des aciers de type FEe400 a été élaboré en spécifiant les paramètres d'hystérésis d'une section de base ayant une bonne ductilité.

La structure est supposée fixe au sol (pas d'effet d'interaction sol structure). Cependant, l'effet « P-Delta », ainsi que la propagation de plasticité sont inclus dans l'analyse. L'état initial des contraintes dans les éléments sous chargement permanent et d'exploitation est pris en considération lors de l'application du chargement sismique.

4.6. Choix du modèle d'hystérésis

Les courbes d'hystérésis utilisées dans l'analyse sont des modèles d'hystérésis lisse avec pincement, élaboré par la combinaison de plusieurs paramètres tel que la dégradation de la rigidité, la détérioration de la résistance ainsi que la dégradation de l'adhérence des aciers.

L'introduction de ces paramètres dans le programme se fait sous forme de valeurs numériques, où chaque valeur représente un état de dégradation [31].

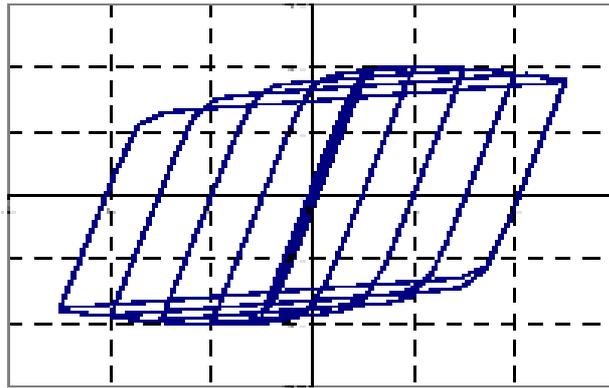


Figure 4.12 : Modèle de la courbe d'hystérésis Lisse.

Les diverses paramètres définissant la courbe d'hystérésis dans le programme « IDARC » sont comme suit :

- Paramètre de dégradation de la rigidité.
- Paramètre de détérioration de la ductilité.
- Paramètre de détérioration de la résistance.
- Paramètre de la forme de déchargement.
- Paramètre de l'adhérence des aciers.

Enfin, l'exploitation des résultats se fait principalement sur la base des points suivants :

- L'indice de dommage.
- La courbe d'hystérésis (M- ϕ) au niveau des nœuds des éléments poutres et poteaux.
- Le déplacement latéral de la structure.
- L'énergie dissipée par les éléments et la structure.

4.7. Analyse et calcul sismique linéaire

Structurellement l'ossature du bâtiment est régulière. Un calcul modal est effectué pour la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure. L'analyse a été menée sous les cas de charges statiques et dynamique, et à partir des sollicitations maximales sous les combinaisons de ces cas de charges nous déterminons la section d'armatures minimales des éléments conformément au règlement parasismique algérien RPA99.

La période fondamentale de la structure est de 0.71 s, ce qui correspond à une structure un peu souple. Le taux de participation massique atteint les 90 % dès le deuxième mode dans les deux directions orthogonales.

Mode	Période	Fréquence	UX	UY	Σ UX	Σ UY
	Sec	Hz	%	%	%	%
Mode 1	0.710976	1.4065	0.00%	93.66%	0.00%	93.66%
Mode 2	0.676761	1.4776	94.37%	0.00%	94.37%	93.66%

Tableau 4.1 : Périodes et participation massique de la structure

Après calcul et vérification des contraintes selon les combinaisons de charges, nous avons obtenus une section d'armature longitudinal minimale pour les poteaux de **3T14** par face, et pour les poutres porteuses de **3T14+2T12** en appui. Concernant les armatures transversales, les poteaux devraient être ferrillés en doubles cadres avec un espacement de 10cm au minimum dans la zone nodale et un espacement de 15 cm dans la zone courante.

Malheureusement après la visite effectuée sur site la section d'armature longitudinale dans les éléments structuraux était inférieure à celle du calcul (**2T12** / face). Bien que les poteaux étaient ferrillés en doubles cadres mais l'espacement entre les cadres dans les zones nodales n'a pas été respecté, et les U alternés n'existaient pas.



Figure 4.13 : Cisaillement des poteaux du niveau Rdc des bâtiments étudiés

4.8. Analyse dynamique non linéaire

Pour étudier le comportement des trois bâtiments 22, 23 et 24 sous l'action du séisme, et de déterminer les causes probables de la formation des mécanismes de ruine, nous avons sélectionné les principaux paramètres d'influence suivants :

- 1)- Effet des accélérogrammes (amplitude maximale et contenu fréquentiel).
- 2)- La dégradation de rigidité.
- 3)- La détérioration de la résistance.
- 4)- L'adhérence des aciers – béton.

Les réponses structurales utilisées pour examiner le comportement global de la structure sont :

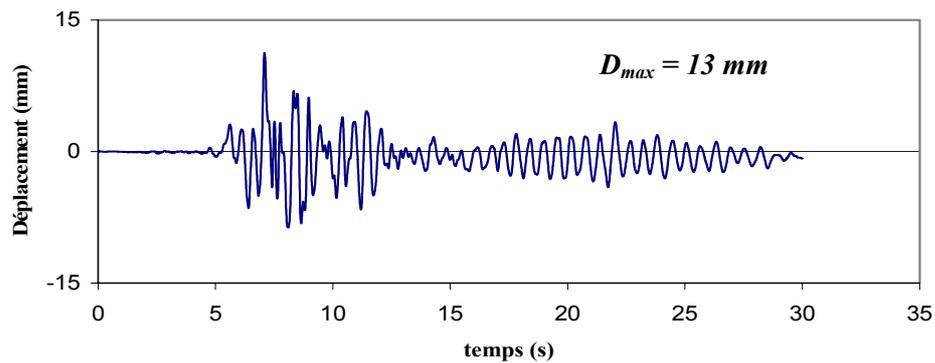
- Déplacement latéral au niveau du toit.
- Relation effort tranchant par rapport à la déformation inter-étage.
- Relation Moment – Rotation des poteaux.
- Indice des dommages par niveau et global.

Ces réponses permettent de caractériser d'une manière adéquate la capacité et l'état de détérioration de résistance et de rigidité des éléments et de la structure globale à tous moment durant la sollicitation sismique.

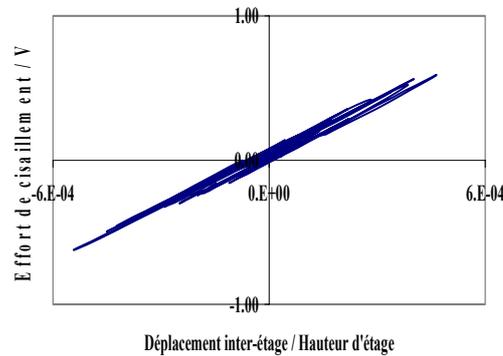
4.8.1. Effet du chargement sismique sur le modèle de référence

4.8.1.a)- Accélérogramme de Keddara 1

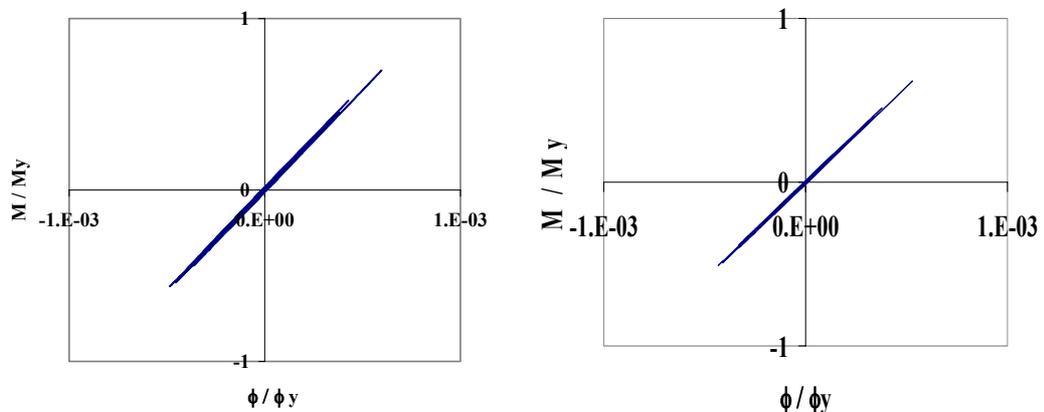
La réponse globale mesurée en termes du déplacement latéral au toit du bâtiment montre que le comportement général de la structure sollicitée par l'accélérogramme de Keddara 1 est resté pratiquement dans le domaine élastique, le rapport de déplacement n'a pas dépassé le 1% (Figure 4.14 - a).



a) Déplacement de la structure au dernier niveau.



b) Déplacement inter étage en fonction de l'effort de cisaillement



c) Courbe (M- ϕ) du poteau central & de rive

Figure 4.14 : Résultats de l'analyse sous l'enregistrement de Keddara 1

A partir des graphes présentés dans la figure (4.14-c), on remarque que les poteaux de rive et du centre ne sont pas affectés car les courbes sont réversibles et les noeuds reviennent à leurs positions.

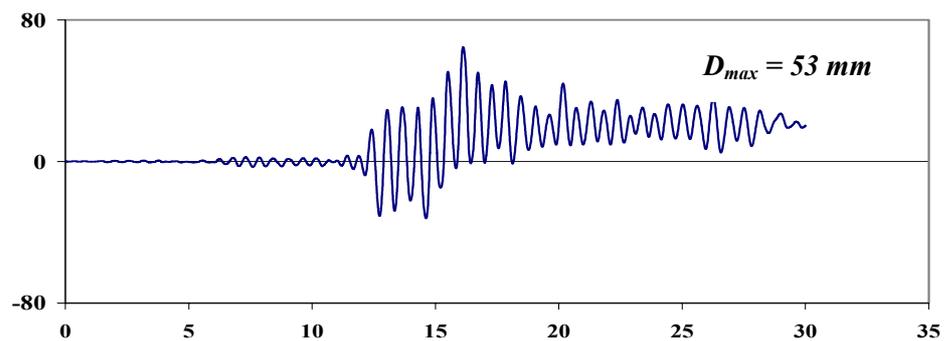
L'état d'endommagement dans chaque niveau donné par le programme, est :

- Niveau Rdc = 0.111
- Niveau 1^{er} = 0.258
- Niveau 2^{ème} = 0.363
- Niveau 3^{ème} = 0.268

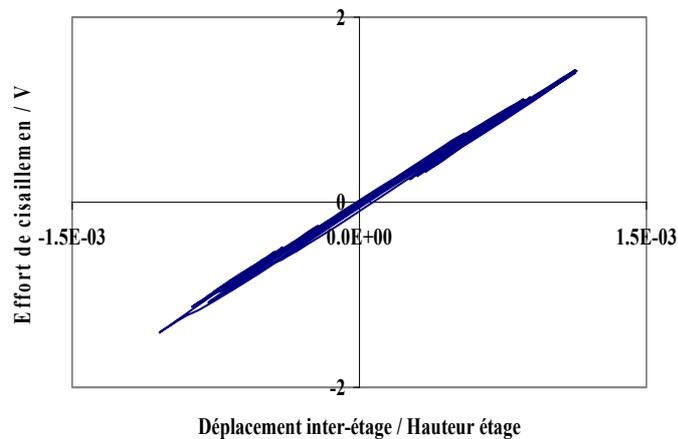
Ces valeurs correspondent à un état d'endommagement mineur selon la classification de Park-Ang-Wen modifiée.

4.8.1.b)- Accélérogramme de Dar El beida

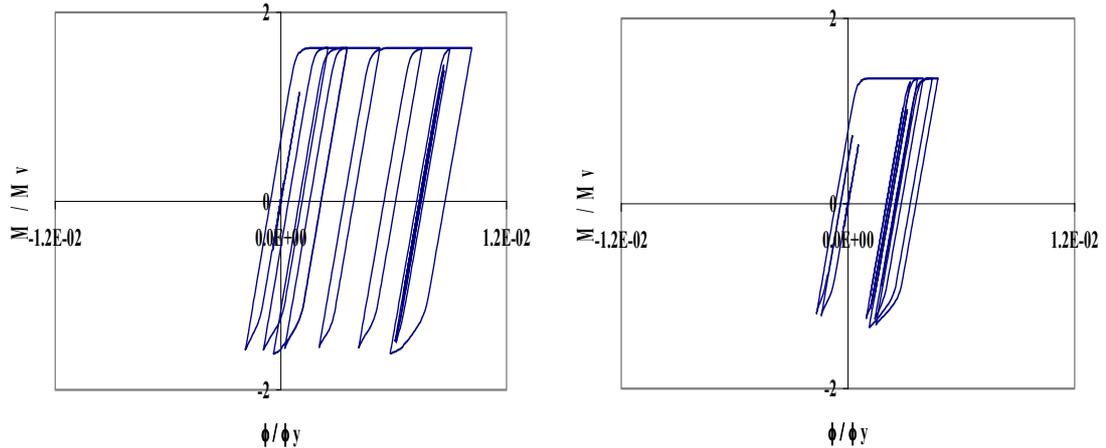
Sous l'effet de l'Accélérogramme de Dar El Beida, le déplacement latéral maximal du dernier niveau atteint 5 fois celui de Keddara 1. La déformation permanente est relativement prononcée comme on peut le constater sur la (figure 4.15-a). L'activité plastique au niveau des poteaux du R.D.C est assez conséquente, comme le présente les courbes $M - \phi$ de la (figure 4.15-c), les boucles d'hystérésis sont grand ouvertes indiquant des déformations permanentes importantes.



a) Déplacement de la structure au dernier niveau



b) Déplacement inter étage en fonction de l'effort de cisaillement.



c) Courbe (M- ϕ) du poteau central & de rive

Figure 4.15 : Résultats de l'analyse sous l'accélérogramme de Dar El Beida

En terme d'indice d'endommagement, ces derniers sont concentrés au niveau du R.D.C comme l'indique les valeurs ci-dessous :

- Niveau Rdc = 0.910
- Niveau 1^{er} = 0.082
- Niveau 2^{ème} = 0.020
- Niveau 3^{ème} = 0.001

Cet état d'endommagement peu être qualifiée comme important surtout au niveau du Rdc selon la classification de Park-Ang-Wen modifiée.

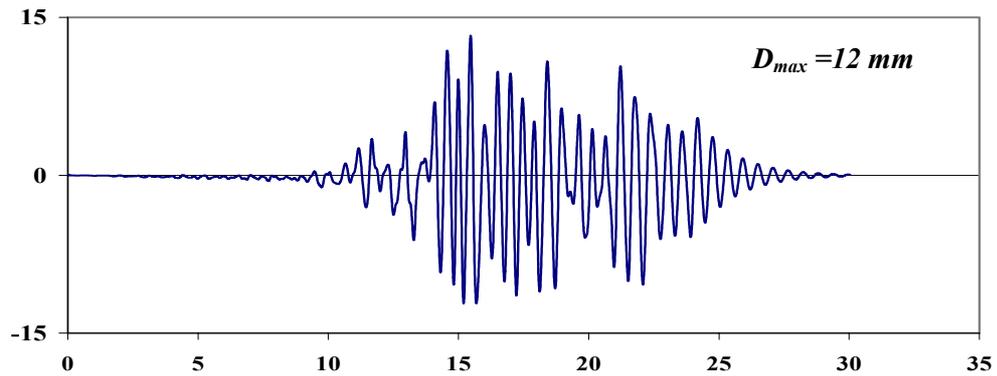
4.8.1.c)- Accélérogramme de Keddara 1 modifié

L'accélérogramme dont le pic a atteint 0.57g n'était pas disponible à l'heure de la présente analyse, il a été procédé par l'amplification de l'accélérogramme de Keddara 1 par le rapport des accélérations maximales de Dar El Beida / Keddara 1 = 1.64.

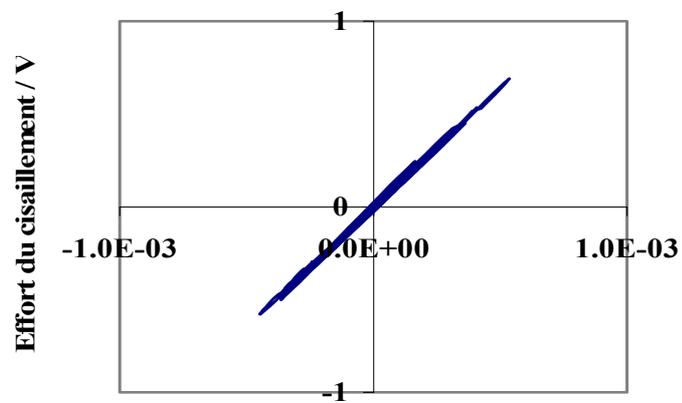
L'effet de l'amplification de l'accélération est ressenti à travers l'historique du déplacement latéral du toit du bâtiment (figure 4.18-a) où on constate que la partie forte de la réponse a été étalée dans le temps, le déplacement maximal a été presque linéaire mais aucune déformation permanente n'a été enregistrée. Toute fois l'indice d'endommagement a sensiblement augmenté au niveau du R.D.C pour devenir égale 0.87 alors qu'il était égal à 0.11.

L'effet de la variation du contenu fréquentiel a été mis en évidence à travers un raccourcissement de (20%) et une élongation de (20%) du pas de temps de l'accélérogramme. Les réponses structurales montrent que l'influence est peu importante même pour des modifications considérables (figures 4.16 & 4.17). Même l'indice de dommage n'a pas beaucoup changé, où nous avons enregistré une augmentation de (\approx 30%) de l'indice de d'endommagement correspondant à un allongement de 20% du contenu fréquentiel.

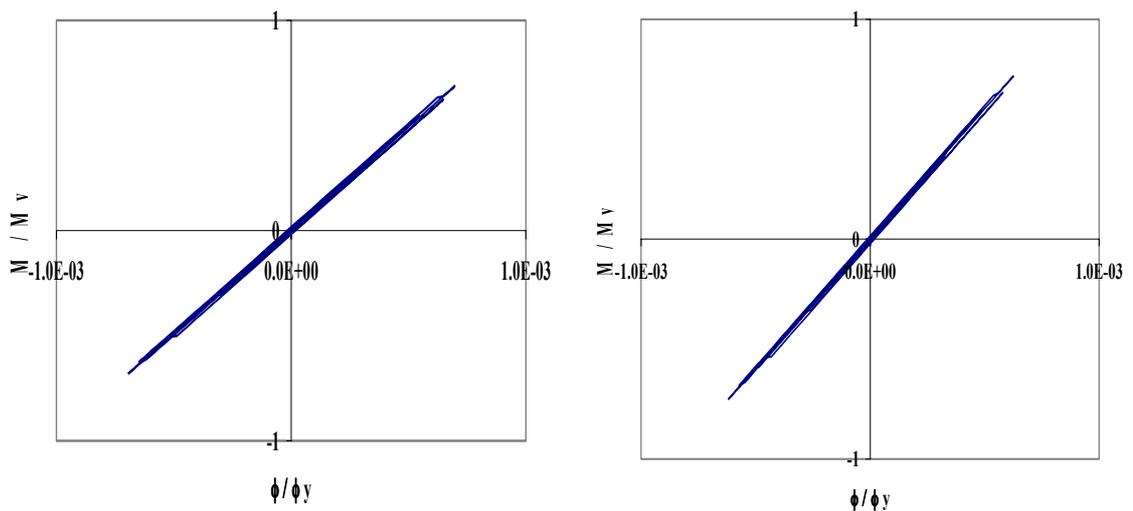
- *Raccourcissement de 20% du contenu fréquentiel :*



a) Déplacement de la structure au dernier niveau.



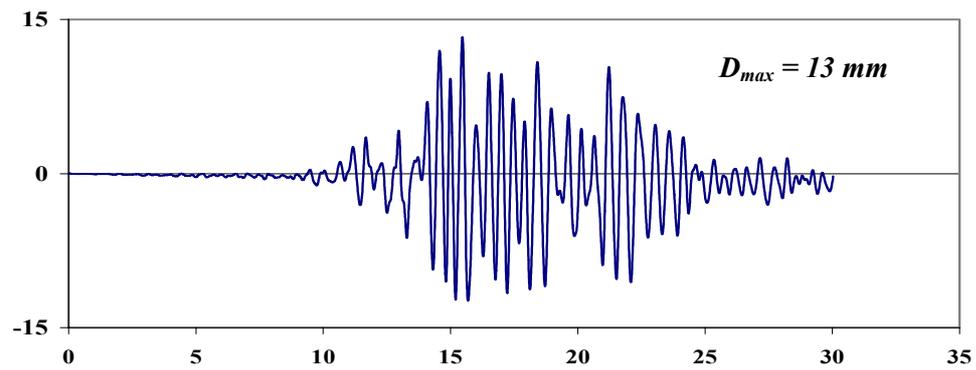
b) déplacement inter étage en fonction du cisaillement



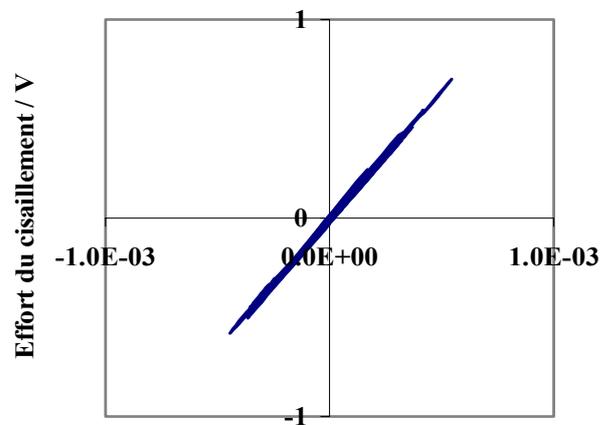
c) Courbe $M-\phi$ du poteau central & de rive.

Figure 4.16 : Résultats de l'analyse sous l'enregistrement de Keddara 1 avec un raccourcissement de 20% du pas de temps.

- *Allongement de 20% du contenu fréquentiel :*

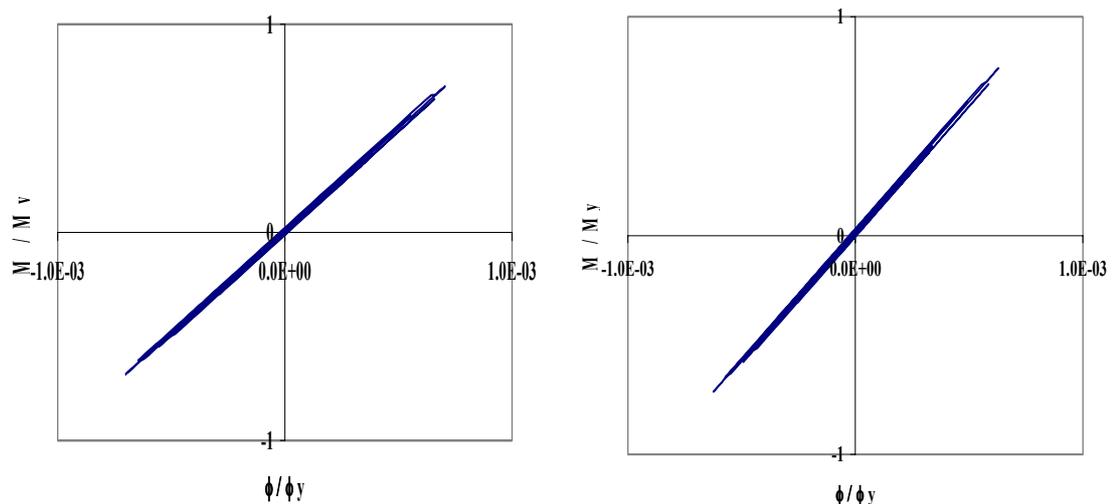


a) Déplacement de la structure au dernier niveau.



Déplacement inter-étage/Hauteur d'étage

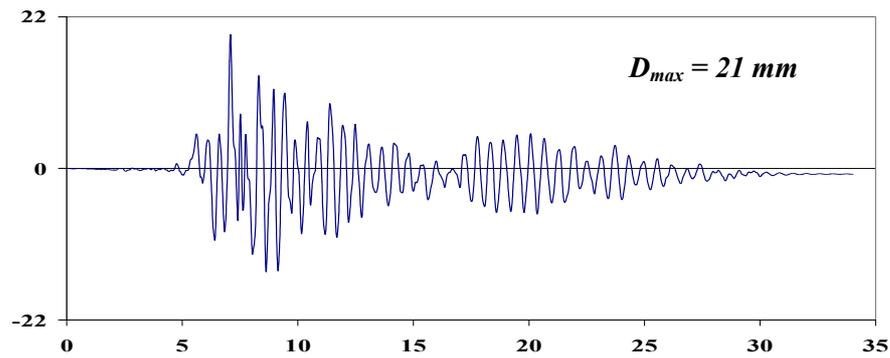
b) déplacement inter étage en fonction du cisaillement



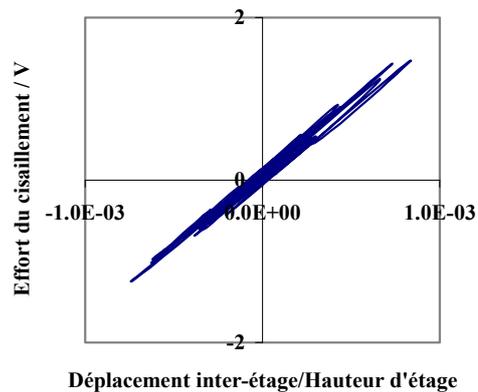
c) Courbe $M-\phi$ du poteau central & de rive.

Figure 4.17 : Résultats de l'analyse sous l'enregistrement de Keddara 1 avec un allongement de 20% du pas de temps.

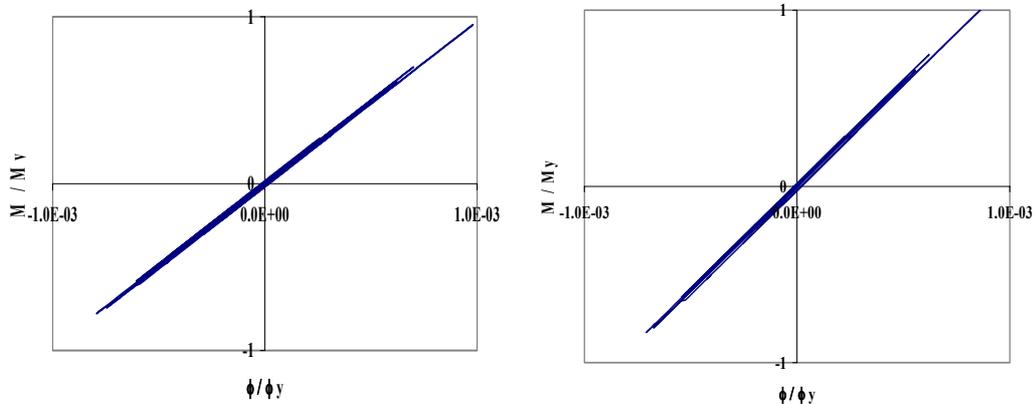
- Amplification de l'amplitude par 1.64:



a) Déplacement de la structure au dernier niveau.



b) cisailment en fonction du déplacement inter étage

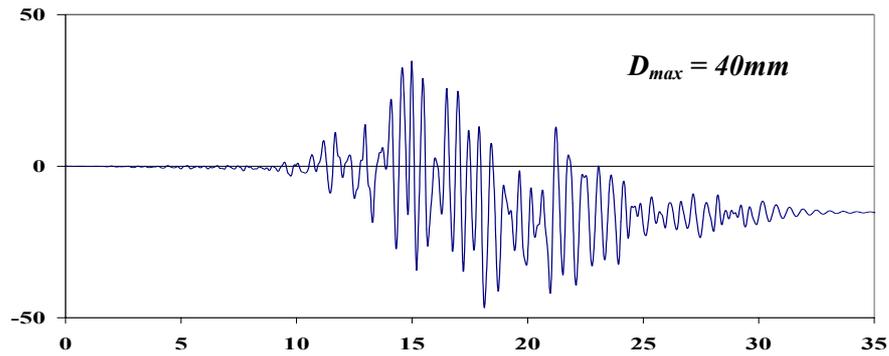


c) Courbe M- ϕ du poteau central & de rive.

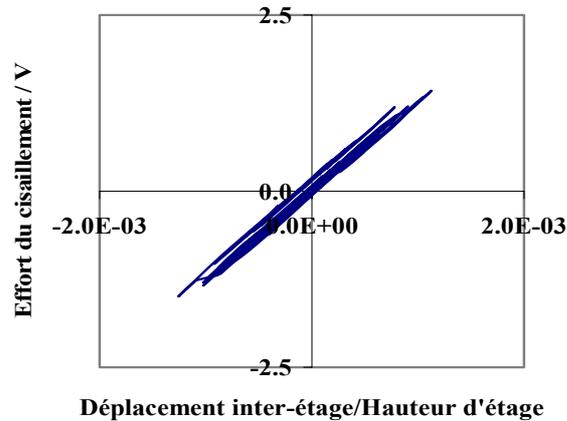
Figure 4.18 : Résultats de l'analyse sous l'accélérogramme de Keddara 1 amplifié.

Il est évident que même en normalisant les pics d'accélération, l'effet de Keddara 1 est moins important que celui de Dar El Beida. On remarque que sur le spectre de réponse l'amplitude maximale de Dar El Beida est nettement plus grande que celle de Keddara 1. Ainsi on procède à une analyse avec une pondération de $(A_{\max}(\text{Dar El Beida}) / A_{\max}(1.64\text{Keddara1}) \simeq 2.5)$, ce n'est qu'à ce moment que la réponse de la structure sous l'effet de Keddara 1 devient comparable à celle de Dar El Beida.

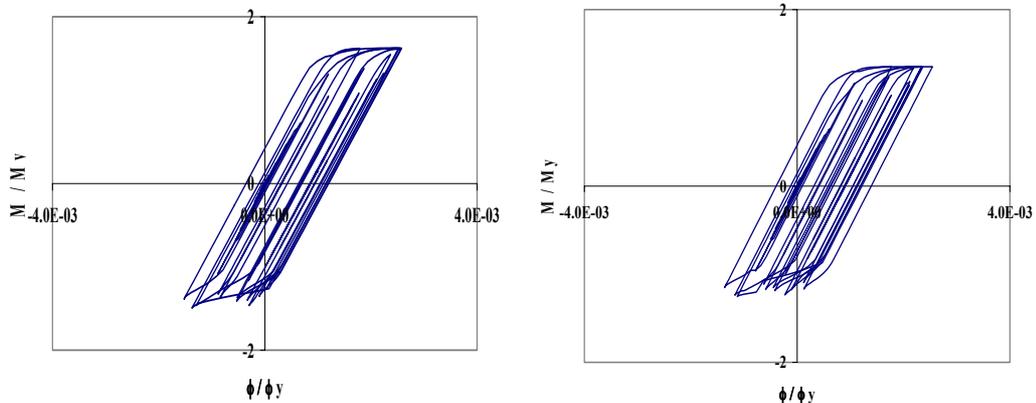
Les résultats de cette analyse étaient comme suit :



a) Déplacement de la structure au dernier niveau.



b) déplacement inter étage en fonction du cisaillement



c) Courbe M- ϕ du poteau central & de rive.

Figure 4.19 : Résultats de l'analyse sous l'accélérogramme de Kedara 1 Amplifié.

A partir des résultats obtenus des analyses on constate que l'effet d'accélérogramme sur la réponse de la structure est un paramètre non négligeable dans l'analyse dynamique non linéaire, cette importance réside principalement dans l'ampleur du contenu fréquentiel de l'enregistrement utilisé au voisinage de la fréquence fondamentale de l'ouvrage. Ce qui favorise la résonance de la structure engendrant par la suite le déclenchement du mécanisme de ruine.

4.8.2. Effet des paramètres de dégradation cyclique

Dans cette partie d'analyse, nous essayons de voir l'effet de dégradation de chacun des paramètres (indépendamment des autres paramètres) sur le comportement global du système structurel, pour cela une étude paramétrique est effectuée, en faisant changé le taux de dégradation du paramètre étudié de l'état de référence correspondant à aucune dégradation (0%) jusqu'à l'état correspondant à la dégradation totale (100%), et on gardant en parallèle les valeurs des autres paramètres sans aucune dégradation, c'est-à-dire un taux de (0%). L'effet de cette variation sur le comportement globale de la structure est ensuite contrôlé par le temps de déclenchement de la première ruine (fissuration des poteaux au niveau du Rdc), l'indice d'endommagement correspondant ainsi que l'énergie d'hystérésis des poteaux de rive et celui du centre.

4.8.2.a)- Effet de dégradation de la rigidité :

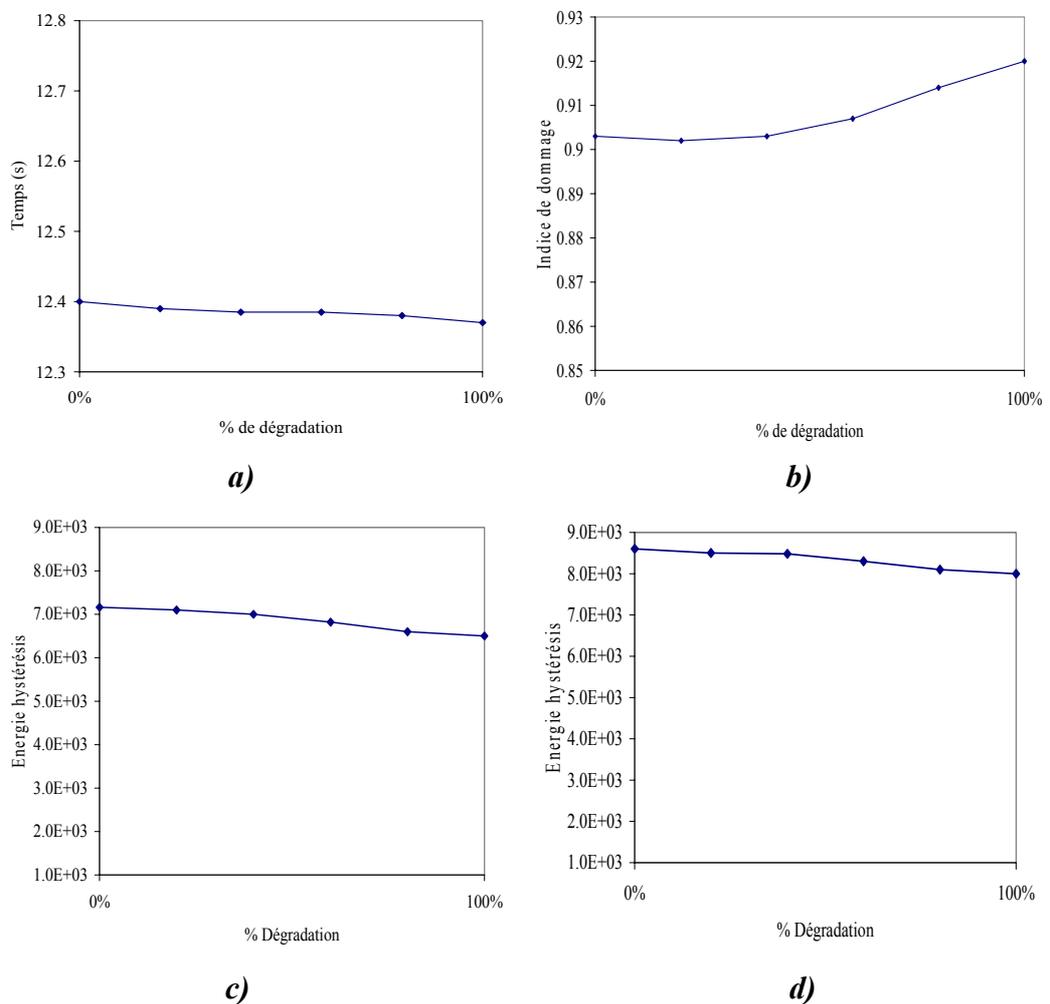


Figure 4.20 : l'effet de la variation du paramètre de rigidité sur : a)- Temps de déclenchement de fissuration. b)- L'indice de dommage au niveau du Rdc, c) Energie d'hystérésis du poteau de rive, d) Energie d'hystérésis du poteau central.

4.8.2.b)- Effet de détérioration de la résistance

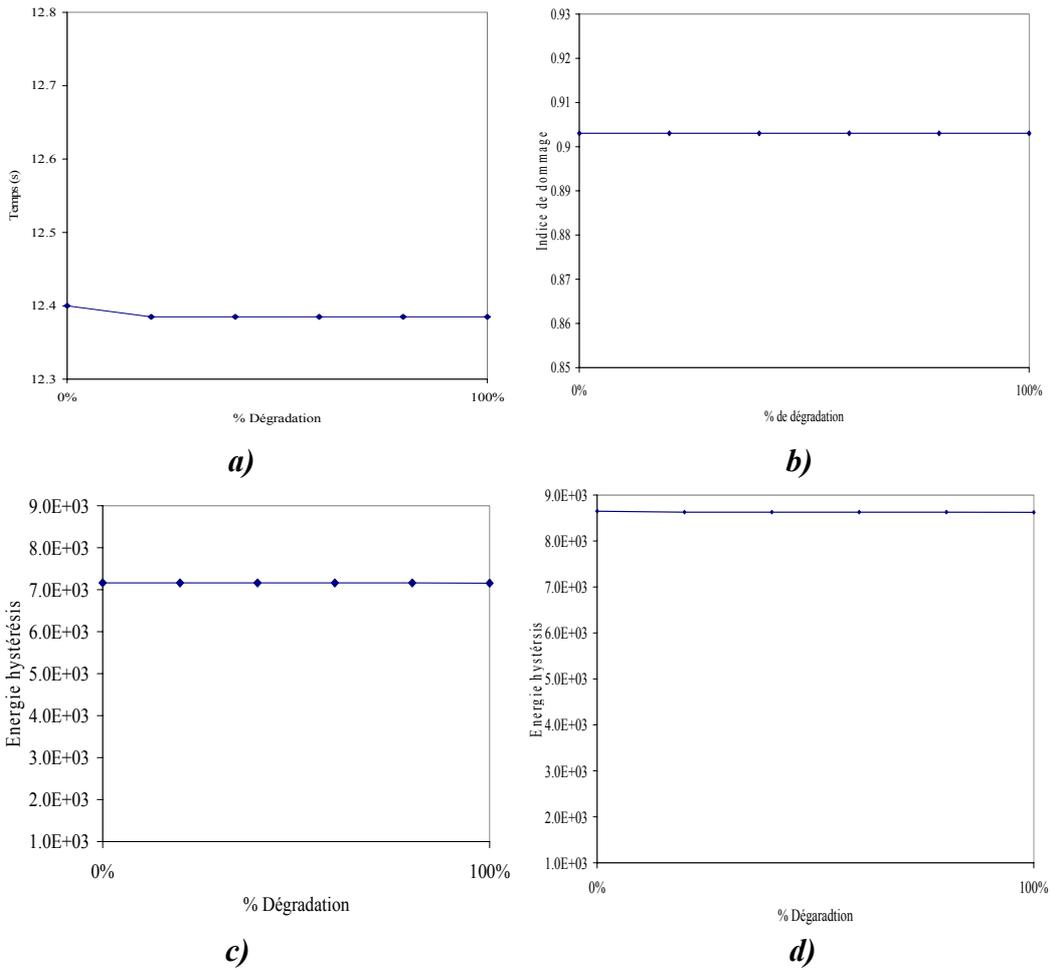
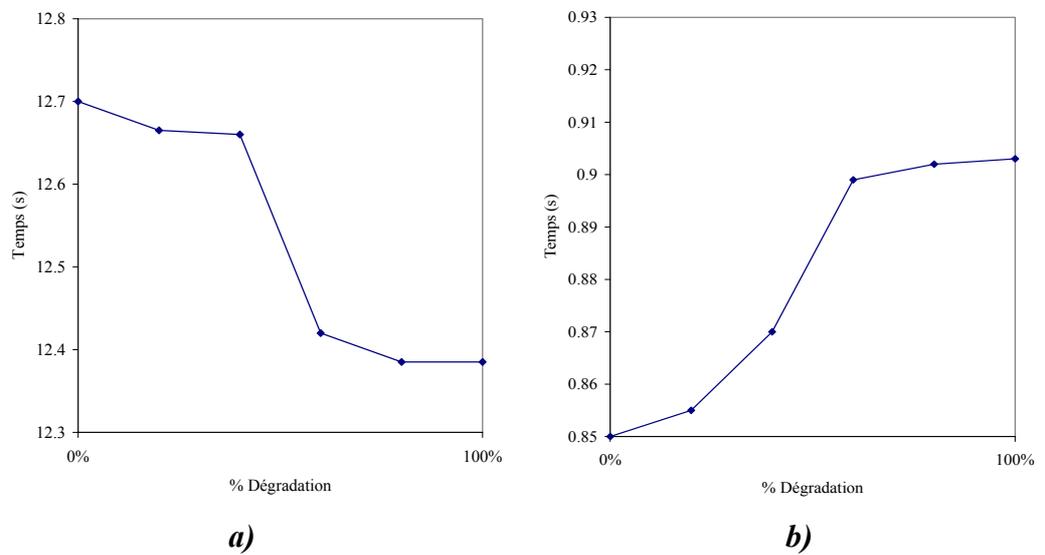


Figure 4.21 : l'effet de la variation du paramètre de résistance sur : a)- Temps de déclenchement de fissuration. b)- L'indice de dommage au niveau du Rdc, c) Energie d'hystérésis du poteau de rive, d) Energie d'hystérésis du poteau central.

4.8.2.c)- Effet de l'adhérence des aciers



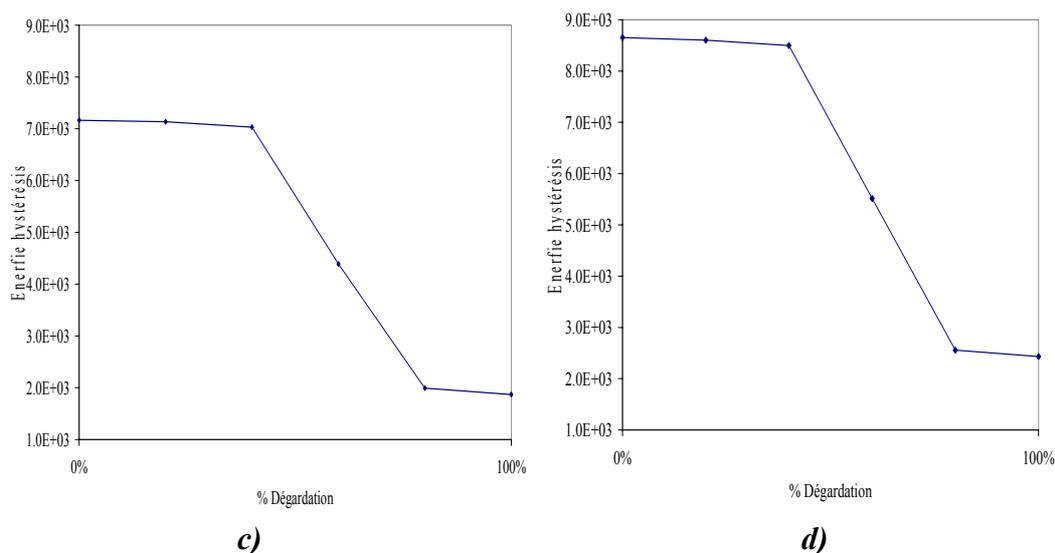


Figure 4.22 : l'effet de la variation du paramètre de résistance sur : a)- Temps de déclenchement de fissuration. b)- L'indice de dommage au niveau du Rdc, c) Energie d'hystérésis du poteau de rive, d) Energie d'hystérésis du poteau central.

Les résultats obtenus montrent que l'effet de dégradation de rigidité seul ainsi que la détérioration de résistance ont une influence mineur sur le comportement global de la structure, cela est traduit par la faible variation du temps de déclenchement de la première fissure, de l'indice d'endommagement et de l'énergie hystérésis (Figure 4.20, Figure 4.21), cependant l'effet d'adhérence aciers – béton influe considérablement sur le comportement global de la structure, où une variation importante par rapport aux autres paramètres a été enregistré (Figure 4.22).

4.8.3. Effet de la combinaison des paramètres sur le comportement structurel du système

La combinaison des paramètres de dégradation du béton est élaborée pour simuler les caractéristiques d'un béton de qualité similaire à celle de l'ouvrage en question afin de prédire le déclenchement du mécanisme de ruine. A cet effet, tous les paramètres de dégradation ont été fixés, seul le facteur d'adhérence acier – béton a été modifié d'un modèle à un autre pour différencier l'état du béton d'un bâtiment à un autre.

4.8.3.a)- Cas de dommages avancés (effondrement partiel)

Une combinaison des paramètres de dégradation est formulée pour simuler le cas d'un béton de mauvaise qualité. Les résultats de l'analyse montre que des déformations résiduelles sont engendrées dans la structure (figure 4.23). Les courbes hystérésis, bien qu'elles comportent plusieurs boucles, mais elles sont très aplaties par les divers dégradations (figure 4.24).

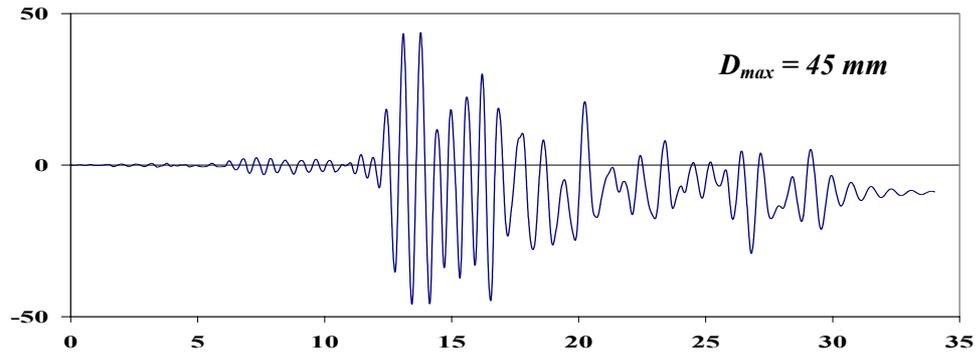


Figure 4.23 : Déplacement au niveau de la terrasse de la structure effondrée partiellement.

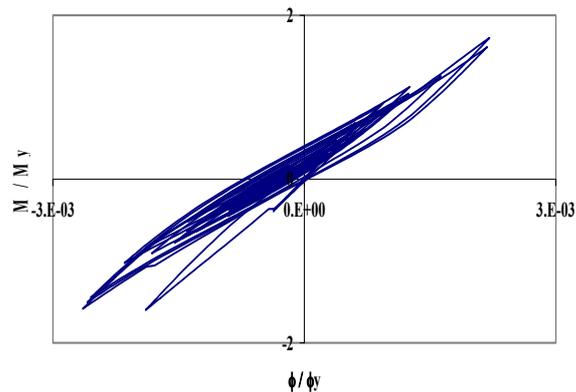


Figure 4.24 : Relation Moment – Courbure d'un poteau au niveau du Rdc d'un cas de structure effondrée partiellement.

La répartition des endommagements est illustrée sur la figure 4.25 qui montre la distribution des indices d'endommagement par niveau et les valeurs des rapports d'énergie par éléments. Les valeurs de l'indice de dommage témoignent d'un état d'endommagement avancé et qui peut être simulé à un cas d'effondrement partiel.

I = 0.000	(0.15)	(0.13)	(0.12)	
	(.39)	(.04)	(.15)	(.01)
I = 0.028	(0.00)	(0.00)	(0.00)	
	(.00)	(.50)	(.50)	(.00)
I = 0.165	(0.10)	(0.07)	(0.10)	
	(.04)	(.33)	(.33)	(.03)
I = 0.807	(0.10)	(0.04)	(0.09)	
	(.16)	(.23)	(.23)	(.16)

Figure 4.25 : Valeurs des rapports d'énergies hystérésis ainsi que l'indice de dommage de chaque niveau de la structure effondrée partiellement.

4.8.3.b)- Cas d'un effondrement total

En définissant les paramètres de dégradation similaires au précédent sauf pour le paramètre d'adhérence acier – béton, nous avons remarqué que la majorité des poteaux se fissurent au premier grand pic de l'accélérogramme conduisant à des déplacements excessifs qui ont déclenchés le début de mécanisme de ruine de la structure à 12.41 s pour induire par la suite l'effondrement total de la structure à 13.07 s.

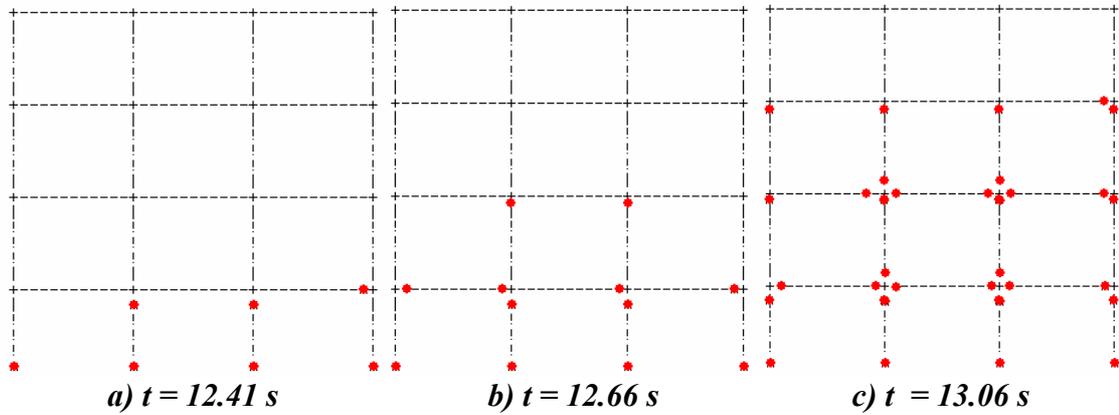


Figure 4.26 : Progression de la ruine jusqu'à l'effondrement de la structure

Cependant, la figure 4.27 montre le moment d'arrêt de l'analyse indiquant l'effondrement total de la structure. La courbe $M - \phi$ de la figure 4.28 montre que les courbures ont atteint des valeurs excessives et que la structure a été prématurément détruite avant de dissiper de l'énergie par effet d'hystérésis. Ce qui explique en partie, que les valeurs de l'indice d'endommagement basé sur l'énergie dissipée sont relativement faibles par rapport à l'ampleur des dégâts (effondrement).

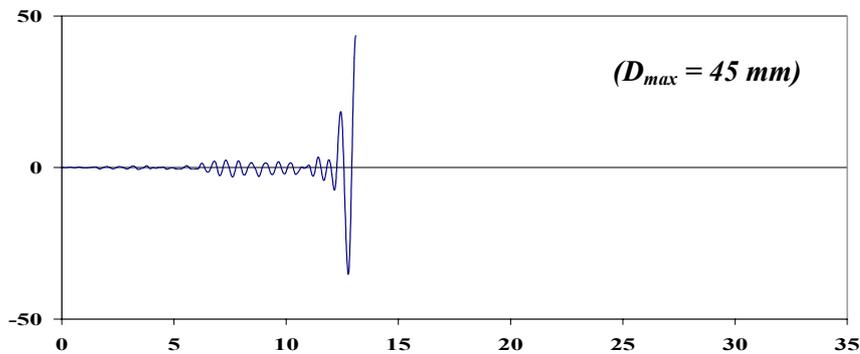


Figure 4.27 : Déplacement de la structure en niveau de la terrasse de la structure effondrée totalement.

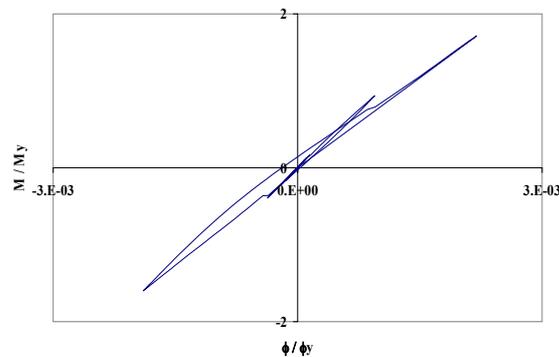


Figure 4.28 : Relation Moment – Courbure d'un poteau au niveau du Rdc d'un cas de structure effondrée totalement.

I = 0.007	(0.06) (.13)	(0.03) (.30)	(0.07) (.32)	(.09)
I = 0.036	(0.11) (.11)	(0.06) (.26)	(0.10) (.27)	(.08)
I = 0.100	(0.12) (.08)	(0.07) (.26)	(0.12) (.27)	(.07)
I = 0.850	(0.39) (.08)	(0.02) (.16)	(0.10) (.17)	(.08)

Figure 4.29 : Valeurs des rapports d'énergies hystérésis ainsi que l'indice de dommage de chaque niveau de la structure effondrée totalement.

Cet état d'endommagement de la structure est principalement due au déplacement latéral extrême du niveau R.D.C, représentant près de 55% du déplacement globale de la structure alors que 45% restantes étaient partagés sur les 3 autres niveaux restant comme le présente la figure 4.30.

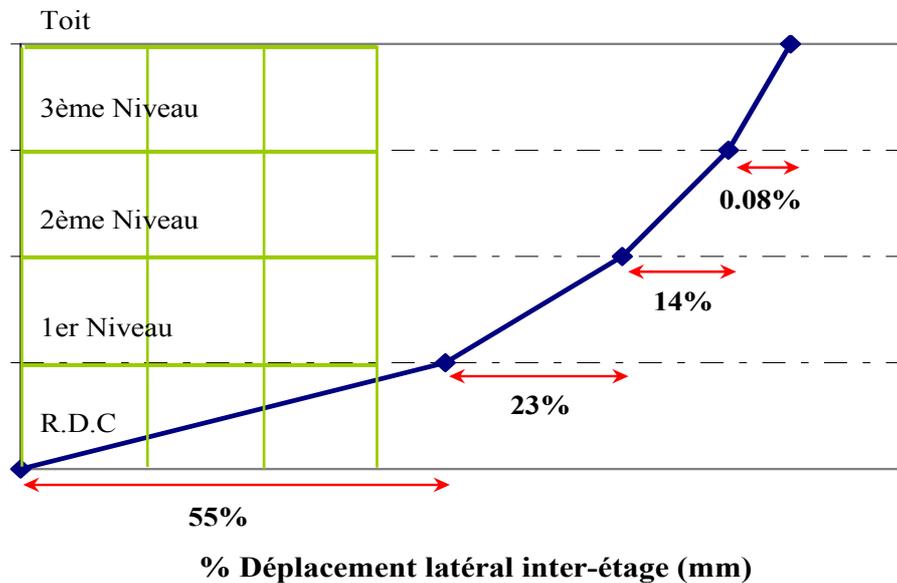


Figure 4.30 : Déplacement latéral de la structure.

4.9. Conclusion

Ce qu'on déduit en premier de cette investigation numérique d'un cas extrait de la réalité est la sensibilité de l'analyse dynamique non linéaire en utilisant un accélérogramme, cette sensibilité réside principalement dans la modélisation du système structurel en choisissant convenablement les paramètres appropriés simulant le comportement réel de la structure durant l'effondrement, ainsi que le choix de la sollicitation d'excitation.

La prédiction du mécanisme de ruine prématuré est élaborée sur la base du contrôle des courbes d'hystérésis simulant la dégradation des matériaux ainsi que le déplacement latérale excessif de la structure.

Dans notre cas d'investigation plusieurs modèles ont été analysés en faisant une étude paramétrique au début pour voir l'effet de chaque paramètre indépendamment sur le comportement globale de la structure, après une étude englobant l'ensembles des paramètres est faite pour distingué le mécanisme de ruine simulant l'effondrement de la structure.

Une fois l'analyse est effectuée beaucoup de constatations ont été déduite a partir des résultats obtenus, et qui se résument dans les points suivants :

- L'effet de l'accélérogramme sur le comportement structurel a été nettement distingué par l'ampleur ainsi que l'importance du contenu fréquentiel de l'accélérogramme utilisé au voisinage de la fréquence fondamentale de la structure qui agit favorablement pour la résonance de la structure qui engendre par la suite la formation de la ruine induisant l'effondrement de la structure.
- L'allure ou la forme de l'accélérogramme a une grande importance sur le comportement non linéaire de la structure, cela peut être expliqué par la succession des pics de l'accélérogrammes avec un temps très petit au moment ou la structure revient à sa position initiale après le premier pic.
- Une influence importante du paramètre d'adhérence aciers – béton seul sur la réponse structurelle a est constatée dans l'analyse par la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux du RDC ce qui a induit par la suite des déformations irréversibles empêchant la structure a retourner à sa position initiale, cependant le paramètre de dégradation de rigidité ainsi que la détérioration de la résistance ont un effet mineur sur le comportement structurel.
- La combinaison des diverses paramètres tel que l'effet de l'accélérogramme ainsi que les paramètres de dégradation cyclique simulant l'état d'un matériau de mauvaise qualité agit favorablement dans l'accélération du processus de formation du mécanisme de ruine prématuré engendrant l'effondrement de la structure.
- Enfin, l'état d'endommagement de la structure donnée par l'indice de dommage proposé par Park & Ang. prédit raisonnablement la réalité du bâtiment.

CONCLUSION

Les conclusions que nous synthétisons sous la forme suivante :

La question fondamentale sur la quelle s'articule le thème de ce travail s'adresse au comportement dynamique non linéaire des structures auto-stables en béton armé au voisinage de la rupture. Il a été motivé par des constatations in situ de plusieurs cas d'effondrements de ce type de structures lors du séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003.

Ce séisme a secoué la région de Boumerdes ainsi que les willayas avoisinantes faisant des pertes humaines considérables, plus de 2000 morts et des milliers de blessés ainsi que des dizaines de milliers d'habitations endommagées laissant leurs occupants sans abris. Le séisme a été caractéristique par l'ampleur des accélérations enregistrées dans la plupart des stations proches de la zone épiscopale, qui le classe comme un séisme majeur. Des effets de site ont été constatés par l'amplification de l'amplitude maximale par rapport à celle enregistrée dans la zone épiscopale. A signaler aussi la forte composante verticale enregistrée sur la plupart des stations.

L'investigation post-sismique a révélé que le degré des dommages était très disparate même pour des bâtiments adjacents très similaires. Ainsi une investigation approfondie du phénomène d'endommagement et de la formation des mécanismes de ruine des structures en béton armé a été effectuée. Dans cet optique, les méthodes d'évaluation de l'endommagement ont été revues et analysées avant d'adopter la méthode des énergies comme base de calcul pour les indices d'endommagement. Cette dernière tient compte de plusieurs paramètres tels que les effets de dégradation de la rigidité, la détérioration de la résistance, l'adhérence acier – béton et les formes de boucles d'hystérésis. L'influence individuelle et combinée de ces paramètres sur le comportement global des structures a été examinée.

L'étude du phénomène de ruine d'une structure sous l'action d'un chargement sismique a été élaborée dans le cadre d'une investigation numérique simulant le comportement dynamique non linéaire d'un cas réel de trois bâtiments adjacents : le premier complètement effondré, le deuxième partiellement effondré, le troisième n'ayant subi que quelques dommages structurels.

Le phénomène étant fortement non linéaire, dépend non seulement de l'intensité de l'accélérogramme mais aussi de son contenu fréquentiel dont l'effet a été démontré par une étude de sensibilité de ces deux paramètres. Il a été noté que la structure peut rentrer en résonance momentanée dans l'intervalle de temps correspondant à la partie intense de l'accélérogramme, pouvant engendrer des dommages significatifs.

Parmi les facteurs de dégradation du béton armé sous l'effet d'un chargement cyclique, il a été constaté que le paramètre d'adhérence acier – béton est particulièrement influant sur la capacité de dissipation d'énergie des éléments telles que évaluée par les courbes d'hystérésis. D'autre part, une variation peu significative de la valeur de ce paramètre peut être déterminante pour l'effondrement ou non de la structure. Enfin, la réponse dynamique non linéaire du modèle de la structure combinant les facteurs de dégradation du béton armé correspondant à l'état réel du matériau sur site a raisonnablement reproduit son comportement lors du séisme à travers les valeurs des indices d'endommagement et leur distribution dans la structure.

Recommandations

Evidemment, ce travail représente une modeste contribution pour un thème de recherche aussi vaste et aussi incertain. En effet, beaucoup de questions ont surgies à la fin de notre travail, qu'il y en avait à son début, parmi les quelles certains pourraient être prises comme recommandations pouvant constituer une suite à ce travail ou une source d'inspiration pour d'autres recherches, prenant en charge les aspects suivants :

- ✚ L'effet de la non stationnarité (variation du contenu fréquentiel) de l'accélérogramme.
- ✚ L'interaction sol – structures, et l'effet de site.
- ✚ Prise en considération de l'effet de la ruine progressive des éléments et assemblages.

REFERENCES

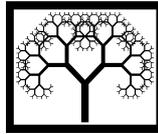
1. Bouhadad, Y., Behlali, D. « La tectonique active: Exemple de l'Algérie du nord », Colloque International, Risque, vulnérabilité et fiabilité dans la construction - vers une réduction des désastres, paper 6, Alger (Octobre2003).
2. Yelles-Chaouche, A.K., Djellit, H., « Le seisme de Boumerdes 21 Mai 2003, mw:6.8 », Colloque International, (Risque, vulnérabilité et fiabilité dans la construction - vers une réduction des désastres), paper 83, Alger (Octobre2003).
3. Ousalem, H., Bechtoula, H., « Repport on the damage investigation and post seismic compaign of the 2003 Zemmouri earthquake in Algeria », The University of Tokyo Department of Architecture; Kyoto University Department of Architecture and architectural Systems, (Aout 2003).
4. Afra, H., « Performance parasismique des systèmes structurels durant le séisme de Zemmouri », Colloque International, (Risque, vulnérabilité et fiabilité dans la construction - vers une réduction des désastres), paper 76, Alger (Octobre2003).
5. Victor, D., « Séisme de Boumerdes le 21 mai 2003 », Rapport préliminaire Ministère de l'habitat, Dynamique concept (Juin 2003).
6. Victor, D., « La construction en zone sismique, approche réglementaire, modèles d'analyse des structures, diagnostic des bâtiments existants, exemple de calcul », Groupe Moniteur, *Editions Le Moniteur, Paris, (1999)*.
7. « Le séisme du 21 mai 2003 », Rapport préliminaire de la mission AFPS, Organisée avec le concours du Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable (MEDD/DPPR/SDPRM), (Juillet 2003).
8. Eisenberg, J.M., « Lessons of recent earthquakes in Armenia, Turkey, & Taiwan », 12th European Conference on Earthquake Engineering, paper 012, (2002).
9. M Eisenberg, J., « Gravitational seismic collapse mechanism analysis in view of conceptual design », 12th World Conference on Earthquake Engineering, paper 0245, (2000).
10. Bruneau, M., Vian, D., « Experimental investigation on P-Delta effects to collapse during earthquakes », 12th European Conference on Earthquake Engineering, paper 021, (2002).
11. Calvi, G.M., Magenes, G., Pampanin, S., « Experimental Test on a three story reinforced concrete designed for gravity only », 12th European Conference on Earthquake Engineering, paper 727,(2002).

12. Doneux, C., « Etude du mécanisme de transfert des flexions à la jonction poutre poteau dans les structures en portiques mixtes soumises à une action sismique », Thèse de Doctorat, Université de Liege, Faculté des sciences appliquées, (2001-2002).
13. Luis F. Ibarra, « Global collapse of frames structures under seismic excitations », Thèse de Doctorat, Department of civil and environmental Engineering Stanford University, (December 2003).
14. Della Corte, G., De Matteis, G., Landolfo, R., « Influence of different hysteretic behaviours on seismic response of SDOF systems », 12th World Conference on Earthquake Engineering, paper 2402, (2000).
15. Kwak, H.G., Kim, S.P., « Nonlinear Dynamic Analysis of RC Frames under Earthquake Loading », Proceedings of the Ninth International Conference on Civil and Structural Engineering Computing, Civil-comp Press, Stirling, Scotland, paper 108, (2003).
16. Colombol, A., Negro, P., « Effects of strength deterioration on inelastic seismic demands », 12th European Conference on Earthquake Engineering, paper 272, (2002).
17. Mandal, P., « Expressions of curvature ductility for reinforced concrete sections », 12th European Conference on Earthquake Engineering, paper 784, (2002).
18. Inai, E., Hiraishi, H., « A method for evaluating deformation capacity of exterior reinforced concrete columns after flexural yielding », 12th World Conference on Earthquake Engineering, paper 1823, (2000).
19. Inoue, N., Inai, A., WADA, A., Kuramoto, H., Fujimoto, I., Iiba, M., « A shaking table test of reinforced concrete frames designed under old seismic regulations in japan », 12th World Conference on Earthquake Engineering, paper 1783, (2000).
20. Pampanin, S., Calvi, G.M., Moratti, M., « Seismic behaviour of reinforced concrete beam-column joints designed for gravity loads », 12th European Conference on Earthquake Engineering, paper 726, (2002).
21. Ashutosh, B., « Evaluation of performance of reinforced concrete buildings », Thèse Doctorat, Department of civil and environmental Engineering Carleton University, Ottawa, Canada (Marsh 2001).
22. Charpan, C., « Evaluation of the modal Push Over analysis Procedure using vertically regular and irregular generic frames », Thèse doctorat, Department of civil and environmental Engineering, University of California, Berkeley, (2002).
23. Schreiber, J., Ingham, M. J., Davidson, B. J., « Using damage indices to describe the influence of loading history on reinforced concrete structures », 12th European Conference on Earthquake Engineering, paper 624, (2002).

24. Ventura, C.E., Rahmatian, P., Li, K., Kubo, T., « Reliability of 3-D nonlinear dynamic analysis of seven storey reinforced concrete buildings », 12th European Conference on Earthquake Engineering, paper 595, (2002).
25. Combesure, D., Sollogoube, P., « Seismic assessment of existing facilities using nonlinear modeling. Some general consideration and examples of validation on experimental results », 12th European Conference on Earthquake Engineering, paper 628, (2002).
26. Edward, W., « Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering », Professor Emeritus of Structural Engineering University of California at Berkeley, USA Third Edition (January 2002).
27. Hyo-Gyoung, K., Sun-Pil, K., « Nonlinear analysis of reinforced concrete based on moment – curvature relation », Computers and structures, paper 80 (2002), 615-628.
28. Thomas, T., Hsu, C., « The unified theory of concrete », Houston, Texas © 1993 by CRC press Inc.
29. Takada, T., Nakano, T., « Seismic load effect directly linked to specified collapse mechanisms in ultimate limit state design », 12th World Conference on Earthquake Engineering, paper 2560, (2000).
30. Valles, R. E., Reinhorf, A. M., Kunnath, S. K., Madan, A., « IDARC 2D version 4.0 : a program for the inelastic damage analysis of buildings », Technical report NCEER-96-0010, (January 1996).
31. IDARC 2D version 5.5, Users guide, (July 2002).

APPENDICE A :

**Article publié dans la 7^{ème} conférence
internationale
sur le calcul des structures**



Analysis of Collapsed RC Structures from the Algiers Earthquake of May 21, 2003

N. Bourahla and S. Tafraout
Department of Civil Engineering
University of Blida, Algeria

Abstract

On Mai 21, 2003, a major earthquake shook violently the eastern part of Algiers. Significant damage was observed with a lot of cases of partial or total collapse of building structures. This paper focuses on the failure mechanisms of RC frames in an attempt to elucidate the causes of such behaviour.

A background information on the seismic event to help put the detailed post-seismic investigation data in perspective is first introduced. Structural damages related to RC frames are discussed in detail, with a particular emphasis on local failure modes of structural elements which lead to undesirable consequences that did cause concern about structural integrity. Three similar adjacent buildings which experienced contrasting level of damage are thoroughly examined and nonlinear dynamic analysis of the corresponding analytical models are carried out using recorded ground accelerations. The effects of uncertainties in material properties and simulated structural faults on the overall response of the buildings are investigated. The results confirm that inappropriate construction methods resulting in low strength capacity of some strategic element may cause dramatic failure to the entire system. The approach is potentially useful in understanding and evaluating the unexpected structural damage, which was not foreseen in the design process.

Keywords: collapse mechanism, nonlinear dynamic analysis, plastic hinge, earthquake damage, Zemmouri earthquake May 21, 2003.

1 Introduction

The main objective of all seismic codes and regulations is to avoid collapse of buildings in case of a major seismic event. In recent earthquakes, especially in developing countries, dramatic failures of entire constructions were observed at a large scale [1,3]. The Zemmouri earthquake (Algeria) was no exception, resulting in

the greatest loss to reinforced concrete frame buildings since the 1980 El-Asnam earthquake. Post-earthquake surveys documented and categorised well the damages [2]. However, the principal problem with engineering involvement in the damage assessment process is a lack of consistent structural damage assessments.

The earthquake damage information contained in this paper is based on a reconnaissance survey performed two weeks after the earthquake in the Boudouaou region (15 km from the epicentre).

The survey put a special emphasis on the ruin mechanism of particular reinforced concrete frame buildings that suffer damage ranging from minor cracks to total collapse. The damaged buildings were examined and the mode of local failure of the columns and beams were identified. The data of field investigations helped to determine the parameters that potentially influence the performance of the structures under seismic excitations and were introduced in the numerical models to carry out nonlinear dynamic analyses.

The analytical results assist to understand causes of premature structural failure due to poor material strength capacity, characterised by the slip-bond effect and the rapid degradation of cyclic stiffness and strength of the structural elements.

2 Damage investigation of collapsed buildings

On May 21, 2003, a major shallow earthquake of magnitude 6.8 (Mw) shook the eastern part of the capital city of Algiers (Algeria). The epicentre was located at 36.89N-3.78E just offshore from the locality of Zemmouri in the province of Boumerdes about 50 km from Algiers[2].

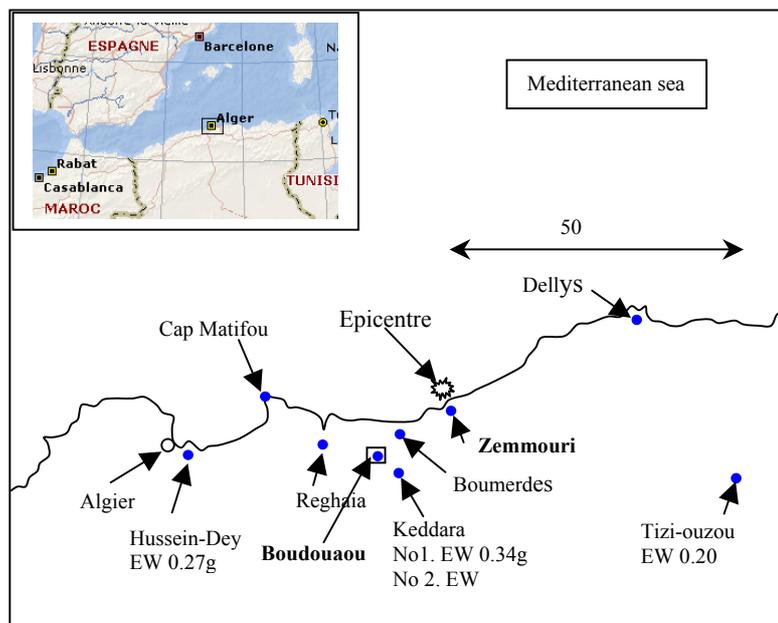


Figure 1. Location of the 21 May 2003 Zemmouri, Algeria Earthquake

The intensity of shaking was very strong in the epicentral region and attained remote areas. Damage was not only concentrated in the epicentral region, as expected, but several other areas were hard hit as well. The damaged buildings included in this survey were located in the locality of Boudouaou distant of 15 km from the epicentre.

The maximum acceleration amplitude of ground motion was measured as 0.34 g for EW direction, 0.26g for NS direction and 0.25g for vertical direction at the Keddara1 station about 20 km from the epicentre (National Earthquake Engineering Research Centre, Algiers). The investigated site (Boudouaou) is located 5 km from this station towards the epicentre.

The constructions are typical four-storey high residential buildings recently constructed. Some of them were occupied before the earthquake, the other were still under construction.

The most common type of damage is that occurring at the top and bottom ends of the columns of flexible first storeys. When several hinges take place a premature failure mechanism occurs and the building collapses partially or totally (Figure 2). Examples of this type of damage were numerous among the surveyed buildings.



Figure 2. Collapsed buildings

A closer inspection of the damaged elements shows that the concrete had unacceptably weak properties and in many cases there was either lack of reinforcing steel bars or inappropriate fitting of the latter.



Figure 3. Typical local damage of columns

For the most part, reinforced concrete structures are not susceptible to mid-span flexural damage of beams. However, in those few cases (Figure 4) where the load-bearing beams are long, vertical crack damage at mid-span and ends of beams occurred due to vertical component of the ground motion. This crack damage is less serious. However, the potential for much greater damage was significant.



Figure 4. Damage of beams in flexure

The most remarkable field observation in this site is the discrepancy in the damage level endured by three adjacent buildings. They were numbered 22, 23 and 24 by the official field investigation team as can be seen on Figure 5. The buildings were very similar in appearance but they responded in a totally different manner. The building 24 collapsed completely. Building 23 experienced severe damage and collapsed partially. Building 22, however, underwent only few plastic hinges at the columns of the first storey. It is worth noting also that the flower pots on the balcony of the latter did not fall down which indicates that the intensity of the acceleration was low.



Figure 5. Damage contrast in adjacent buildings

3 Inelastic damage analysis

In an effort to understand the behaviour of building structures during earthquake motions particularly the causes of failure cases reported by the above survey, inelastic damage analysis is carried out using the program IDARC [6].

Key parameters of the material characteristics were simulated and introduced into 2D models using nonlinear dynamic analysis to evaluate the inelastic response through damage analysis of members and the global structure.

3.1 Modeling of the structure

The structure is made of three by seven bays reinforced concrete frame. The geometrical configuration, element designation, dimensions and reinforcement details are shown in Figure 6 and 7. The design concrete strength is 25 MPa and the grade of the steel is 40. The beams and columns of the structure are modelled as flexural elements with shear deformations coupled. A smooth hysteretic behaviour is specified at both ends of each member to model the inelastic behaviour of the elements of the structure. The hysteretic model incorporates stiffness degradation, strength deterioration, non-symmetric response and pinching (slip-bond). An ideal reference model is first considered with hysteretic parameters assigned on the basis of well detailed ductile sections [4,5,6]. As will be pointed out later, a proper choice of hysteretic parameters is adjusted to simulate actual material properties. The structure is assumed to be fixed at the ground level (soil-structure interaction is ignored). However, the P-Delta effect and spread plasticity are included in the analysis. The initial stress states of members under dead and live loads that exist in the structure prior to the application of earthquake loads are first evaluated.

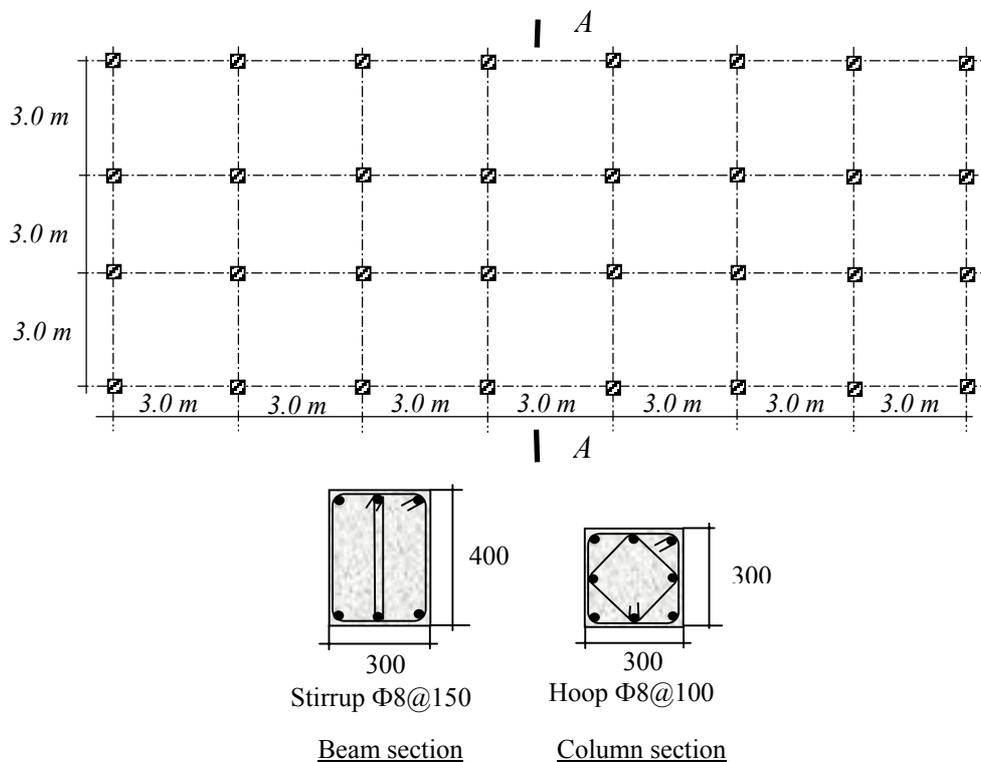


Figure 6. Floor plan and member sections

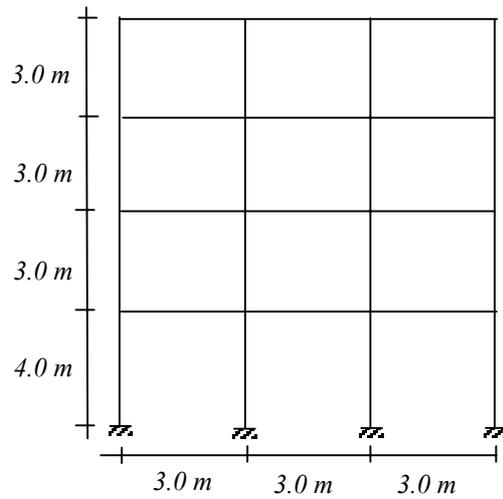


Figure 7. Frame elevation

3.2 Earthquake ground motion input and dynamic analysis

A relevant issue in the dynamic analysis is the choice of the earthquake ground motion input. For the purpose of the present analysis the model was subjected to a ground acceleration recorded at a station located in Dar-El-Beida (about 15 km from the building site). The duration of the strong motion is 30 seconds. The response analysis is carried out using the E-W component (0.52g) as well as the vertical component (0.16g) as shown in Figure 8.

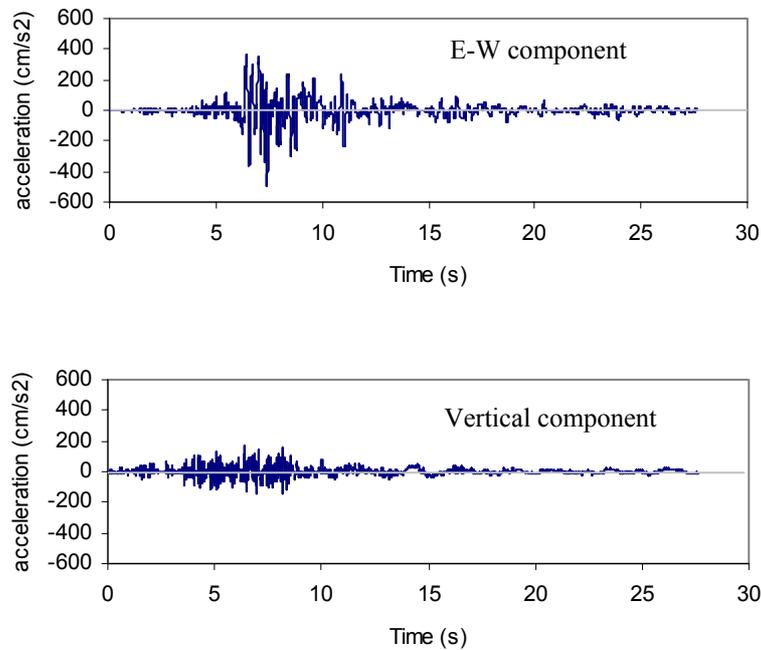


Figure 8. Earthquake ground accelerations

The step-by-step numerical integration is carried out at constant time interval 1/1000 sec. Internal viscous damping (Rayleigh damping) equal to 7 % is assumed.

4 Analysis results

A reference model assuming well detailed ductile sections is first considered. The global response measured in terms of the top floor displacement indicates that the overall behaviour is stable and the displacement time history is dominated by the fundamental frequency. The maximum displacement is less than 0.5% of the building height and a negligible permanent displacement can be noticed at the end of the time history response (Figure 9). As expected, the first storey shear-deformation hysteresis loops are stable with only minor degradation and pinching.

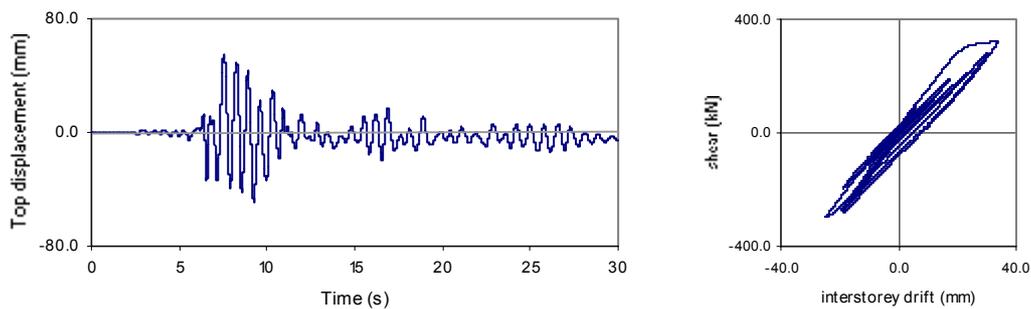


Figure 9. Time history and hysteresis loops response of the reference model

A second model is considered in which the hysteretic parameters of a degrading system are assigned to simulate the poor material characteristics [6]. Under the same earthquake ground motion conditions to which the reference model has been subjected, the building with degrading characteristics exhibit different behaviour. At an early stage several cracks and plastic hinges appeared on the elements of the lower storey and the building showed evidence of a considerable loss of overall stiffness which become visible on the response time history characterised by an elongated waveform (Figure 10). The maximum displacement of the top floor is about 20% higher than the reference model and more importantly, the permanent deformation is larger. It should be noted also that the storey shear–deformation hysteresis loops shows pronounced degradation in strength and stiffness as well as pinching.

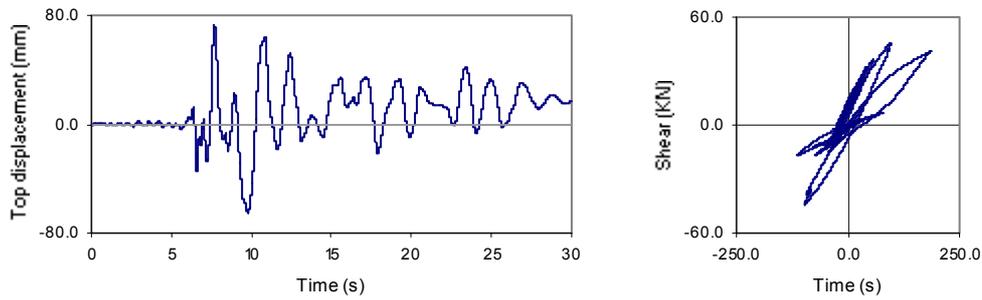


Figure 10. Time history and hysteresis loops response of the degrading model

Using the snapshot option of IDARC to estimate the softening of the structure due to inelastic behaviour, it was found that the fundamental period increased from 0.69s to 1.35s. Most of the columns of the structure cracked during the first strongest peak of the ground motion; however the columns of the lower storey experienced severe yielding and damage. The extent of damage predicted in the analysis in terms of hysteretic energy (Figure 11) is consistent with the damage observed on inspected buildings after the earthquake, except that the analytical hysteretic energy ratio in the columns of the third storey seemed to be relatively higher. Paradoxically, the damage indices calculated by IDARC were lower than the observed damage.

0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0
.32	.17	.17	.32
.08	.29	.29	.13
.03	.43	.43	.03

Figure 11. Hysteretic energy ratio statistics of the frame

The choice of the the hysteresis parameters: stiffness degradation, strength deterioration and slip-bond (pinching) is important. These parameters may vary within a range for a given material properties disparity. It was found that small variation in the slip-bond parameter to account for the observed slip may affect remarkably the overall behaviour of the structure and yield to a premature collapse of the entire structure. The above model is reanalysed with 10% change in the pinching parameter. This variation provoke the model to collapse after 7.6 seconds into the earthquake as shown on Figure 12.

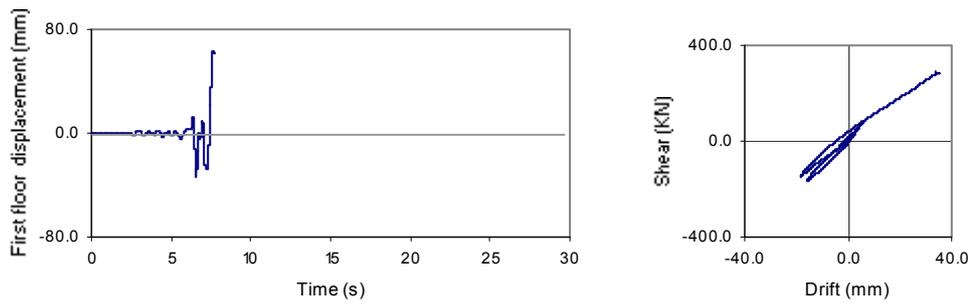


Figure 12. Time history and hysteresis loops response of collapsing model

The analysis revealed that the first elements to fail were the beams and columns of the first storey which led to exaggerated deformation and ultimately to a failure mechanism (Figure 13).

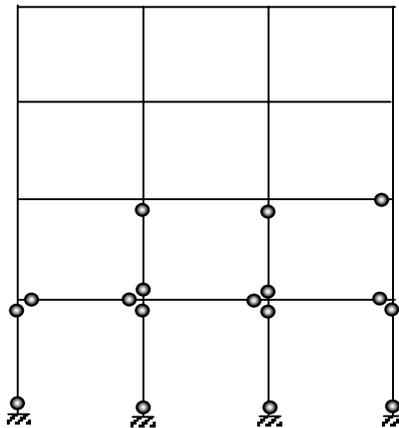


Figure 13. Plastic hinge distribution at collapse state

5 Conclusion

The Zemmouri earthquake of May 21, 2003 was destructive particularly to reinforced concrete frames. A reconnaissance survey performed after the earthquake emphasized on three similar adjacent buildings which experienced contrasting level of damage. Analytical damage analysis using nonlinear dynamic analysis showed that structure models having well detailed ductile sections (good concrete quality) would withstand the earthquake ground motion. Poor concrete properties are simulated in terms of stiffness degradation, strength deterioration and slip-bond effect. The damage predicted analytically is very pronounced and portrayed the observed damage. The inelastic behaviour becomes very instable such as a small change in the characteristics may provoke complete ruin of the structure which explains the disparity of the observed damage.

References

- [1] O. Aydan, "Soltandagi-Afyon earthquake of February 3, 2002", Preliminary earthquake report, Japan Society of Civil Engineers (JSCE), 2002.
- [2] M. Belazougui, M. N. Farsi and A. Remas, "Zemmouri earthquake of May 21, 2003 : Building damage assessment and causes", Proceedings of the International Conference on risk, vulnerability and reliability in construction Vol. 2, pp. 653-660, 2003.
- [3] M. Hamada et al., "The 2001 Kutch earthquake, Gujarat state, India, Investigation into damage to civil engineering structures", earthquake report, Japan Society of Civil Engineers (JSCE), 2001.
- [4] H. G. Kwak and S. P. Kim, "Nonlinear dynamic analysis of RC frames under earthquake loading", Proceedings of the Ninth International Conference on Civil and Structural Engineering Computing, B. H. V. Topping (editor), Civil-Comp Press, Stirling, U.K, paper 108, 2003.
- [5] H. G. Kwak and S. P. Kim, "Nonlinear analysis of RC beams based on moment-curvature relation", Computers and Structures, Vol. 80, pp615-628, 2002.
- [6] R. E. Valles, A. M. Reinhorn, S. K. Kunnath, C. Li and A. Madan, " IDARC 2D, program for the inelastic damage analysis of buildings", Technical Report NCEER-96-0010, 1996.

APPENDICE B :

Description du programme IDARC 2D

INTRODUCTION :

Le programme IDARC « Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete » ou « Programme d'analyse inélastique des dommages des structures en béton armé » a été produit en 1987 comme un programme d'analyse à deux dimensions pour étudier la réponse non linéaire des structures en béton armé à plusieurs niveaux. La version originale de ce dernier comporte les éléments structurels suivants :

- Eléments poteaux
- Eléments poutres
- Eléments voiles

La version originale du programme développé par Park & Ang (1984) inclut l'estimation de l'indice du dommage produit par chaque élément dans chaque niveau ainsi que pour l'ouvrage entier. Cet indice inclut le rapport entre la déformation max et ultime ainsi que le rapport entre l'énergie d'hystérésis dissipé et l'énergie monotone max.

Cette version du programme incorpore :

- Un système d'identification : analyse statique pour déterminer les propriétés des éléments et le mode de rupture ultime de l'ouvrage.
- Analyse de réponse dynamique : analyse dynamique élastique en pas à pas.
- Analyse de structure et analyse des dommages : l'analyse de la super structure et l'évaluation des dommages.

Cependant la dernière version, comporte quelques nouveautés tels que :

- L'ajout d'une routine pour le calcul automatique de la courbe enveloppe des éléments.
- Module d'analyse quasi-statique ou pseudo dynamique pour la comparaison avec les tests expérimentaux.
- L'ajout de l'effet P-Delta.

NOUVEAUTES DE LA DERNIERE VERSION DU PROGRAMME :

Dans la nouvelle version de IDARC, plusieurs paramètres sont ajoutés dans le programme pour rapporter plus de performance ainsi que de précision, parmi des nouveautés ajoutées :

- Amortissement hystérésis, Viscoélasticité, Frottement.
- Macro modèle pour les panneaux porteurs.
- Propagation de plasticité.
- Nouveaux modèles d'hystérésis.
- Nouveaux indicateurs de dommage.
- Nouvelle option « Pushover »
- Capture de la réponse durant l'analyse « snapshot ».
- Option d'amortissement proportionnel.

CAPTURE DE LA REPONSE D'UNE STRUCTURE :

Le programme IDARC permet d'avoir la réponse de la structure à n'importe quel moment durant l'analyse, plusieurs cas de capture peuvent être effectuée :

- profil de déplacement.
- Rapport de contrainte des éléments.
- Etat de rupture de la structure.
- Indice des dommages.
- Caractéristiques dynamiques (analyse des valeurs propres).

La définition de la capture de la réponse peut être effectuée soit par défaut ou défini par l'utilisateur. On choisissant la capture par défaut l'utilisateur doit définir les points de fissure, ou de rupture des poteaux, poutres, ou voiles de la structure qu'il désire voir les résultats de l'analyse.

Durant l'analyse l'état des poteaux, poutres, et voiles est observé. Quand un élément se fissure, se brise ou atteint sa valeur ultime, le programme préserve sa trace. Toutes les informations sont reportées graphiquement à la fin de l'analyse.

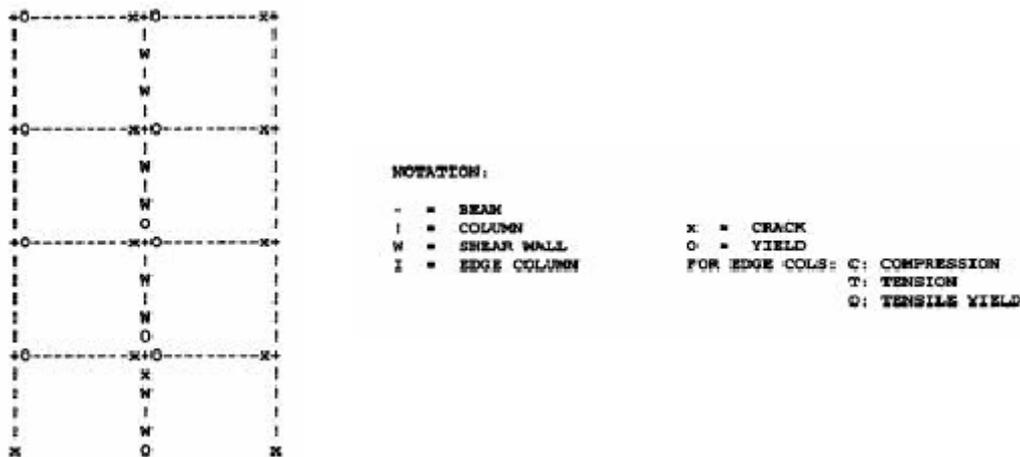


Figure 4.23 : Etat de contrainte d'une structure

REGLES D'HYSTERESIS :

La nouvelle version d'IDARC comporte plusieurs lois d'hystérésis tels que:

- Modèle Park à trois paramètres.
- Modèle tri linéaire.
- Modèle bi linéaire

Ainsi que d'autres modèles sont incorporés dans cette version pour simuler les d'autres comportements. Le choix de ces lois est effectué selon les besoins de l'utilisateur. On dispose dans le programme IDARC de deux types globaux des modèles d'hystérésis, dont le premier c'est le modèle Bilinéaire et le second est le Multilinéaire lisse, où pour chaque type on peut avoir la variation des paramètres voulus pour avoir la dégradation voulue.

Les suivantes figures présentent les modèles d'hystérésis, ainsi que les courbes de dégradation des diverses paramètres :

Modèle Multilinéaire :

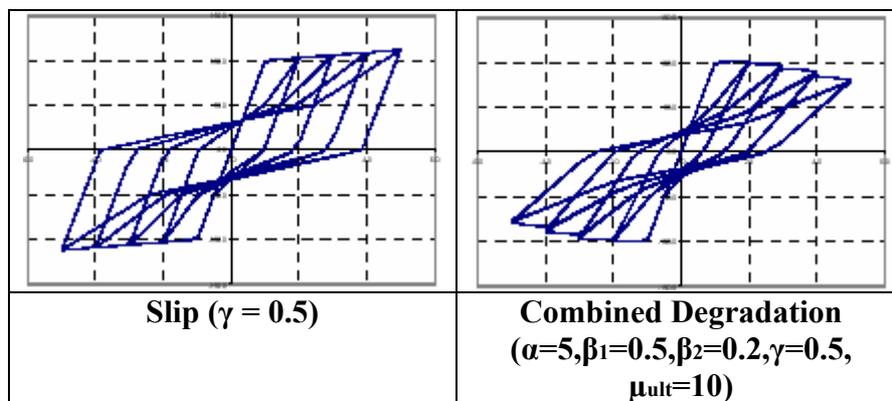
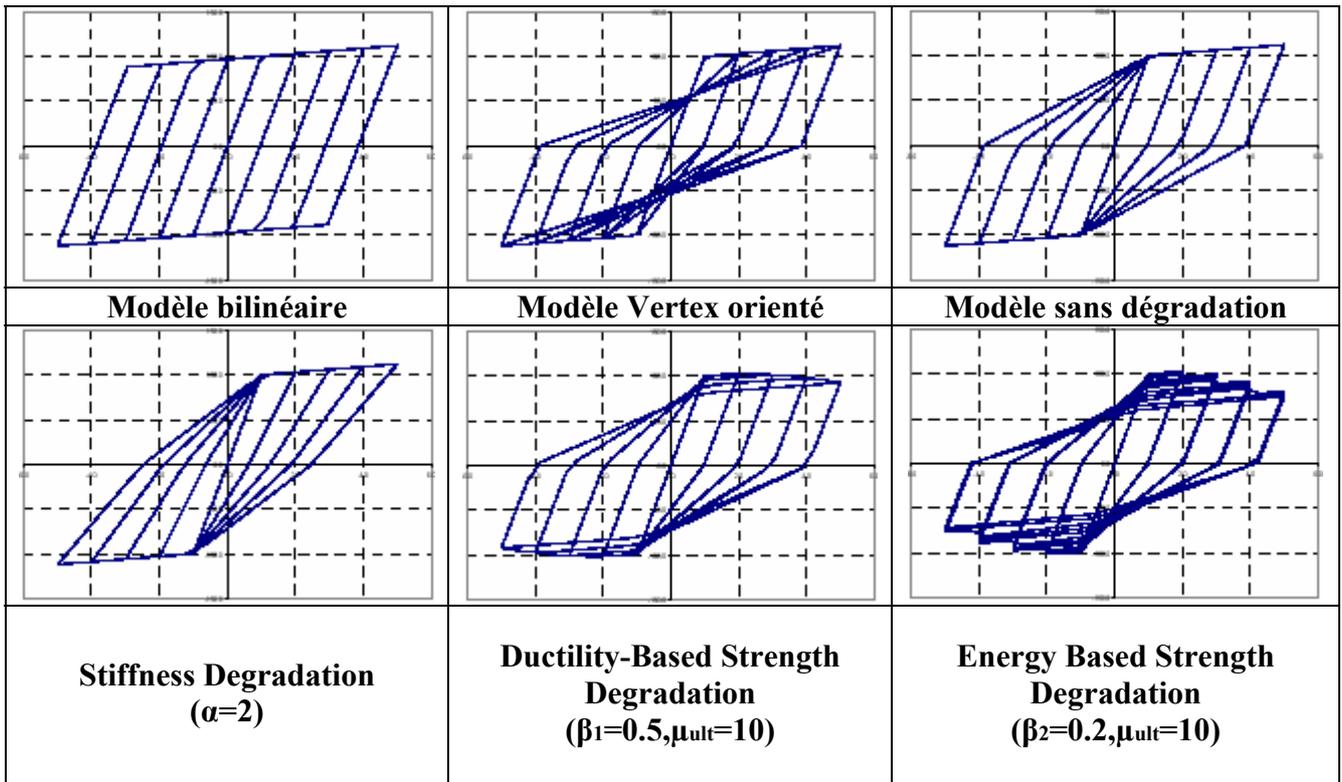


Figure: Présentation qualitative de l'effet de dégradation des paramètres dans le comportement hystérique du modèle multilinéaire

Modèle lisse “ smooth model”:

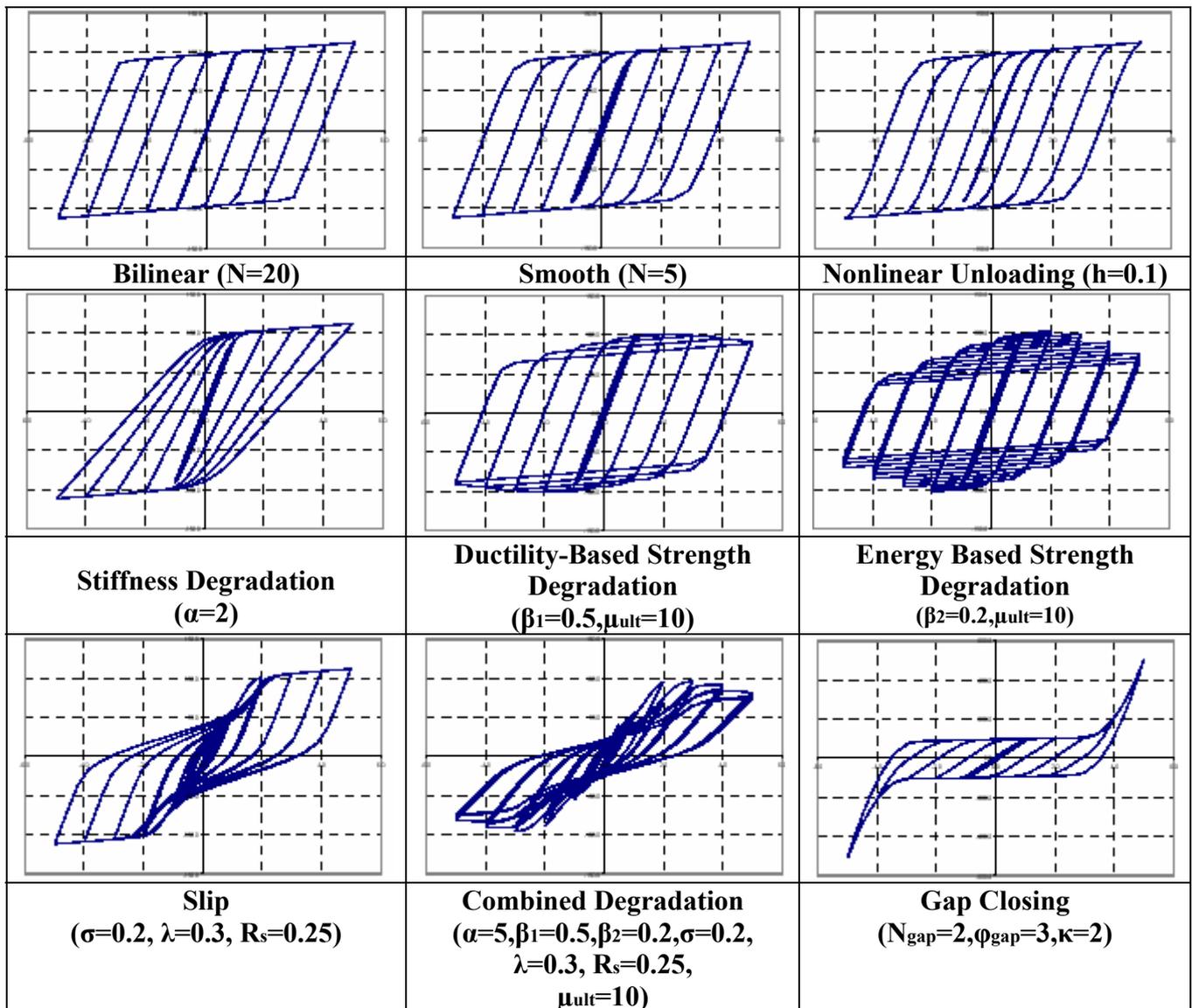


Figure : Présentation qualitative de l’effet de dégradation des paramètres dans le comportement hystérique du modèle multilinéaire

ANALYSE DES DOMMAGES :

La nouvelle version d’IDARC incorpore plusieurs modèles d’indice de dommage : (1) le modèle Park & Ang (Park et al. 1984 ; Kunnath et al. 1992b) ; (2) le modèle basé sur la fatigue introduit par Reinhorf et Valles (1995) ; et un troisième modèle qui dépend sur la variation de la période fondamentale de la structure. Les modèles de Park & Ang ainsi que celui de la fatigue peuvent être utilisés pour calculer les différents indices de dommages.

Le tableau qui suit présente l’indice de dommage, ainsi que les dégâts observés et interprétés par Park & al. 1984 :

Degré de dommage	Apparence physique	Indice de dommage	Etat de l'ouvrage
Rupture	Rupture partielle ou totale de l'ouvrage	> 1.0	Perte du bâtiment
Sévère	Ecrasement du béton extensif, ouverture des aciers transversaux	0.4 – 1.0	Peut être réparé
Modéré	Large fissuration du béton extensif, éclatement du béton dans les zones faible	< 0.4	Réparable
Mineur	Mineurs fissuration ; décollage du béton dans les poteaux	/	/
Faible	Quelque fissuration	/	/

PREPARATION DU FICHER INPUT :

La préparation du fichier input est effectuée selon l'organigramme suivant :

1. Définition des paramètres généraux :
 - Système d'unité.
 - Types d'éléments.
 - Géométrie. (dimensions)
 - Types de portiques.

2. Introduction des propriétés des matériaux :
 - Béton.
 - Armatures
 - Panneaux porteurs.
 - ... Autres

3. Choix du modèle d'hystérésis :
 - Modèle multilinéaire.
 - Modèle smooth.

4. Choix des options d'analyse :
 - Analyse statique inélastique.
 - Analyse monotone pushover
 - o Control de force.
 - o Control de déplacement.
 - Analyse dynamique non linéaire
 - Analyse quasi-statique.

5. Choix des options du fichier output.
 - Capture de la contrainte, déformation, dommage.
 - Control du output des niveaux.
 - Hystérésis des éléments.
 - ... Autres.

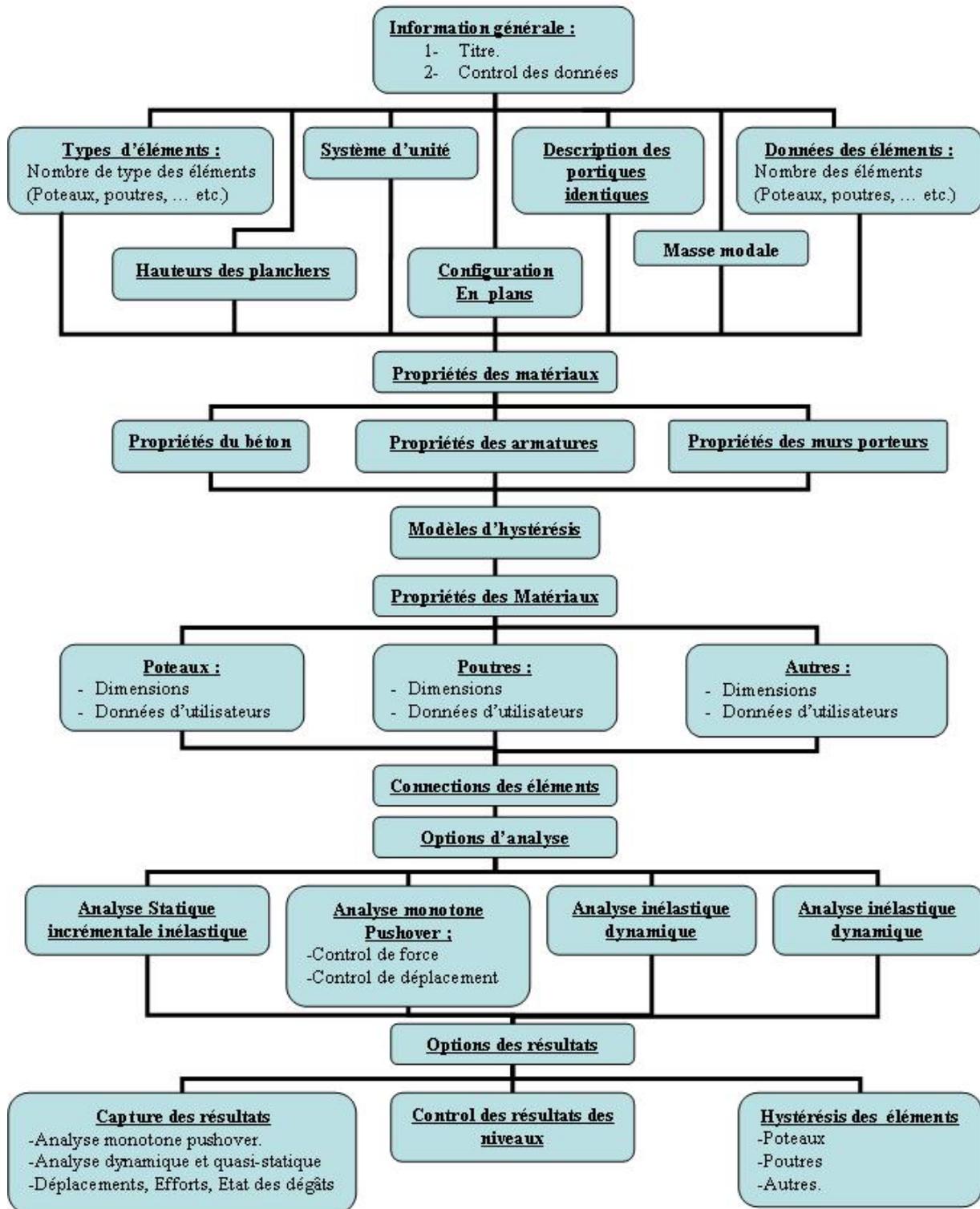


Figure : Organigramme de préparation du fichier Input du Programme IDARC

APPENDICE C :

Modèle type du Ficher Input

```

analyse of modele
Control Data
4,1,0,0,0,1,1,1,1
Element types
8,2,0,0,0,0,0,0,0,0
Element data
16,12,0,0,0,0,0,0,0
Unit system
2
Floor elevations
4000, 7000, 10000 , 13000
Number of duplicate frames
1
No of column lines
4
Nodal weight
1,1,61.45,61.45,61.45,61.45
2,1,61.45,61.45,61.45,61.45
3,1,61.45,61.45,61.45,61.45
4,1,61.45,61.45,61.45,61.45
Env generation option
1
Hysteretic Control
2
1, 2, 200, 0.01, 0.01, 10, 0.5, 0.2, 100, 0.25, 2, 1000, 2
2, 2, 200, 0.01, 0.01, 10, 0.5, 0.2, 100, 0.25, 2, 1000, 2
Column input option
1
Column data
1, 0, 0, 0, 4000, 200, 200
1, 2.20e10, 2.34e6, 9.02e5, 72000, 100000, 0.004, 0.008, 0.03
72000, 100000, 0.004, 0.008, 0.03
1, 2.20e10, 2.34e6, 9.02e5, 72000, 100000, 0.004, 0.008, 0.03
72000, 100000, 0.004, 0.008, 0.03
2, 0, 0, 0, 3000, 200, 200
1, 2.20e10, 2.34e6, 9.02e5, 64000, 85000, 0.003, 0.008, 0.03
64000, 85000, 0.003, 0.008, 0.03
1, 2.20e10, 2.34e6, 9.02e5, 64000, 85000, 0.003, 0.008, 0.03
64000, 85000, 0.003, 0.008, 0.03
3, 0, 0, 0, 3000, 200, 200
1, 2.20e10, 2.34e6, 9.02e5, 55000, 80000, 0.003, 0.008, 0.03
55000, 80000, 0.003, 0.008, 0.03
1, 2.20e10, 2.34e6, 9.02e5, 55000, 80000, 0.003, 0.008, 0.03
55000, 80000, 0.003, 0.008, 0.03
4, 0, 0, 0, 3000, 200, 200
1, 2.20e10, 2.34e6, 9.02e5, 44000, 75000, 0.003, 0.008, 0.03
44000, 75000, 0.003, 0.008, 0.03
1, 2.20e10, 2.34e6, 9.02e5, 44000, 75000, 0.003, 0.008, 0.03
44000, 75000, 0.003, 0.008, 0.03
5, 0, 0, 0, 4000, 200, 200
1, 2.20e10, 2.34e6, 9.02e5, 86000, 120000, 0.004, 0.008, 0.03
86000, 120000, 0.004, 0.008, 0.03
1, 2.20e10, 2.34e6, 9.02e5, 86000, 120000, 0.004, 0.008, 0.03
86000, 120000, 0.004, 0.008, 0.03
6, 0, 0, 0, 3000, 200, 200
1, 2.20e10, 2.34e6, 9.02e5, 74000, 95000, 0.003, 0.008, 0.03
74000, 95000, 0.003, 0.008, 0.03
1, 2.20e10, 2.34e6, 9.02e5, 74000, 95000, 0.003, 0.008, 0.03
74000, 95000, 0.003, 0.008, 0.03
7, 0, 0, 0, 3000, 200, 200
1, 2.20e10, 2.34e6, 9.02e5, 61000, 90000, 0.003, 0.008, 0.03

```

				61000,	90000,	0.003,	0.008,	0.03
1,	2.20e10,	2.34e6,	9.02e5,	61000,	90000,	0.003,	0.008,	0.03
				61000,	90000,	0.003,	0.008,	0.03
8,	0,	0,	0,	3000,	200,	200		
1,	2.20e10,	2.34e6,	9.02e5,	50000,	70000,	0.003,	0.008,	0.03
				50000,	70000,	0.003,	0.008,	0.03
1,	2.20e10,	2.34e6,	9.02e5,	50000,	70000,	0.003,	0.008,	0.03
				50000,	70000,	0.003,	0.008,	0.03

Beam input type

1

Beam data

1,	3000,	150,	150					
2,	6.15e10,	1.48e6,	90000,	140000,	0.001,	0.006,		0.03
				140000,	200000,	0.001,	0.006,	0.03
2,	6.15e10,	1.48e6,	90000,	140000,	0.001,	0.006,		0.03
				140000,	200000,	0.001,	0.006,	0.03
2,	4000,	150,	150					
2,	6.15e10,	1.48e6,	90000,	140000,	0.001,	0.006,		0.03
				140000,	200000,	0.001,	0.006,	0.03
2,	6.15e10,	1.48e6,	90000,	140000,	0.001,	0.006,		0.03
				140000,	200000,	0.001,	0.006,	0.03

Column connectivity

1,4,1,1,3,4
 2,8,1,2,3,4
 3,8,1,3,3,4
 4,4,1,4,3,4
 5,3,1,1,2,3
 6,7,1,2,2,3
 7,7,1,3,2,3
 8,3,1,4,2,3
 9,2,1,1,1,2
 10,6,1,2,1,2
 11,6,1,3,1,2
 12,2,1,4,1,2
 13,1,1,1,0,1
 14,5,1,2,0,1
 15,5,1,3,0,1
 16,1,1,4,0,1

Beam connectivity

1,2,4,1,1,2
 2,1,4,1,2,3
 3,2,4,1,3,4
 4,2,3,1,1,2
 5,1,3,1,2,3
 6,2,3,1,3,4
 7,2,2,1,1,2
 8,1,2,1,2,3
 9,2,2,1,3,4
 10,2,1,1,1,2
 11,1,1,1,2,3
 12,2,1,1,3,4

Type of Analysis

3

Static loads

12,0,0,0

1, 0

Beam load

1, 1, 5.8e-3

1, 2, 5.8e-3

1, 3, 5.8e-3

1, 4, 5.8e-3

1, 5, 5.8e-3
1, 6, 5.8e-3
1, 7, 5.8e-3
1, 8, 5.8e-3
1, 9, 5.8e-3
1, 10, 5.8e-3
1, 11, 5.8e-3
1, 12, 5.8e-3
Dynamic Analysis Control Data
0.33,0.24, 5e-3, 30, 7,3
Wave data
1, 6000,0.005
TAFT - EARTHQUAKE
kedaraew.prn
kedarav.prn
SNAPSHOT CONTROL DATA
0
1,1,1,1,1
Output options
1, 5e-3, 4
story drift.PRN
Hys output
2,0,0,0,0,0
column output
14
13