

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA DE BEJAIA
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire

En vue de l'obtention du diplôme de MAGISTER en Génie Civil
Option : MATERIAUX ET STRUCTURES

Présenté par

Adnane OURABAH

ANALYSE NON LINEAIRE STATIQUE ET DYNAMIQUE DES STRUCTURES TRIDIMENSIONNELLES AUTO-STABLES

Soutenu le 08/12/2009, devant le jury composé de :

Mr DAHMANI Abdelnasser	Professeur	Université de Bejaia	Président
Mr TAHAKOURT Abdelkader	Professeur	Université de Bejaia	Rapporteur
Mr KADRI Mohamed	M.C.A	Université de Boumerdes	Examineur
Mr CHERRARED Merzouk	M.C.A	Université de Bejaia	Examineur
Mr SEGHIR Abdelghani	M.A.A	Université de Bejaia	Invité

Il faut avoir le courage de dire des choses imparfaites, de renoncer au mérite d'avoir fait tout ce qu'on pouvait faire, d'avoir dit tout ce qu'on pouvait dire, enfin de sacrifier son amour-propre au désir d'être utile et d'améliorer la marche du progrès.

Lavoisier

Résumé

La recherche parasismique devient de plus en plus indispensable avec la complexité croissante des problèmes à traiter, et qui est un défi permanent pour la recherche. C'est un domaine qui est devenu très délicat, surtout que les tremblements de terre sont de plus en plus intenses et dévastateurs. Ceci est en particulier, dans la détermination des caractéristiques des séismes dans différents sites, et du comportement dynamique des structures et de leur réponse non linéaire.

L'objectif de ce travail, est la modélisation statique et dynamique des structures auto-stables en non linéaire, en se basant sur la théorie de l'élément poutre de Bernoulli. La formulation des éléments est effectuée par deux méthodes, à savoir ; la méthode des déplacements et la méthode des forces.

Dans la première partie de ce mémoire, on présentera une recherche bibliographique sur des modèles de comportement par hystérésis du béton, et les méthodes de discrétisation de l'élément poutre pour introduire l'effet inélastique de la réponse, ainsi que les modèles de non linéarité qui dépendent de la notion des rotules plastiques. On présentera, les deux types de formulation de l'élément poutre, qui est basée en linéaire par la méthode des déplacements (méthode de rigidité), et particulièrement en non linéaire par la méthode des forces (méthode de souplesse).

Dans la deuxième partie de ce mémoire, on s'étalera sur les techniques de résolution des systèmes d'équation en statique et dynamique dans le domaine non linéaire, une description de la résolution temporelle pas à pas basé sur un schéma implicite de Newmark. Et la méthode de la poussée progressive (pushover), dans l'analyse statique non linéaire.

Des applications seront présentées, sur différents types de structures auto stable, pour des analyses dynamiques non linéaire sous différent types d'accélérogrammes, et des analyses pushover basées sur le règlement Américain FEMA 273. Les analyses seront faites par un logiciel de calcul libre non linéaire basées sur la méthode des éléments finis.

Mots clés : Structure, hystérésis, non linéaire, dynamique, pushover, rotule plastique, modélisation

NONLINEAR STATIC AND DYNAMIC ANALYSIS OF FRAMED STRUCTURES

Abstract

Seismic research becomes increasingly essential with the growing complexity of problems to be addressed, and is an ongoing challenge for research. This is an area that has become very difficult, especially since earthquakes are more intense and devastating. This is particularly in determining the characteristics of earthquakes in different locations, and dynamic behavior of structures and their nonlinear response.

The objective of this work is modeling static and dynamic nonlinear framed structures, based on the theory of Bernoulli beam element. The formulation of the elements is performed by two methods; the displacement method and the method of forces.

In the first part of this report, we present a literature search on models of hysteretic behavior of concrete, and methods of discretization of the beam element to introduce the effect of inelastic response, and models of nonlinearity which depend on the concept of plastic hinges. We will present two types of beam's formulation, which is based on linear displacement method (method of stiffness), especially in non-linear force method (flexibility method).

In the second part of this report, we will discuss about the techniques of solving systems of equations in static and dynamic in the nonlinear, a description of the temporal resolution step by step based on a Newmark's scheme and the pushover method in the nonlinear static analysis. Applications will be presented on different types of framed structures for nonlinear dynamic analysis under different types of accelerograms, and pushover analysis based on the rules of American FEMA 273. The analysis will be made by free software for calculating non-linear response based on the finite element method.

Keywords: Structure, hysteresis, nonlinear, dynamic, pushover, plastic hinge, modeling

TABLE DES MATIERES

LISTE DES FIGURES	i
LISTE DES TABLEAUX	iii
LISTE DES SYMBOLES	iv
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	3
1.1 GENERALITES	3
1.2 MODELES D'HYSTERESIS DU BETON ARME.....	4
1.2.1 Modèle bilinéaire	4
1.2.2 Modèle de Takeda.....	5
1.2.3 Q-Modèle	7
1.2.4 Gamma modèle	8
1.3 APERÇU SUR LES MODELES DISCRETS.....	8
1.3.1 Modèle en bloc.....	9
1.3.2 Modèle de non linéarité distribuée	11
1.4 CONCLUSION.....	13
CHAPITRE 2 MODELISATION DES STRUCTURES AUTO STABLES EN BETON ARME ..	15
2.1 INTRODUCTION	15
2.2 COMPORTEMENT HYSTERETIQUE DES STRUCTURES EN BETON ARME	15
2.3 ELEMENT DE FORCE ET DEFORMATION	18
2.4 FORMULATION DE L'ELEMENT POUTRE.....	23
2.4.1 La méthode de rigidité	23
2.4.2 La méthode de souplesse.....	26
2.5 CONCLUSION.....	29
CHAPITRE 3 ANALYSE STATIQUE ET DYNAMIQUE NON LINEAIRE	30
3.1 INTRODUCTION.....	30
3.2 METHODES D'ANALYSE	30
3.2.1 Analyses élastiques	30
3.2.2 Analyses inélastiques	31
3.3 DESCRIPTION DE L'ANALYSE TEMPORELLE.....	32
3.3.1 Equation du mouvement incrémentale	32
3.4 DESCRIPTION DE L'ANALYSE PUSHOVER.....	36
3.4.1 Types de résultats.....	37
3.4.2 Formulation de l'analyse pushover	38
3.4.3 Le déplacement cible.....	39
3.4.4 Distribution de la force latérale.....	42
3.5 CONCLUSION.....	43
CHAPITRE 4 LOGICIELS DE CALCUL NON LINEAIRE ET APPLICATIONS	44
4.1 INTRODUCTION.....	44
4.2 FEDEASLAB.....	44
4.2.1 Organisation du script de simulation.....	45
4.3 APPLICATION DE L'ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE.....	49
4.3.1 Portique auto-stable.....	49
4.3.2 Portique à trois niveaux.....	55
4.3.3 Interprétation des résultats	59
4.4 APPLICATION DE L'ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE (PUSHOVER).....	61
4.4.1 Interprétation des résultats	69
4.5 CONCLUSION.....	69
CONCLUSION GENERALE	71
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	73

LISTE DES FIGURES

Figure	Titre	Page
Fig. 1.1	Modèle bilinéaire	5
Fig. 1.2	Modèle de Takeda pour de larges cycles inélastiques	6
Fig. 1.3	Modèle de Takeda pour de petits cycles inélastiques	7
Fig. 1.4	Q Modèle	7
Fig. 1.5	γ Modèle	8
Fig. 1.6	Modèle de plasticité	9
Fig. 1.7	Modèle inélastique dégradable de la jonction poteau-poutre	11
Fig. 1.8	Modèle multi-ressorts de TAKAYANAGI	12
Fig. 1.9	Décomposition de la poutre en un ensemble de sous-éléments.....	13
Fig. 2.1	Réponse sous charge statique d'une poutre et d'un poteau	16
Fig. 2.2	Réponse sous chargement cyclique d'une console (Carvalho, 1993).....	17
Fig. 2.3	Forces et déplacements de l'élément dans le repère global.....	18
Fig. 2.4	Forces et déplacements de l'élément dans le repère local.....	20
Fig. 2.5	Forces de déformations dans le repère local.....	20
Fig. 2.6	Rotation des axes d'un élément poutre 3D.....	21
Fig. 2.7	Phases de résolution par la méthode de rigidité.....	25
Fig. 2.8	Phases de résolution par la méthode de souplesses.....	28
Fig. 3.1	Coefficient d'influence non linéaire.....	33
Fig. 3.2	Courbe de capacité (pushover) d'une structure.....	37
Fig. 3.3	Détermination de la rigidité effective.....	40
Fig. 3.4	Distribution verticale de la charge latérale selon FEMA.....	42
Fig. 4.1	Structure des données dans FedeasLab.....	45
Fig. 4.2	Procédure de traitement et d'analyse sous Fedeaslab.....	46
Fig. 4.3	Portique auto stable.....	46
Fig. 4.4	Portique auto stable en béton armé.....	49
Fig. 4.5	Accélérogramme du séisme de Blida.....	50
Fig. 4.6	Spectre de calcul de l'accélérogramme de Blida.....	50
Fig. 4.7	Accélérogramme du séisme de l'Impérial Valley d'El-Centro.....	50
Fig. 4.8	Spectre de calcul de l'accélérogramme d'EL-Centro.....	51
Fig. 4.9	Accélérogramme du séisme de Dar El Beida.....	51
Fig. 4.10	Spectre de calcul de l'accélérogramme de Dar El Beida.....	51
Fig. 4.11	Déplacement relatif du nœud 2 sous l'accélérogramme de Blida.....	52
Fig. 4.12	Accélération relative du nœud 2 sous l'accélérogramme de Blida.....	52
Fig. 4.13	Boucle d'hystérésis sous l'accélérogramme de Blida.....	52
Fig. 4.14	Déplacement relatif du nœud 2 sous l'accélérogramme d'El-Centro.....	53
Fig. 4.15	Accélération relative du nœud 2 sous l'accélérogramme d'El-Centro.....	53
Fig. 4.16	Boucle d'hystérésis sous l'accélérogramme d'El-Centro.....	53
Fig. 4.17	Déplacement relatif du nœud 2 sous l'accélérogramme de Dar el Beida...	54
Fig. 4.18	Accélération relative du nœud 2 sous l'accélérogramme de Dar El Beida..	54
Fig. 4.19	Boucle d'hystérésis sous l'accélérogramme de Dar El Beida.....	54
Fig. 4.20	Portique à 3 niveaux.....	55
Fig. 4.21	Déplacement relatif du nœud 2 sous l'accélérogramme de Blida.....	56
Fig. 4.22	Accélération relative du nœud 2 sous l'accélérogramme de Blida.....	56
Fig. 4.23	Boucle d'hystérésis sous l'accélérogramme de Blida.....	56
Fig. 4.24	Déplacement relatif du nœud 2 sous l'accélérogramme d'El-Centro.....	57
Fig. 4.25	Accélération relative du nœud 2 sous l'accélérogramme d'El-Centro.....	57

Fig.4.26	Boucle d'hystérésis sous l'accélérogramme d'El-Centro.....	57
Fig.4.27	Déplacement relatif du nœud 2 sous l'accélérogramme de Dar El Beida...	58
Fig.4.28	Accélération relative du nœud 2 sous l'accélérogramme de Dar El Beida..	58
Fig.4.29	Boucle d'hystérésis sous l'accélérogramme de Dar El Beida.....	58
Fig.4.30	Force Sinusoïdale	60
Fig.4.31	Déplacement du nœud 2 sous la force sinusoïdale.....	60
Fig.4.32	Boucle d'hystérésis sous la force sinusoïdale.....	60
Fig.4.33	Structure en R+5.....	61
Fig.4.34	Structure en R+8.....	62
Fig.4.35	Courbe Force – Déformation.....	63
Fig.4.36	Courbe pushover d'une structure R+5.....	64
Fig.4.37	Formation des rotules plastiques à l'étape 23.....	65
Fig.4.38	Formation des rotules plastiques à la dernière étape	65
Fig.4.39	Courbe pushover d'une structure R+8.....	67
Fig.4.40	Formation des rotules plastiques à l'étape 23.....	68
Fig.4.41	Formation des rotules plastiques à la dernière étape.....	68

LISTE DES TABLEAUX

Tableau	Titre	Page
Tableau 3.1	Valeurs du facteur de modification C_0	40
Tableau 3.2	Valeur du facteur de modification C_2	41
Tableau 4.1	Caractéristiques du portique	49
Tableau 4.2	Résultats des analyses	55
Tableau 4.3	Caractéristiques de la structure	55
Tableau 4.4	Résultats des analyses.....	59
Tableau 4.5	Caractéristiques des structures	61
Tableau 4.6	Résultats de l'analyse pushover de la structure R+5	64
Tableau 4.7	Résultats de l'analyse pushover de la structure R+8	66

LISTE DES SYMBOLES

- a(x) Vecteur d'interpolation des déplacements
- b(x) Vecteur d'interpolation des forces
- C Matrice d'amortissement
- c La célérité des ondes
- C_{vx} La force latérale
- D(x) Vecteur des forces internes
- d(x) Vecteur des déformations
- F Matrice de souplesse
- F_c Limite de fissuration
- f_D Force d'amortissement
- f_I Force d'inertie
- f_S Force élastique
- F_y Limite élastique
- h_i Hauteur de la base jusqu'au niveau i.
- h_x Hauteur de la base jusqu'au niveau x
- K Matrice de rigidité globale
- k Matrice de rigidité élémentaire
- K_e Rigidité latérale effective
- K_i Rigidité latérale élastique
- K_r Rigidité de déchargement
- K_y Rigidité élastique (initiale)
- L_R Matrice de rotation
- L_{RBM} Matrice de transformation incluant les modes rigides
- M La matrice masse
- M^* C^* et Q^* Les propriétés du système à 1DDL équivalent
- $M_y(x)$ Moment de flexion autour de l'axe y
- $M_z(x)$ Moment de flexion autour de l'axe z
- $N(x)$ Force axiale
- P Les forces nodales dans le système global
- p Les déplacements nodaux dans le système global
- P Vecteur de chargement
- Q Les forces généralisées

q	Les déplacements généralisés
Q	Vecteur des forces
\bar{Q}	Les forces nodales dans le système local
\bar{q}	Les déplacements nodaux dans le système local
R	Matrice des cosinus directeurs
R	Le rapport de résistance pour le calcul du facteur de la limite élastique
R'	Matrice de rotation d'un élément vertical
S_a	L'accélération spectrale
T_0	La période propre fondamentale
T_e	La période fondamentale équivalente de la structure dans la direction considérée
T_i	La période fondamentale qui résulte d'une analyse dynamique élastique
U_m	Déplacement maximum
U_y	Déplacement limite
V_y	La limite élastique calculée à partir du diagramme bilinéaire
W	Poids total de la structure
W_i	Fraction du poids total de la structure assignée au niveau i.
W_x	Fraction du poids total de la structure assignée au niveau x
x_i	Déplacement au sommet de la structure
\ddot{x}_g	L'accélération sismique
α	Paramètre de la dégradation de la rigidité
β	Rapport entre la rigidité post-élastique et la rigidité initiale
δt	Déplacement cible
$\Delta v, \Delta \dot{v}, \Delta \ddot{v}$	Les vecteurs des déplacements, vitesses et des accélérations
Δt	Pas de temps
$\varepsilon(x)$	Déformation axiale
μ	Facteur de ductilité
ϕ	Vecteur propre du mode fondamental
$\chi^y(x)$	Courbure autour de l'axe y
$\chi^z(x)$	Courbure autour de l'axe z

INTRODUCTION GENERALE

La recherche parasismique devient de plus en plus indispensable avec la complexité croissante des problèmes à traiter, et qui est un défi permanent pour la recherche. C'est un domaine qui est devenu très délicat, surtout que les tremblements de terre sont de plus en plus intenses et dévastateurs. Ceci est en particulier, dans la détermination des caractéristiques des séismes dans différents sites, et du comportement dynamique des structures et de leurs réponses non linéaires.

Dans ce contexte, sans se baser sur les caractéristiques de la force sismique et de la fiabilité de l'analyse, une adéquate compréhension du comportement dynamique, qui apparaît comme une importance majeure dans l'évaluation de la réponse sismique doit être mise en considération, surtout avec l'accroissement du degré de complexité de la réponse non linéaire des structures.

La simulation du comportement par hystérésis sous des excitations sismiques est un problème très délicat, et qui dépend de la modélisation du comportement local des éléments et de leur interaction. La difficulté réside dans la représentation du comportement par hystérésis dans les régions critiques (les appuis des structures, les zones nodales sous la combinaison des effets du moment de flexion, effort de cisaillement et effort axial) qui subissent de forts cycles de déformations inélastiques.

Le peu d'essais réels à échelles réduites sur la réponse du comportement global, à cause du coût très élevé, induit à un manque d'amélioration du comportement sismique des structures. Ceci étant, sur la base de ces essais, des modèles analytiques du comportement des régions critiques, sont utilisées pour la simulation du comportement global des structures.

Dans tout les cas, les modèles analytiques sont conditionnés par la modélisation informatique qui trouve des difficultés en programmation, et elle est limitée à des modèles simples qui proposent de concentrer les zones inélastiques aux extrémités des éléments (rotule plastique).

L'objet du présent travail, est l'analyse non linéaire des structures auto-stables, basée sur deux formulations de discrétisation (force et déplacement) de l'élément poutre, sous chargement statique et dynamique. Pour l'analyse statique non linéaire, on utilise la méthode de la poussée progressive (pushover), et l'analyse dynamique par la méthode d'intégration temporelle pas à pas.

Ce manuscrit est organisé en quatre chapitres dont le premier est consacré aux différents types de lois de comportement ainsi qu'aux techniques de discrétisation de l'élément poutre. Dans le second chapitre, sont présentées les deux méthodes de formulation, et dans le troisième, on passe à l'analyse statique et dynamique non linéaire des structures. Le quatrième chapitre fait l'objet de la présentation des logiciels utilisés et des applications sur quelques types de structures. Finalement une conclusion générale clôture le manuscrit.

CHAPITRE 1 ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Généralités

Dans les régions de forte intensité sismique, la réponse des structures sous un tremblement de terre n'est pas élastique durant leur service. Les recommandations actuelles dans la conception parasismique des structures, prévoit que la réponse élastique est exacte que sous de petites magnitudes, et de prévoir d'après l'expérience, différents degrés de dommages pendant des efforts modérés. La réponse des structures auto-stables sous un séisme dépend de plusieurs facteurs, comme les caractéristiques du séisme, la qualité du sol et les propriétés structurelles.

La détermination des propriétés structurelles des bâtiments auto-stables est une étape essentielle dans l'évaluation de la réponse sismique. Typiquement, la rigidité initiale, la capacité ultime et les différentes demandes de ductilité sont des paramètres inclus dans cette évaluation. [6]

Dans certain cas, il est nécessaire de prendre en compte la rigidité résiduelle après un séisme de forte intensité. L'évaluation complète dans le calcul parasismique des structures auto-stables exige souvent une analyse dynamique non linéaire. En raison des interactions complexes entre les différentes composantes des structures [7], leurs caractéristiques dynamiques jusqu'à rupture ne peuvent pas être déterminées seulement sur des essais à échelle réduite. D'ailleurs le coût de tels essais est souvent substantiel, en particulier, pour des modèles de grandes échelles.

Historiquement, ces difficultés ont été surmontées par des essais statiques sur des spécimens à échelle réduite sous des cycles de chargement-déchargement [2]. Les résultats de ces dernières sont alors utilisés pour le développement et le calibrage des modèles de comportement hystérétiques qui permettent l'extrapolation des essais limités à d'autre cas et la réponse dynamique complète des structures. Dans ce contexte, plusieurs modèles d'analyse non linéaire des structures sont présentés, ceux-ci peuvent être divisés en trois catégories selon le degré de précision et de complexité [7] :

Modèle global : la réponse non linéaire d'une structure est concentrée sur un degré de liberté prédéfini. Par exemple, la réponse d'un bâtiment à plusieurs étages peut être modélisée par un système à un seul degré de liberté à chaque étage et chaque nœud a

son modèle de comportement. La fiabilité de ce type de modèles dans la prédiction du comportement global est limité du fait que le nombre de degré de liberté n'est pas important, De ce fait, ces modèles sont utiles dans des analyses préliminaires pour une estimation initiale de la demande en capacité et de ductilité.

Eléments discrets : la structure est modélisée par un assemblage d'éléments décrivant une loi de comportement. Le principe de la non linéarité constitutive est aussi introduit au niveau de l'élément ou section, il existe deux types de formulations possible ; non linéarité concentrée et non linéarité distribuée.

Modèles d'éléments finis microscopiques : c'est une discrétisation globale de tous les éléments et les nœuds par éléments finis. La loi constitutive est décrite au niveau de la relation contrainte-déformation. Ce modèle peut être utilisé pour interpréter les phénomènes de glissement entre l'acier et le béton, frottement d'interfaces des fissures, fluage, relaxation, phénomènes thermiques et problèmes de discontinuité.

1.2 Modèles d'hystérésis du béton armé

1.2.1 Modèle bilinéaire

Le modèle élastoplastique (EP-modèle), également appelé modèle bilinéaire, est montré sur la figure (1.1). Même s'il est dédié principalement pour les matériaux élastoplastique, tel que l'acier, ce modèle est intensivement employé pour tous types de matériaux en raison de sa simplicité.

Les relations entre forces et déplacements du modèle élastoplastique sont totalement spécifiées par trois paramètres : la rigidité (K), le déplacement limite (U_y) et la rigidité de plastification. La ductilité est exprimée par le rapport (U_p/U_y) du déplacement maximal au déplacement limite (U_y). Pour la simulation du béton armé, l'inconvénient principal du modèle élastoplastique est la courbe de rechargement qui est trop raide après la plastification et déchargement. Cette caractéristique ne tient pas compte de la fermeture des fissures. Elle mène à la dissipation d'énergie excessive par les cycles non élastiques et aux déformations permanentes peu réalistes.

Nielson et al (1970) [22], a introduit la notion de la dégradation de la rigidité après des cycles de chargements-déchargements, qui est de la forme :

$$K_r = K_y \left| \frac{U_m}{U_y} \right|^{-\alpha} \quad (1.1)$$

Avec :

U_m : Déplacement maximum

U_y : Déplacement limite

K_y : Rigidité élastique (initiale)

α : Paramètre de la dégradation de la rigidité ($0 \leq \alpha \leq 1$)

L'énergie de dissipation des boucles d'hystérésis du modèle bilinéaire dégradable est donnée par :

$$E_h = \frac{2(1-\beta) \{ \mu - \mu^\alpha (1-\beta + \mu\beta) \}}{\pi \mu (1-\beta + \mu\beta) (1-\beta \mu^\alpha)} \quad (1.2)$$

β : Le rapport entre la rigidité post-élastique et la rigidité initiale

μ : Facteur de ductilité

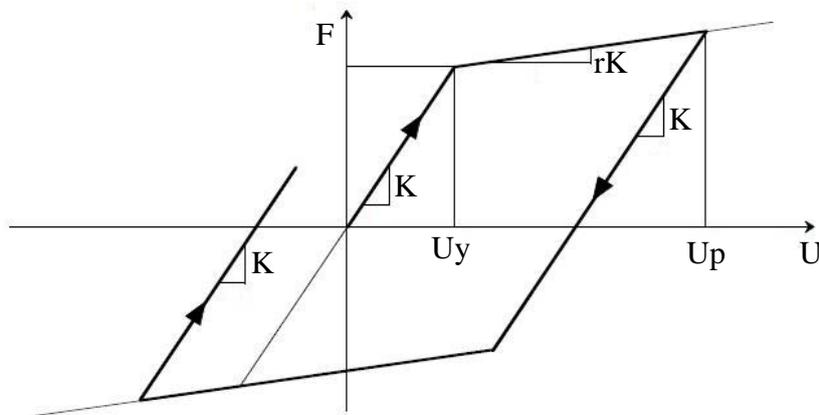


Fig 1.1. Modèle bilinéaire

1.2.2 Modèle de Takeda

Ce modèle est beaucoup plus réaliste que celui du bilinéaire (Fig.1.2) du fait qu'il tient compte de la dégradation de la rigidité due aux dommages croissants, qui sont un dispositif important du béton armé soumis à l'action sismique [23].

D'autres modèles issus de ce dernier, ont été développés et améliorés (Allahabadi et Powell) [22]. Les relations entre forces et déplacements du modèle de Takeda sont spécifiées par cinq paramètres : la rigidité initiale (K), le déplacement limite (U_Y), la rigidité de plastification (rK), les paramètres de dégradation de la rigidité α et β . Différentes règles sont employées pour de grands et petits cycles d'hystérésis. Les cycles sont divisés en petits cycles et avec de petites amplitudes. Toutes ces règles particulières pour les différents cycles par hystérésis augmentent de manière significative la complexité du modèle de Takeda pour son exécution.

La rigidité de déchargement est donnée par la relation suivante :

$$K_r = \frac{F_c + F_y}{U_c + U_y} \left| \frac{U_m}{U_y} \right|^{-\alpha} \quad (1.3)$$

F_y : Limite élastique

U_m : Déplacement maximum

U_y : Déplacement limite

K_y : Rigidité élastique (initiale)

α : Paramètre de la dégradation de la rigidité ($0 \leq \alpha \leq 1$)

L'énergie de dissipation des boucles d'hystérésis du modèle de Takeda est donnée par :

$$E_h = \frac{1}{\pi} \left\{ 1 - (1 - \beta + \mu\beta)\mu^{\alpha-1} \frac{1 + (U_m / U_y)}{1 + (F_m / F_y)} \right\} \quad (1.4)$$

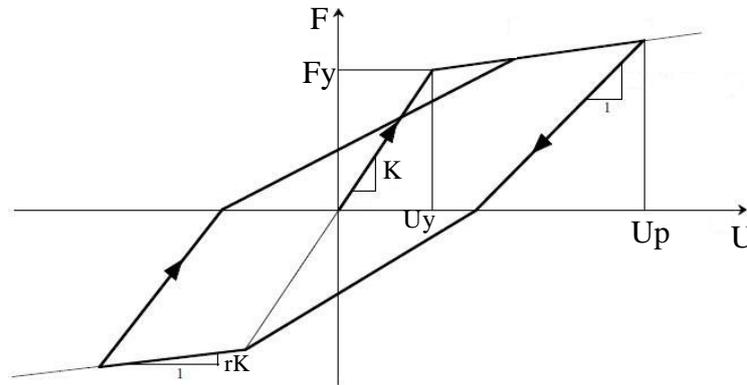


Fig 1.2. Modèle de Takeda pour de larges cycles inélastiques

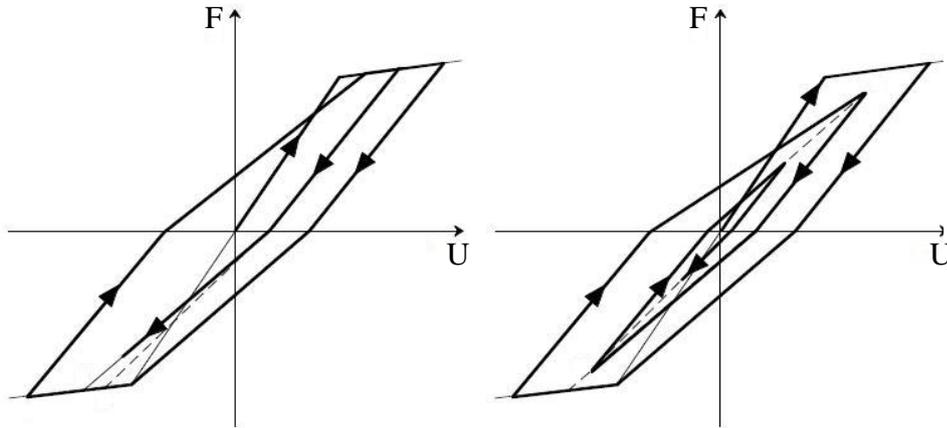


Fig 1.3. Modèle de Takeda pour de petits cycles inélastiques

1.2.3 Q-Modèle

Une version simplifiée proposé par Saiidi et Sozen [23] du modèle de Takeda. La relation entre force et déplacement du Q-modèle est montrée sur la figure (1.4). Par rapport au modèle de Takeda, il n'y a aucune distinction entre les grands et petits cycles par hystérésis.

Le Q-modèle tient compte de la dégradation de rigidité, et il dépend de quatre paramètres : la rigidité initiale (K), le déplacement limite (U_y), la rigidité de déchargement (rK) et le paramètre de la dégradation de la rigidité α .

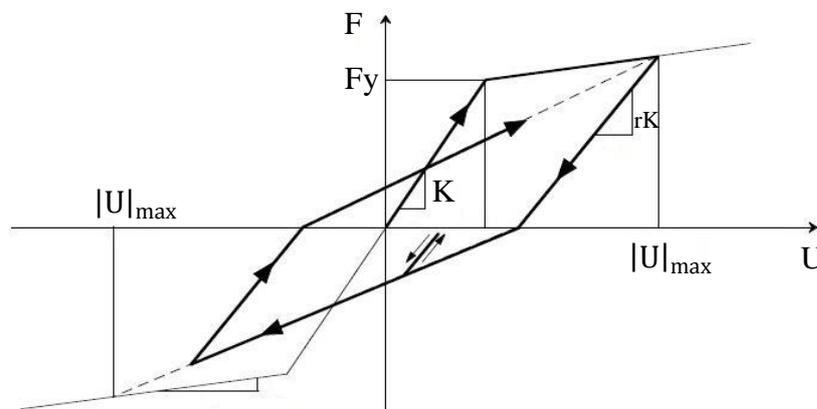


Fig 1.4. Q Modèle

1.2.4 Gamma modèle

D'après le dispositif des boucles d'hystérésis représentées sur la figure (1.5), le modèle élastoplastique est modifié avec une condition sur les courbes de rechargement qui sont influencées par le paramètre α . La relation force-déplacement du modèle est conditionnée par quatre paramètres : la rigidité (k), le déplacement limite (U_Y), la rigidité de plastification (rK) et γ . La valeur de γ doit être déterminée empiriquement. Bien que théoriquement la valeur puisse être choisie entre 0 et 1, une valeur maximum d'environ 2/3 semble raisonnable. Des valeurs plus élevées produisent des courbes de rechargement aplaties [23].

Semblable au modèle élastoplastique, le γ modèle ne considère pas la dégradation de rigidité due aux dommages croissants.

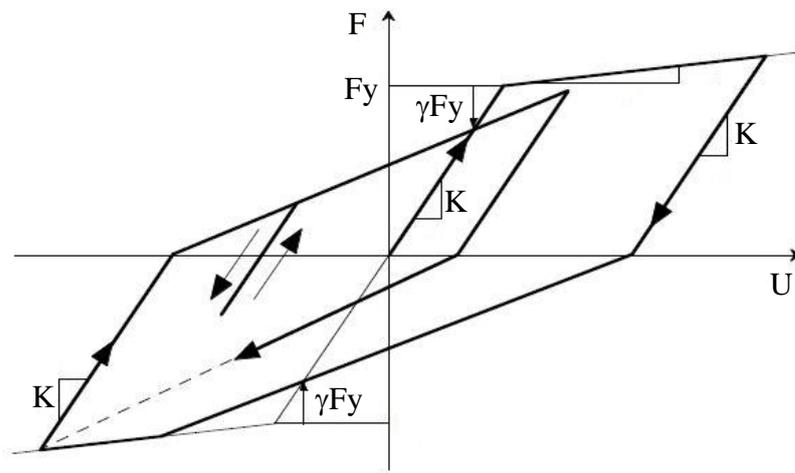


Fig 1.5. γ Modèle

1.3 Aperçu sur les modèles discrets

Des études sur des modèles analytiques de la réponse non linéaire des structures sont présentées. Les techniques d'analyse et de modélisation de ces structures, dans l'ordre chronologique, la plasticité concentrée et la plasticité distribuée [23].

1.3.1 Modèle en bloc

Sous une excitation sismique, le comportement inélastique des poutres est concentré dans les zones nodales (interconnexion ou pieds de poteaux). Ainsi, cette approche de modélisation est de créer des rotules plastiques sous forme de ressort non linéaire placées aux extrémités de l'élément. Dépendant de la formulation, deux types de procédé sont réalisés : soit en parallèle ou en série.

Le modèle en parallèle a été introduit par Clough et al (1967) [7], qui est basé sur une relation moment-courbure bilinéaire ; l'élément est subdivisé en deux parties parallèles, une première partie élastoplastique qui représente le phénomène de plastification et la seconde partie, élastique qui représente l'écrouissage. Quand les extrémités atteignent le seuil de plasticité, les rotules plastiques sont alors activées (comportement élastoplastique). Un modèle plus généralisé a été adapté par Takizawa(1976) [6], qui est un modèle multicouche qui prend en considération la fissuration du béton. L'inconvénient de ce modèle, c'est qu'il est limité à une seule loi de comportement du type bilinéaire.

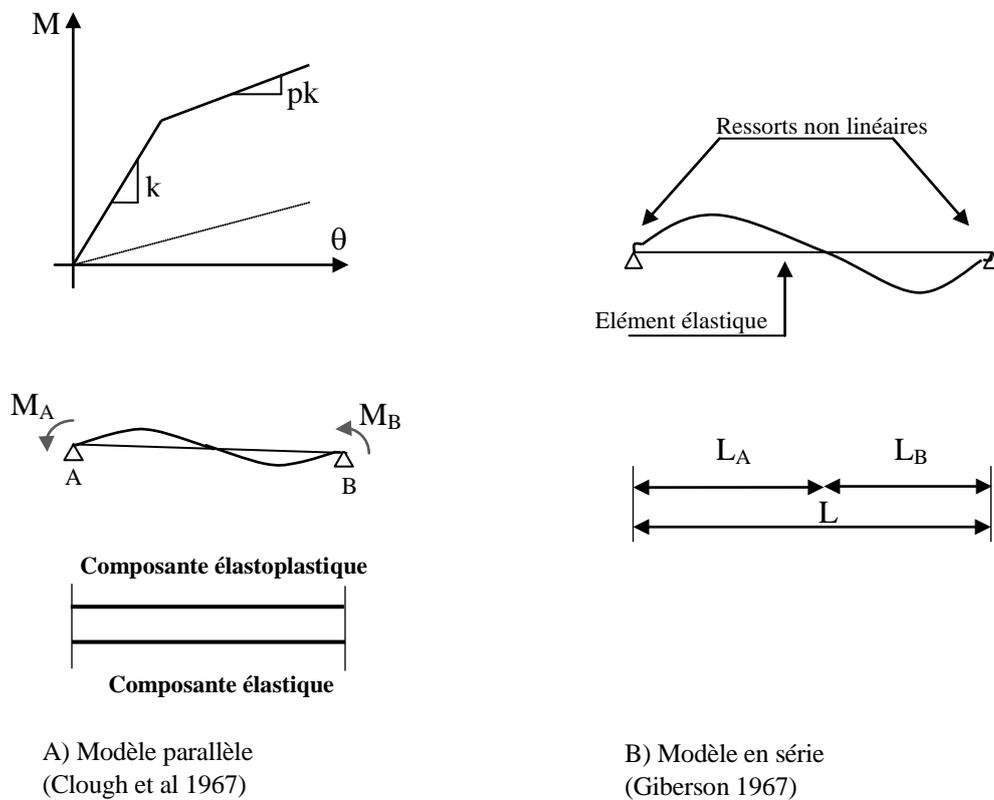


Fig.1.6. Modèle de plasticité
A) Modèle de Clough
B) Modèle de Giberson

Le modèle en série a été introduit par Giberson(1967) [15], sa forme originale consiste à un élément linéaire avec des ressorts non linéaires fixés aux extrémités, les déformations inélastiques sont bloquées au niveau de ces ressorts.

Ce modèle est plus souple que celui du Clough, puisqu'il peut décrire des comportements par hystérésis plus complexe par une sélection adéquate de la relation moment-courbure du ressort. Ceci rend le modèle plus réaliste pour la représentation du comportement par hystérésis des éléments de structure.

Le modèle en bloc est une simplification du comportement réel qui met en évidence la diffusion progressive de ses déformations inélastiques dans un élément en fonction de l'histoire du chargement. L'avantage de base de ce modèle est sa simplicité de stockage et son coût informatique et améliore la stabilité numérique. Cependant, par sa simplicité, ce modèle est limité, l'inconvénient principal est la détermination des paramètres des rotules plastiques (ressorts). [15]

Des études théoriques et paramétriques sur des poutres sous chargement statique ont démontrées une forte dépendance entre le modèle de chargement et le degré de déformation inélastique, ce problème est plus important dans la réponse dynamique du fait qu'ils ne sont pas constants. En raison de cette dépendance, la prédiction des dommages au niveau global et particulièrement au niveau local peut être excessivement imprécise ; de telles informations peuvent être obtenues par un raffinement de modèle qui peut décrire le comportement par hystérésis des éléments de structure. [2]

Un modèle plus raffiné et plus précis peut surmonter ces limitations, essentiellement dans l'interaction effort axial et moment de flexion, le modèle de rotule de fibre proposé par Lai et al 1984 [7], qui consiste à un élément élastique sur toute la longueur et à ces extrémités un élément inélastique (Fig.1.7), chaque élément inélastique est formé de quatre ressorts aux angles de la section qui représentent les armatures longitudinales et un autre au centre qui représente le béton et qui s'active qu'à la compression, les cinq ressorts peuvent simuler l'interaction des différentes forces agissant sur l'élément d'une manière réaliste.

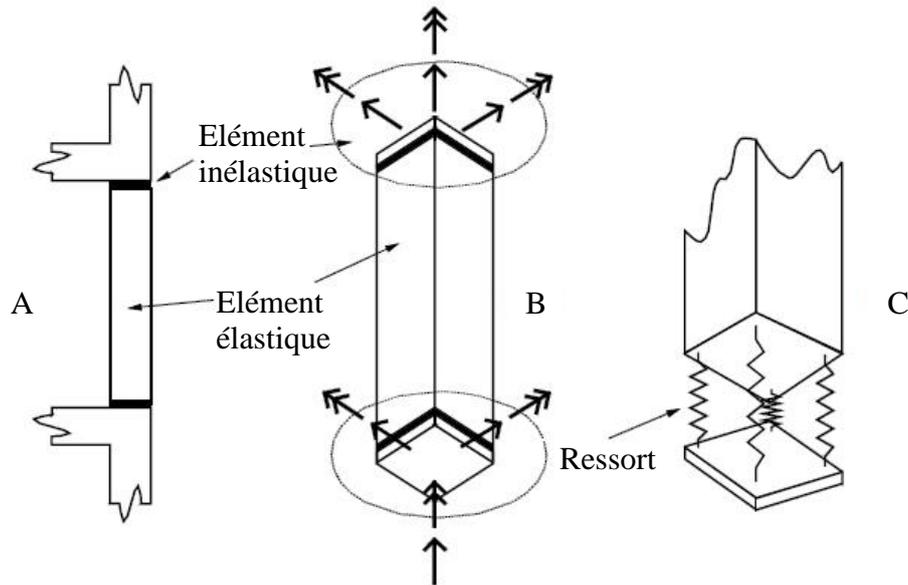


Fig.1.7. Modèle inélastique dégradable de la jonction poteau-poutre
A) Élément de la poutre
B) Le modèle
C) Élément inélastique

1.3.2 Modèle de non linéarité distribuée

Pour plus de précision sur le comportement inélastique des structures en béton armé, la non linéarité distribuée est un modèle plus exacte. Contrairement au modèle précédent, la non linéarité matérielle à n'importe quelle section de l'élément est décrite par une intégration numérique, de ce fait, le comportement de la section sélectionnée est contrôlé, en plus les inconnues du problème sont les déformations ou les efforts internes et qui sont obtenues par des fonctions d'interpolation depuis les déplacements du système global. Le comportement de la section est formulé sur la base de la théorie de la plasticité en termes de contraintes et de déformations ou d'une manière explicite par une discrétisation de la section transversale en fibre, comme dans le cas des modèles de fibre. [7]

La seule hypothèse de tous ces modèles, est que les sections planes restent plane tel que la distribution des contraintes reste linéaire.

Dans le modèle de Soleimani et al (1979) [8], la zone des déformations inélastiques est graduellement diffusée à partir de la jonction poteau-poutre à l'élément en fonction du

chargement. La rotation des nœuds est modélisée par des rotules plastiques qui dépendent de la courbure à travers une longueur effective qui est un facteur constant tout au long du chargement, le reste de la poutre reste élastique.

Un autre modèle similaire de Meyer et al(1983), avec une légère différence qui réside dans le calcul de la rigidité qui est basée sur le modèle de Takeda pour décrire la relation moment-courbure. Le modèle original a été développé par Roufaiel (1987), qui prenait en compte l'effet de cisaillement et de l'effort axial dans le comportement flexionnel basé sur des lois empiriques.

Takayanagi et al(1979), propose de diviser l'élément en un ensemble d'éléments finis de courte longueur, chaque segment représente un ressort non linéaire (Fig.1.8), les propriétés de chaque ressort dépendent du moment de flexion à son point médian et qui est supposé constant le long du segment et la non linéarité est concentrée à l'extrémité du segment. Ce modèle est destiné à l'étude de la réponse non linéaire sous excitation sismique prenant en compte l'interaction entre effort axial et moment de flexion. [7]

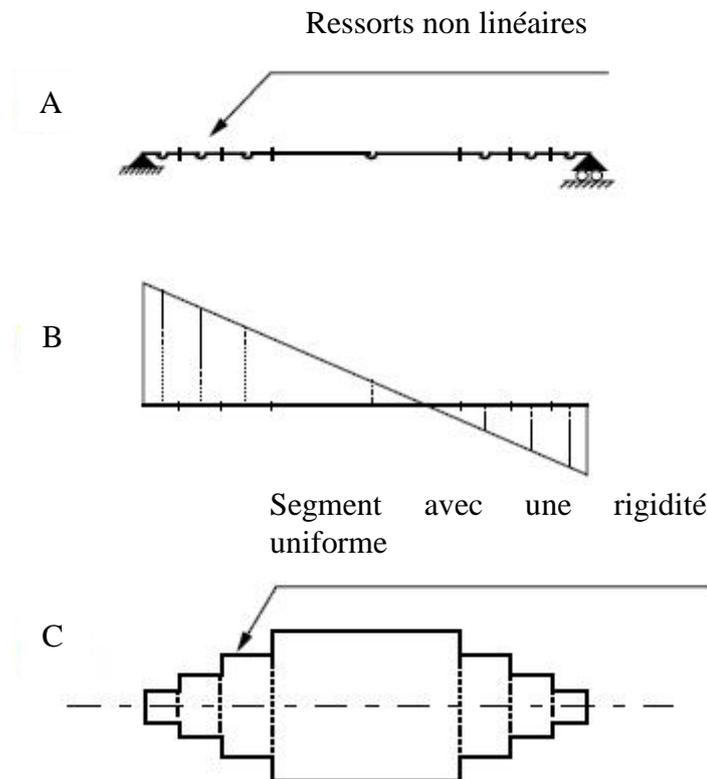


Fig.1.8. Modèle multi-ressorts de TAKAYANAGI

A- Élément

B- Digramme du moment

C- Distribution de la rigidité

Filippou et al (1988) [2], [6], propose un modèle qui est très récent, et qui suggère de subdiviser l'élément en plusieurs sous-éléments, mais avec une approche différente. Chaque sous-élément décrit un seul type de comportement inélastique, soit ; flexionnel, cisaillement à l'interface de glissement acier-béton et à la jonction poteau-poutre. L'interaction de ces comportements est regroupée par la combinaison de ces sous-éléments.

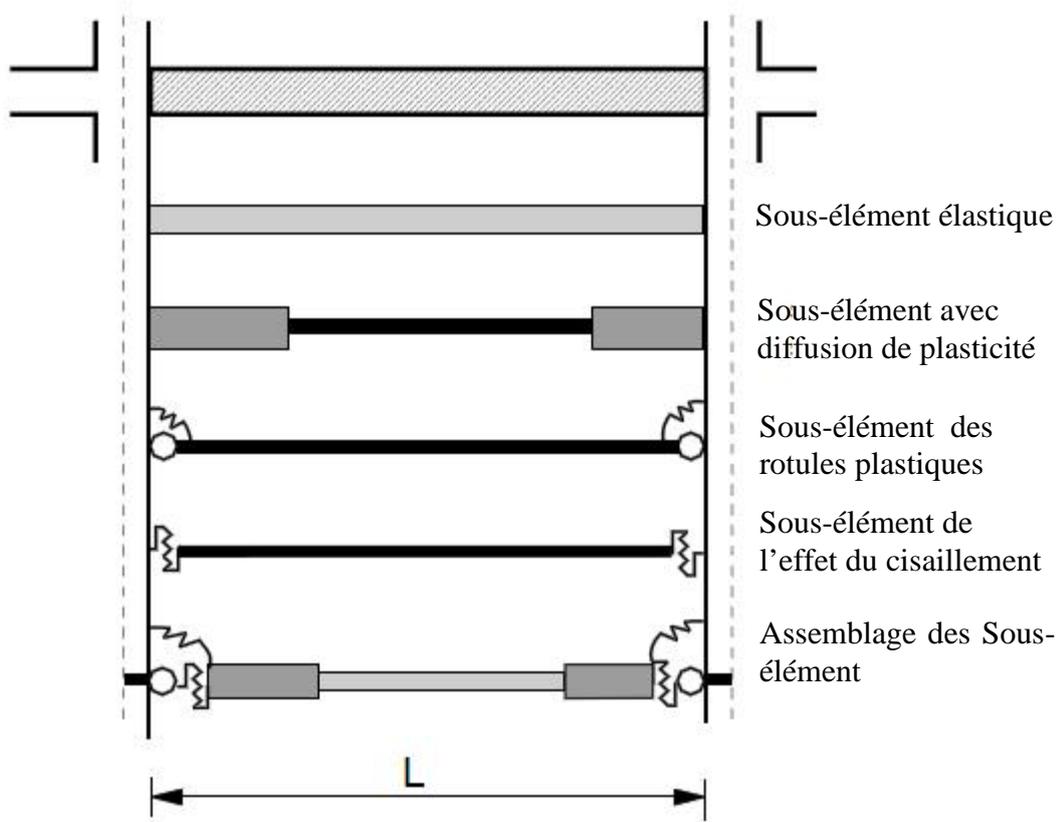


Fig.1.9. Décomposition de la poutre en un ensemble de sous-éléments

1.4 Conclusion

Le présent chapitre, décrit les techniques de modélisation du comportement des structures en béton armé par hystérésis, en procédant initialement, par l'identification des caractéristiques principales des éléments structurels, qui sont soumises à des

charges statiques et cycliques. En particulier, les effets de la dégradation de la rigidité (déchargement et rechargement) et la détérioration de la résistance, qui sont induit par un chargement cyclique, et qui représentent les phénomènes réels du comportement inélastique des structures.

Les méthodes de formulation et de modélisation de l'effet de la non linéarité sont ensuite présentées, et qui sont regroupées principalement par deux théories , a savoir les éléments en parallèle (Clough), et les éléments en série (Giberson) qui représentent la meilleure technique de modélisation qui se base sur la notion des rotules plastiques.

CHAPITRE 2 MODELISATION DES STRUCTURES AUTO STABLES EN BETON ARME

2.1 Introduction

Depuis de nombreuses années, les méthodes de calcul élastique simplifiées ont été quasi systématiquement utilisées dans le dimensionnement des structures en béton armé. Facile à mettre en œuvre et bien assimilées par l'ingénieur, il est sûr qu'elles seront encore utilisées dans l'avenir, puisque dans la plupart des cas elles ont bien servies la profession. Cependant l'approche élastique ne peut fournir qu'une compréhension limitée du comportement sismique réel. La réponse non linéaire en terme de déplacement, forces, ductilité, distribution des dommages, mode de ruine,...etc., étant largement inexplorée. Certain règles issues de codes de calcul, comme celles de l'ATC 40 (*Seismic evaluation and retrofit of concrete building*) [4] et celles de FEMA 273(*Federal emergency management agency*) [10], conscientes de ces inconvénients recommandent l'utilisation de méthodes simplifiées non linéaires. Toutefois, si on dispose d'un outil performant, les mêmes règles reconnaissent les avantages d'une analyse temporelle non linéaire. Pour les problèmes dynamiques, l'efficacité du calcul non linéaire repose premièrement sur une bonne description du comportement cyclique des matériaux constitutifs (béton et acier). Deuxièmement, sur une bonne modélisation des éléments de la structure pour représenter le comportement global et réaliste de la réponse.

2.2 Comportement hystérétique des structures en béton armé

Le comportement global des structures reflète celui de ses éléments et leurs interconnexions. Les essais expérimentaux sur des éléments simples (poutre ou colonne) sont mis en évidence pour comprendre le comportement réel (post-élastique) et le phénomène de mécanisme non linéaire sous des charges statiques ou cycliques.

La figure (2.1) montre les digrammes de réponse d'une console et d'un poteau chargée axialement [2], pour les deux types de comportement après une première branche quasi-linéaire jusqu'à atteindre la force de fissuration (F_C), une autre branche

suit jusqu'à atteindre la plastification (F_y) et une troisième branche d'écoulement jusqu'à atteindre la rupture qui dépend de la ductilité du matériau. A partir de ces deux diagrammes, le comportement de la console après fissuration est contrôlé par les aciers, alors que le comportement des colonnes dépend essentiellement du comportement en compression du béton qui est dû a la force axiale appliquée.

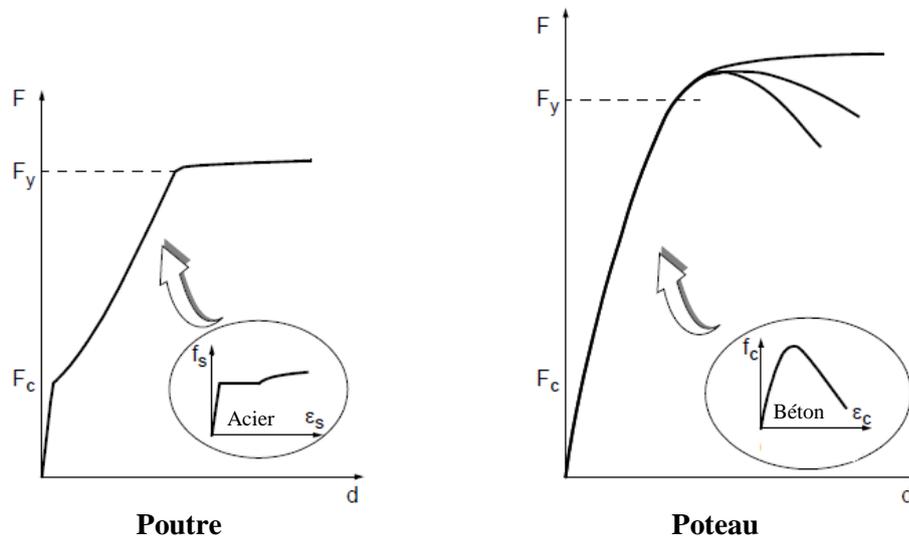


Fig.2.1 Réponse sous charge statique d'une poutre et d'un poteau [2]

L'exemple présenté dans la figure (2.2), montre le comportement d'une console de 1.5m de longueur avec une section uniforme sous charge cyclique latérale appliquées au sommet [2].

Ces diagrammes montrent le comportement hystérétique des poutres en BA, les différentes étapes sont :

- Chemin de charge 0-1 : montre clairement la réduction de la rigidité due à la fissuration du béton au point C⁻ et à la plastification des aciers au point Y⁻.
- Chemin de déchargement 1-2 : montre que le comportement est régi par les aciers, après ouverture des fissures (plastification des fibres).
- Chemin de charge 2-3 (changement de signe) : une rigidité importante jusqu'à atteindre le point C⁺ où les fibres comprimées deviennent graduellement fissurées

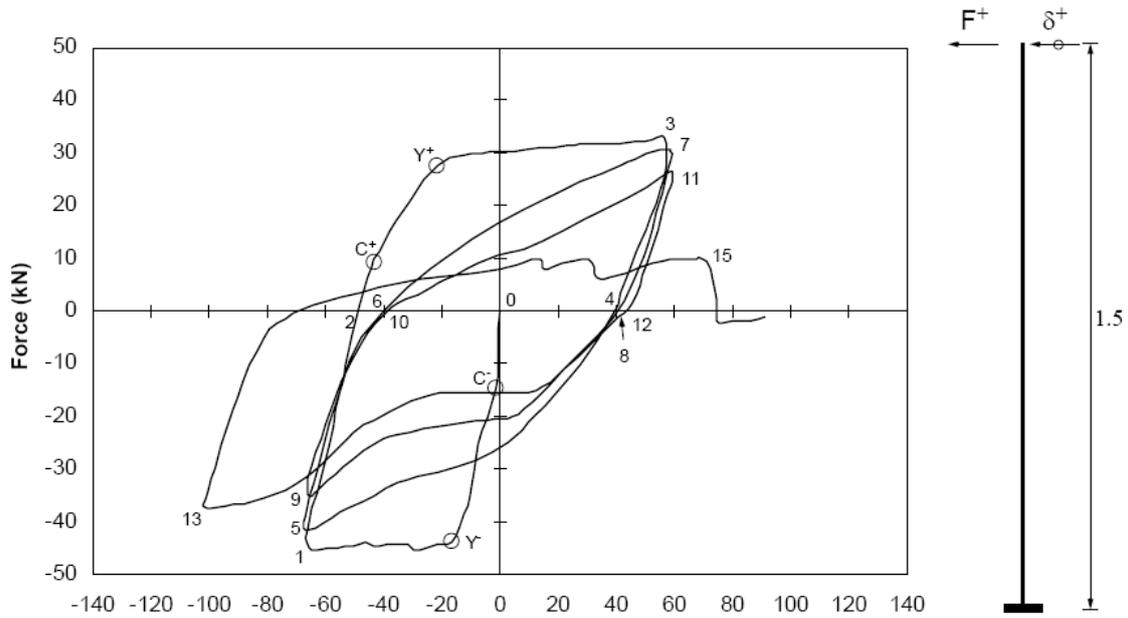


Fig.2.2.Réponse sous chargement cyclique d'une console (Carvalho, 1993)

A partir des essais expérimentaux, plusieurs recherches [2] sur le comportement non linéaire des matériaux ont abouti à des modèles réalistes, basées sur des formulations mathématiques qui sont utilisées dans des algorithmes simplifiés pour une modélisation numérique qu'on trouve dans différents codes de calcul.

Dans ce chapitre on présente deux méthodes différentes pour la formulation de l'élément poutre par la méthode des éléments finis. Toutes les formulations supposent que les déformations sont petites et que les sections planes restent planes et normale à l'axe longitudinal après déformation. La plupart des codes de calcul par éléments finis proposés jusqu'ici sont basés sur la méthode de rigidité, en raison de la facilité d'exécution dans les programmes d'élément finis qui sont typiquement basés sur la méthode directe de rigidité.

Cependant, la formulation basée sur la méthode de rigidité, a des points faibles qui sont associés à l'approximation du champ de déplacement dans l'élément. Ces points faibles deviennent particulièrement prépondérants dans le domaine non linéaire, particulièrement pour des chargements cycliques. Un raffinement de maillage doit être pris en compte et les problèmes de convergence doivent être étudiés.

Des études récentes [8] sur l'analyse des structures ont démontrées que les éléments basés

sur la méthode de souplesse peuvent aider à éviter ces problèmes, parce que l'hypothèse de la distribution des forces dans les poutres est exacte en l'absence de charge, indépendamment du comportement linéaire ou non linéaire de l'élément. Par contre l'insertion de la méthode de souplesse dans un programme d'élément fini est, cependant, pas aisée.

La formulation par la méthode de souplesse conduit généralement à la détermination de la matrice de souplesse et du vecteur de déformation correspondant aux forces appliquées. Pour un élément implanté dans un programme d'élément fini, ceci signifie la détermination de la matrice de rigidité et du vecteur force qui correspondent aux déformations résultant aux extrémités de l'élément. [12]

L'étude sera axée sur la formulation par éléments finis d'un élément poutre basée sur la méthode de souplesse. L'avantage principal de cette dernière, c'est une formulation théoriquement fondée et stable (résolution numérique) qui permet de trouver la solution numérique des problèmes non linéaires, tels que la réponse flexionnelle d'une poutre faiblement armée sous des forces élevées.

2.3 Élément de force et déformation

La formulation est portée sur un élément poutre 3D (Fig.2.3). Le système de référence globale est noté (X, Y, Z), alors que (x, y, z) dénote le système de référence local. L'élément est droit et l'axe longitudinal x coïncide avec le centre de la section transversale.

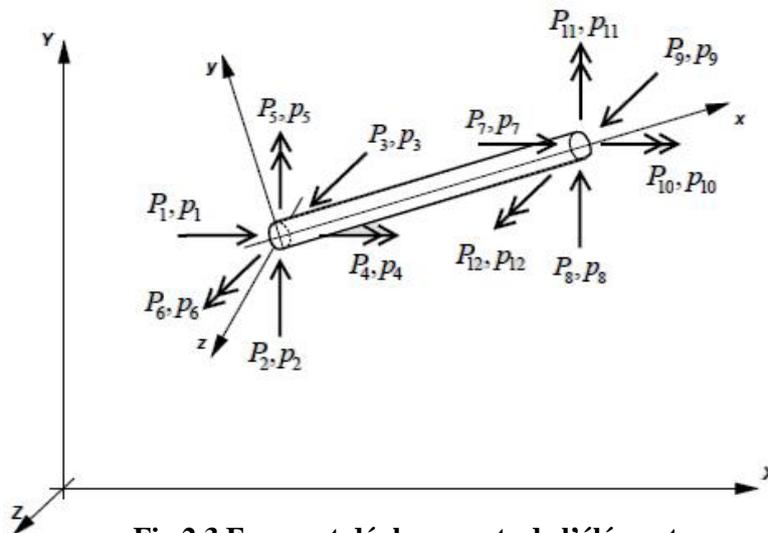


Fig.2.3. Forces et déplacements de l'élément dans le repère global

La notation suivante est adoptée pour les forces, les déplacements et les déformations : les forces sont représentées par les lettres majuscules et les déformations ou les déplacements correspondants sont dénotés par la même lettre en minuscules. Les forces et les déplacements nodaux se rapportent au système global et sont groupés dans les vecteurs suivants :

$$P = (P_1, P_2 \dots P_{11}, P_{12})^T \quad (2.1)$$

$$p = (p_1, p_2 \dots p_{11}, p_{12})^T \quad (2.2)$$

Sur la figure (2.4) les forces et les déplacements nodaux de l'élément se rapportent au système local et sont groupés dans les vecteurs suivants :

$$\bar{Q} = (\bar{Q}_1, \bar{Q}_2 \dots \bar{Q}_{11}, \bar{Q}_{12})^T \quad (2.3)$$

$$\bar{q} = (\bar{q}_1, \bar{q}_2 \dots \bar{q}_{11}, \bar{q}_{12})^T \quad (2.4)$$

La figure (2.4) montre les forces et les déplacements de l'élément dans le système de référence local. La réponse en torsion est supposée linéaire élastique et indépendante des autres degrés de liberté. Elle est, ainsi, omis dans le reste de ce chapitre. Sans torsion l'élément a cinq degrés de liberté : une extension axiale, q_5 , et deux rotations relatives à l'extrémité, (q_1, q_3) et (q_2, q_4) . [6]

Les déplacements sur la figure 2.4 s'appellent les déformations généralisées de l'élément, Q_1 et Q_5 représentent les forces généralisées correspondantes, une axiale et deux moments de flexion à chaque nœud. Les forces et déformations généralisées sont groupées dans les vecteurs suivants :

$$Q = (Q_1, Q_2 \dots Q_{11}, Q_{12})^T \quad (2.5)$$

$$q = (q_1, q_2 \dots q_{11}, q_{12})^T \quad (2.6)$$

La figure (2.5) montre également les forces et déformations généralisées de la section droite, les efforts de cisaillements sont négligés, la déformation est représentée par trois composantes : axiale $\varepsilon(x)$ le long de l'axe longitudinal et deux courbures $\chi_z(x)$ et $\chi_y(x)$ autour des axes z et y respectivement, les forces correspondantes sont la force axiale $N(x)$ et deux moments de flexion $M_z(x)$ et $M_y(x)$.

$$D(x) = (M_z(x), M_y(x), N(x))^T \tag{2.7}$$

$$d(x) = (\chi_z(x), \chi_y(x), \varepsilon(x))^T \tag{2.8}$$

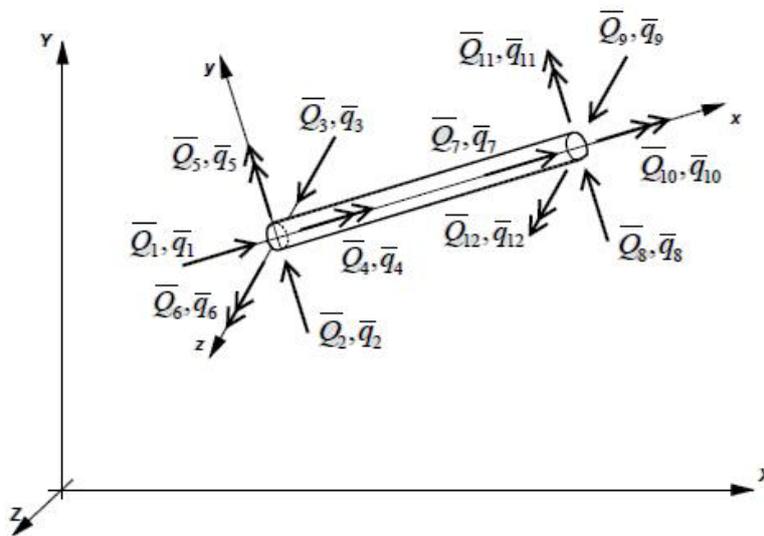


Fig.2.4. Forces et déplacements de l'élément dans le repère local

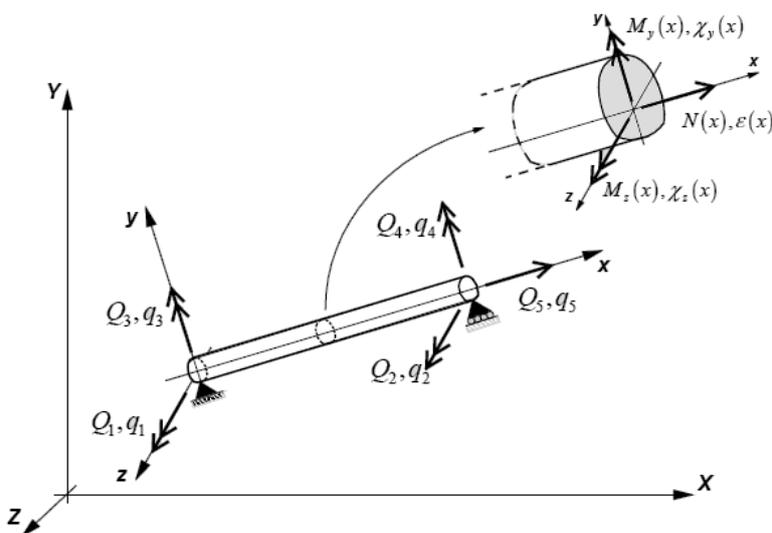


Fig2.5. Forces de déformations dans le repère local

Le vecteur des déformations q peut dériver du vecteur de déplacement p , par deux transformations :

A) – transformation de p à \bar{q} :

$$\bar{q} = L_R p \quad (2.9)$$

Où L_R est la matrice de rotation défini par :

$$L_R = \begin{bmatrix} R & 0 & 0 & 0 \\ 0 & R & 0 & 0 \\ 0 & 0 & R & 0 \\ 0 & 0 & 0 & R \end{bmatrix} \quad (2.10)$$

Avec :

$$R = \begin{bmatrix} C_x & C_y & C_z \\ \frac{C_x C_y \cos \alpha + C_z \sin \alpha}{C_{xz}} & C_{xz} \cos \alpha & \frac{-C_y C_z \cos \alpha + C_x \sin \alpha}{C_{xz}} \\ \frac{C_x C_y \sin \alpha - C_z \cos \alpha}{C_{xz}} & -C_y \sin \alpha & \frac{C_y C_z \sin \alpha + C_x \cos \alpha}{C_{xz}} \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

C_x , C_y et C_z sont les cosinus directeurs. $C_{xz} = \sqrt{(C_x)^2 + (C_z)^2}$, et α l'angle qui définit la rotation autour de l'axe x .

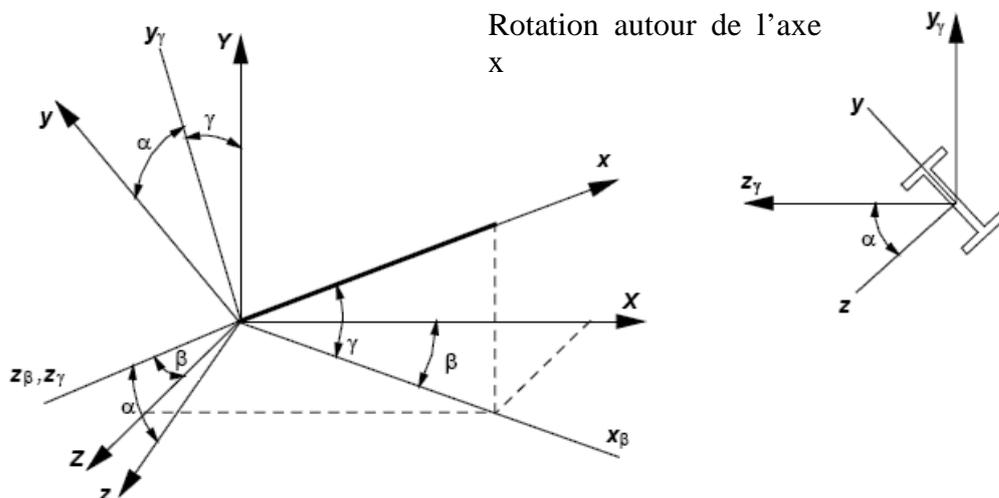


Fig.2.6. Rotation des axes d'un élément poutre 3D

La matrice de rotation L_R décrit trois rotations successives α , β , γ (fig.2.6) les deux rotations β , γ (autour de l'axe Y et Z), la dernière transformation consiste à une rotation d'un angle α autour de l'axe x, qui va coïncider les axes y et z avec les axes principaux de la section plane. Dans le cas d'un élément vertical, la matrice R devient :

$$R' = \begin{bmatrix} 0 & C_y & 0 \\ -C_y \cos\alpha & 0 & \sin\alpha \\ C_y \sin\alpha & 0 & \cos\alpha \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

B) – transformation de \bar{q} à q :

$$q = L_{RBM} \bar{q} \quad (2.13)$$

L_{RBM} est la matrice de transformation incluant les modes rigides et l'effet de la torsion :

$$L_{RBM} = \begin{bmatrix} 0 & 1/L & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -1/L & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1/L & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & -1/L & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1/L & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/L & 0 & 1 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.14)$$

Les relations suivantes deviennent :

$$q = L_{RBM} L_R p = L_{ele} p \quad (2.15)$$

$$P = L_R^T L_{RBM}^T Q = L_{ele}^T Q \quad (2.16)$$

Avec :

$$L_{ele} = L_{RBM} L_R \quad (2.17)$$

D'où : on peut avoir la matrice de rigidité dans le repère global :

$$K = L_{ele}^T k L_{ele} \quad (2.18)$$

2.4 Formulation de l'élément poutre

Cette section présente la formulation de l'élément poutre par deux méthodes, les formulations sont présentées par une forme incrémental du fait du problème non linéaire. L'implantation de l'élément poutre dans un programme d'éléments finis dépend de plusieurs procédures pour la méthode de rigidité et de souplesse.

2.4.1 La méthode de rigidité

La formulation basée sur la méthode de rigidité implique trois étapes majeures dans l'ordre suivant :

- a) Compatibilité : la déformation de la poutre est exprimée en fonction des déformations nodales :

$$d(x) = a(x)q \quad (2.19)$$

Dans la formulation de la poutre de Bernoulli, le déplacement transversal est décrit par une forme cubique et le déplacement axial par un polynôme linéaire. Par conséquent, $a(x)$ contient une fonction linéaire pour les rotations et une constante pour les déplacements axiaux.

- b) Loi constitutive : la loi constitutive sous forme incrémentale s'écrit :

$$\Delta D(x) = k(x)\Delta d(x) \quad (2.20)$$

- c) L'équilibre : à partir d'un équilibre de la distribution des forces, la relation entre la force les déformations sous forme incrémentale est obtenue par le principe des déplacements virtuels :

$$\delta q^T \Delta Q = \int_0^L \delta d^T(x) \Delta D(x) dx \quad (2.21)$$

En substituant les équations (2.19), (2.20) dans (2.21), nous aurons :

$$\Delta Q = K \Delta q \quad (2.22)$$

Où K est la matrice de rigidité :

$$K = \int_0^L a^T(x)k(x)a(x)dx \quad (2.23)$$

Le comportement non linéaire exige un procédé itératif tel que la méthode de Newton-Raphson décrite dans le schéma suivant :

La procédure pour la détermination de la réponse se compose de deux phases :

- a) Réponse de l'élément : quand la matrice de rigidité et les forces de résistance de l'élément sont déterminées pour donner les déformations aux extrémités.
- b) Réponse de la structure : quand les matrices de rigidités et vecteurs forces des éléments sont assemblés pour former la matrice de rigidité globale et le vecteur force global. Les forces résultantes sont comparées aux forces appliquées et la différence, dans le cas échéant, les résidus sont appliqués à la structure par un procédé itératif jusqu'à atteindre une tolérance spécifique.

L'organigramme de résolution est montré ci-après :

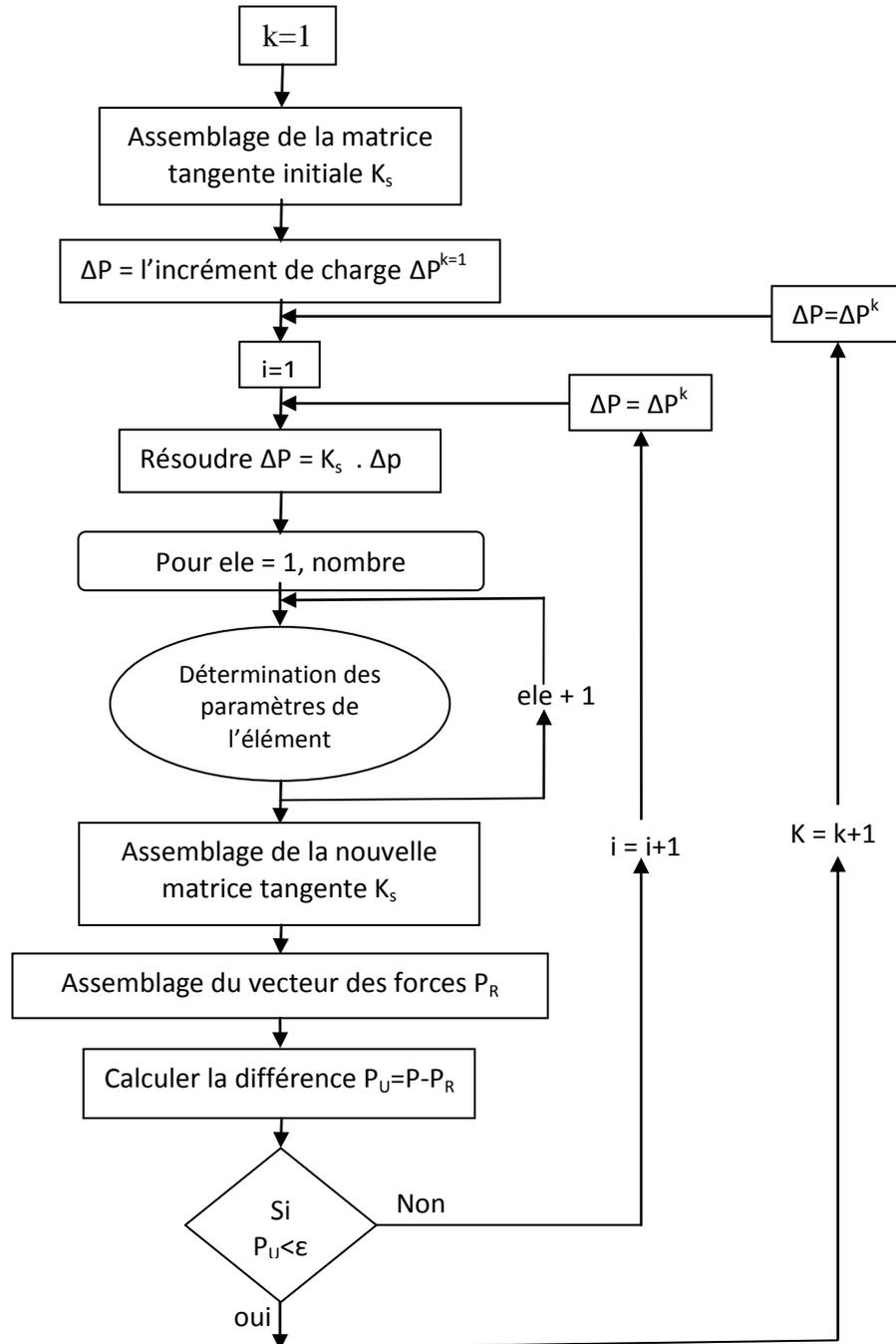


Fig2.7. Phases de résolution par la méthode de rigidité

2.4.2 La méthode de souplesse

La formulation de l'élément poutre par la méthode de souplesse implique trois étapes importantes, dans l'ordre suivant :

- a) Equilibre : le champ de force appliqué à la poutre est exprimé par les forces nodales

$$D(x) = b(x)Q \quad (2.24)$$

$b(x)$ contient les fonctions d'interpolation de force qui imposent un moment de flexion linéaire et une distribution constante de force axiale.

- b) Loi constitutive :

$$\Delta d(x) = f(x)\Delta D(x) \quad (2.25)$$

- c) Compatibilité : la relation entre les forces et les déformations correspondantes, est régit du principe des forces virtuels, sous forme incrémentale :

$$\delta Q^T \Delta q = \int \delta D^T(x) \Delta d(x) dx \quad (2.26)$$

En substituant les équations (2.24), (2.25) dans (2.26) :

$$\Delta q = F \Delta Q \quad (2.27)$$

Où F est la matrice de souplesse définit par :

$$F = \int_0^L b^T(x) f(x) b(x) dx \quad (2.28)$$

Il est important de préciser que l'équation (2.24) est exacte, est ne dépend pas des lois de comportements des matériaux, soit linéaire ou non linéaire contrairement aux fonctions de forme de la méthode de rigidité qui est valable que dans le domaine linéaire.

La plupart des études sur l'analyse des poutres sont basées sur la méthode des éléments finis qui découlent de la méthode de rigidité. Des études récentes [2] sur l'analyse de structures auto-stables sont focalisées sur les avantages des modèles basés sur la méthode de souplesse.

Durant la réponse, les forces résultantes de tous les éléments de la structure sont déterminées, or dans cette méthode, il n'existe pas de fonctions d'interpolation des déformations le long de l'élément, ce problème peut créer des confusions dans la résolution numérique du modèle, pour cela, cette méthode exige un grand nombre d'itérations.

Le schéma de résolution des problèmes non linéaires, est basé sur le processus itératif de Newton-Raphson, avec :

K : l'étape d'itération de la force appliquée, la charge total appliquée :

$$P_E^K = P_E^{K-1} + \Delta P_E^K \text{ où : } P_E^K = 0 .$$

i : les étapes d'itération de la méthode de résolution ; c'est la boucle d'itération qui fait correspondre le déplacement structurel à la charge appliquée.

j : le schéma d'itération au niveau de l'élément, c'est la relation entre les forces internes et les déformations à la i -ème itérations.

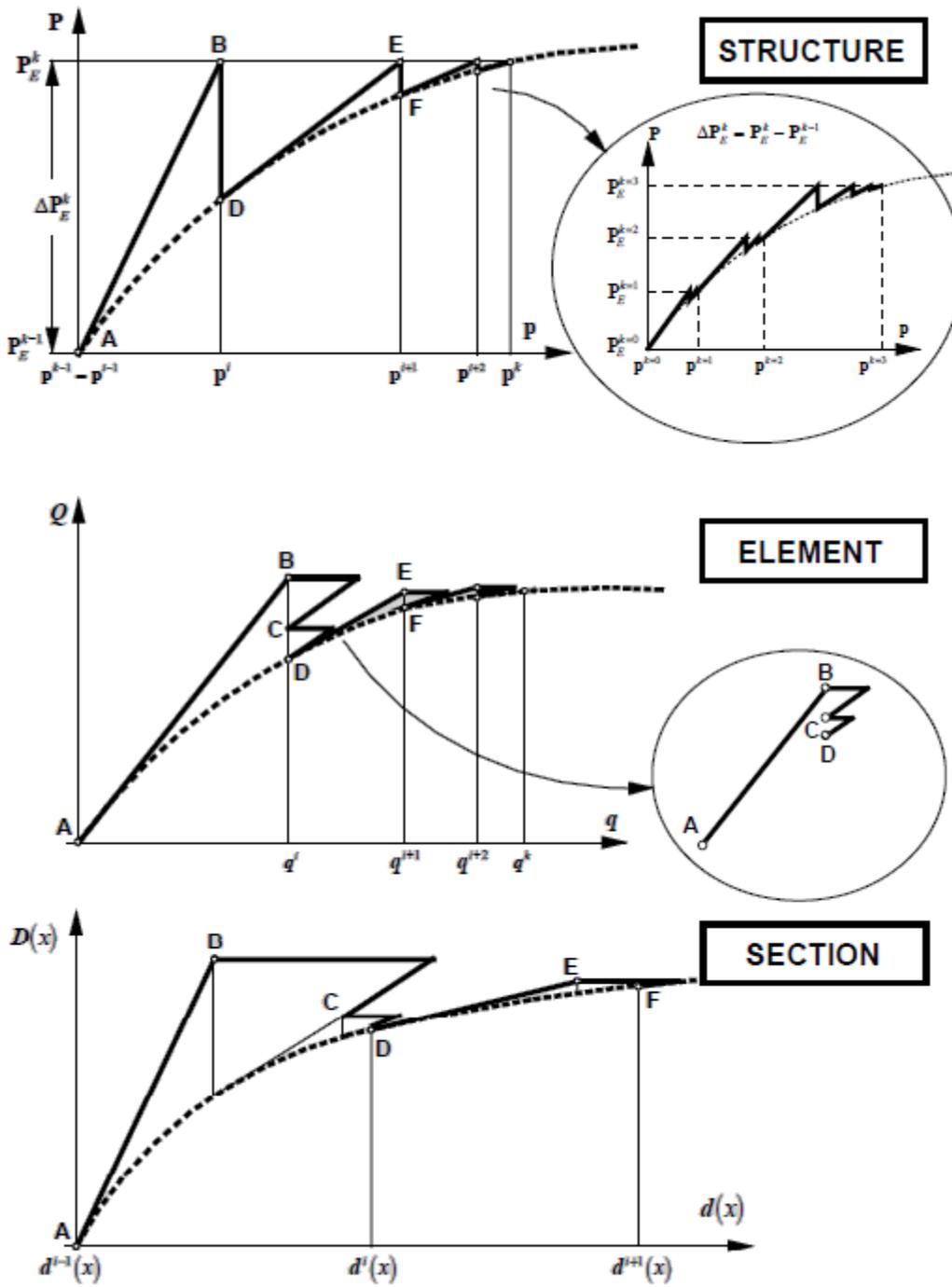


Fig2.8. Phases de résolution par la méthode de souplesse [6]

2.5 Conclusion

Le présent chapitre a fait l'objet de la description des méthodes de formulation de l'élément poutre, pour une résolution linéaire et non linéaire. La méthode directe ou de rigidité, est une forme de base, utilisée essentiellement dans le calcul de la réponse statique et dynamique des structures dans le domaine linéaire, en plus de sa simplicité de mise en œuvre (formulation) et de sa programmation. Néanmoins, cette méthode reste limitée et conditionnée par les charges sismiques de faibles intensités.

La méthode de souplesse, est une méthode généralisée, dans laquelle, son utilisation dans le calcul inélastique des structures, fait apparaître le comportement réel des éléments, basée sur une formulation de force, et qui est indépendante du chargement.

CHAPITRE 3 ANALYSE STATIQUE ET DYNAMIQUE NON LINEAIRE

3.1 Introduction

L'analyse statique non linéaire par poussée progressive communément appelée pushover, a été développée durant les deux dernières décennies, et elle est devenue de plus en plus utilisée dans l'analyse des structures et dans l'évaluation de leurs performances sismiques, du fait qu'elle prend en considération le comportement inélastique des matériaux [20].

La procédure de cette méthode est de déterminer le comportement global ou local des éléments structurels sous l'action sismique. Cependant, la réponse sismique présente certaines limitations qui seront présentées ultérieurement et qui font l'objet de plusieurs recherches scientifiques. [3], [14], [16], [20].

3.2 Méthodes d'analyse

L'évaluation sismique des structures, dépend de modèles mathématiques pour déterminer la demande en force ou en déplacement des éléments structurels.

Plusieurs méthodes d'analyse élastiques et inélastiques sont utilisées pour la prédiction de la réponse sismique des structures.

3.2.1 Analyses élastiques

Ces méthodes d'analyse sont utilisées dans des codes standards de calcul des structures en statique et dynamique, qui sont basées sur la demande en force ou en déplacement et qui supposent que la réponse des structures sous chargement sismique reste toujours élastique.

L'analyse statique est exécutée en imposant à la structure des forces gravitaires et latérales et en incluant la notion de facteur de réduction. Dans cette approche, il est supposé que la résistance réelle de la structure est supérieure à l'effort mécanique et le comportement est donc dissipatif.

Dans la procédure dynamique, que ce soit spectrale ou modale, le paramètre à prendre en compte est le nombre de modes à considérer pour atteindre une participation massique supérieure à 90%.

Les méthodes élastiques peuvent prédire la capacité élastique des structures, cependant, elles ne peuvent pas prendre en compte les phénomènes de plastification et les mécanismes de ruines, ainsi que la redistribution des forces dans un nouvel état d'équilibre après une perte de raideur.

En conclusion, les méthodes d'analyse élastiques sont utilisées pour un dimensionnement en termes de limite ultime et de service. [13]

3.2.2 Analyses inélastiques

Sous de fortes charges sismiques, les structures subissent d'importantes déformations inélastiques et des variations des caractéristiques mécaniques en fonction du temps, par conséquent, des procédures d'analyses inélastiques sont exigées pour prendre en compte le comportement réaliste des structures et pour maîtriser le mode d'endommagement des structures. Ce type de procédure utilise généralement deux méthodes d'analyse ; méthode temporelle (time history) et l'analyse statique non linéaire (pushover).

L'analyse non linéaire temporelle (time history) est la méthode la plus précise pour la détermination de la demande en force ou déformation de n'importe quel type d'éléments sous différents états de charges sismiques. Vu la précision de cette méthode, elle requiert la définition de plusieurs paramètres tels que lois de comportement, dégradation de la rigidité,...etc. de plus, dans cette méthode les équations du mouvement sont intégrées pas à pas (intégration incrémentale), par conséquent, elle demande un volume de stockage de mémoire et un temps d'exécution très important. [18]

En contre partie, l'analyse statique non linéaire (pushover) est une méthode de plus en plus utilisée du fait de sa simplicité pour l'évaluation de la réponse sismique des structures en prenant en compte les caractéristiques non linéaires des matériaux.

3.3 Description de l'analyse temporelle

L'évaluation de la réponse dynamique des structures est généralement basée sur deux types d'analyses [13];

- *La superposition modale* qui est très utilisée dans la dynamique des structures, elle est limitée aux calculs linéaires, le caractère non linéaire ne peut être pris en compte à cause de la superposition. Ce dernier se traduit par des hypothèses telles que la rigidité structurelle qui n'est pas altérée par des plastifications ou des instabilités, d'autres facteurs de changement des propriétés initiales dus à l'influence des efforts internes ou du coefficient d'amortissement. Toutes ces hypothèses ne représentent pas l'aspect réaliste du comportement structurel.

- *L'intégration temporelle pas à pas* est une méthode applicable dans le domaine linéaire et non linéaire. La réponse temporelle est devisée en de courtes séquences avec des pas de temps égaux, et la réponse est calculée à chaque pas de temps par une approximation linéaire en prenant en compte les propriétés physiques et mécaniques initiales. A la fin de l'intervalle de temps, ces propriétés sont recalculées en fonction de l'état de déformation et de contrainte pour un nouvel état d'équilibre. [18]

3.3.1 Equation du mouvement incrémentale

Dans la procédure d'analyse temporelle linéaire ou non linéaire pas à pas, il convient d'utiliser une formulation incrémentale des équations décrivant le système entier à plusieurs degrés de liberté ou bien en considérant un système à un degré de liberté équivalent.

L'équation du mouvement définie dans un pas de temps Δt compris entre t_0 et $t_1=t_0+\Delta t$, est de la forme suivante :

$$\Delta f_I + \Delta f_D + \Delta f_S = \Delta P \quad (3.1)$$

Avec :

$$\Delta f_I = f_{I1} - f_{I0} = M\Delta\ddot{v} \quad (3.2)$$

$$\Delta f_D = f_{D1} - f_{D0} = C\Delta\dot{v} \quad (3.3)$$

$$\Delta f_S = f_{S1} - f_{S0} = K\Delta v \quad (3.4)$$

$$\Delta P = P_1 - P_0 \quad (3.5)$$

Où :

f_I : Force d'inertie.

f_D : Force d'amortissement.

f_S : Force élastique.

P : Vecteur de chargement.

$\Delta v, \Delta \dot{v}, \Delta \ddot{v}$: Sont respectivement : les vecteurs des déplacements, vitesses et des accélérations.

M : la matrice masse.

C et K Sont respectivement les matrices d'amortissement et de rigidité, qui sont déterminées comme illustré dans la figure (3.1) à partir des coefficients d'influence qui représentent la tangente de la courbe dans un pas de temps Δt .

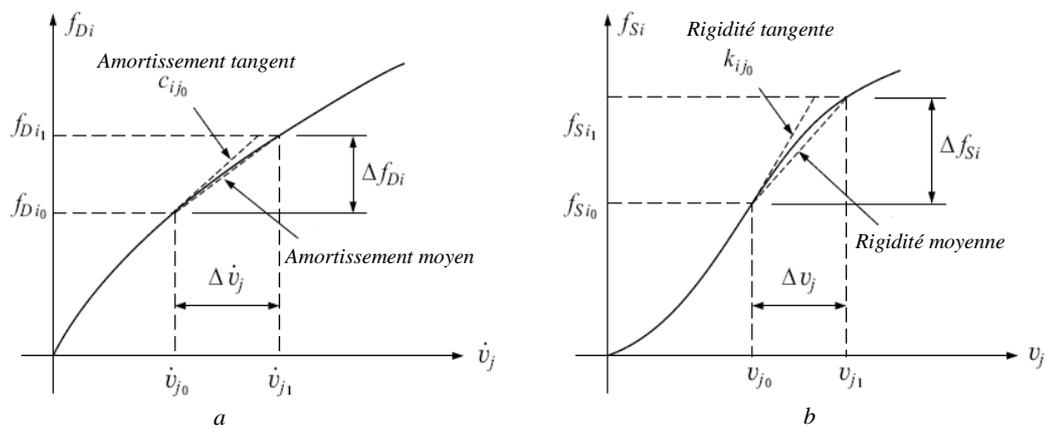


Fig.3.1 coefficient d'influence non linéaire

- a- Amortissement non linéaire
- b- Rigidité non linéaire

$$C_{ij0} = \left(\frac{df_{Di}}{dv_j} \right)_0 \quad (3.6)$$

$$K_{ij0} = \left(\frac{df_{Si}}{dv_j} \right)_0 \quad (3.7)$$

Sous le pas de temps Δt , l'équation (3.1), peut s'écrire sous la forme :

$$M\Delta\ddot{v} + C\Delta\dot{v} + K\Delta v = \Delta P \quad (3.8)$$

3.3.1.1 Méthode implicite de Newmark

Les problèmes non linéaires sont en général résolus par des méthodes implicites de Newmark, que ce soit, par la méthode de l'accélération linéaire ou l'accélération moyenne qui est inconditionnellement stable. Supposons que : $\Delta\ddot{u}$, $\Delta\dot{u}$ et Δu sont les incréments des vecteurs des accélérations, des vitesses et des déplacements durant le pas de temps Δt . La résolution de l'équation de mouvement sous forme incrémentale est de la forme suivante :

$$\Delta\dot{u} = \Delta t \ddot{u}_n + \gamma \Delta t \Delta\ddot{u} \quad (3.9)$$

$$\Delta u = \Delta t \dot{u}_n + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{u}_n + \Delta t^2 \beta \Delta\ddot{u} \quad (3.10)$$

En explicitant l'équation (3.10) :

$$\Delta\ddot{u} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta u - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_n - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_n \quad (3.11)$$

Après substitution de l'équation (3.11) dans (3.9), nous obtenons :

$$\Delta\dot{u} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_n - \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t \ddot{u}_n \quad (3.12)$$

En substituant l'équation (3.11) et (3.12) dans l'équation incrémentale du mouvement (3.8), nous obtenons :

$$\hat{K}_n \Delta u = \Delta \hat{P} \quad (3.13)$$

Dans laquelle, la matrice de rigidité effective, est sous la forme :

$$\hat{K}_n = K_n + \frac{1}{\beta \Delta t^2} M + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} C \quad (3.14)$$

Et le vecteur des forces effectives:

$$\Delta \hat{P} = \Delta P + M \left(\frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_n + \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_n \right) + C \left[\frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_n + \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t \ddot{u}_n \right] \quad (3.15)$$

La condition de stabilité de la méthode d'intégration, réside dans le choix des facteurs γ , β . Pour cela, on prend [13]:

Accélération moyenne : $\gamma = 1/2, \beta = 1/4$

Accélération linéaire : $\gamma = 1/2, \beta = 1/6$

Afin d'éviter toute instabilité, le pas de temps est limité à :

$$\Delta t \leq 0.551 T_{ni} \quad (3.16)$$

Où : T_{ni} : La période naturelle du dernier mode propre (la plus courte période)

Contrairement à la méthode explicite, où le pas de temps est très petit et qui dépend d'une valeur de temps critique à ne pas dépassé [18], qui est de la forme :

$$\Delta t \leq \Delta t_{cr} \quad (3.17)$$

t_{cr} : Le temps critique, qui est défini dans la méthode des différences carrées par le temps requis pour une onde de traverser une barre de longueur L

$$\Delta t_{cr} = \frac{L}{c} \quad (3.18)$$

Avec :

c : La célérité des ondes

Le résumé de la méthode d'intégration de Newmark pour les systèmes non linéaires avec plusieurs degrés de liberté est formulé comme suit :

A- Initialisation des variables

- 1- Calcul de $\ddot{u}_0 = M^{-1} (P_0 - C\dot{u}_0 - Ku_0)$
- 2- Choix de la méthode d'intégration :

- Accélération moyenne
 - Accélération linéaire
- 3- Choix du pas d'intégration Δt

B- Calculs préliminaires

- 1- Calcul des constantes d'intégration

$$a_0 = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \quad a_1 = \frac{\chi}{\beta \Delta t^2} \quad a_2 = \frac{1}{\beta \Delta t}$$

$$a_3 = \frac{1}{2\beta} \quad a_4 = \frac{\gamma}{\beta} \quad a_5 = \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t$$

C- Intégration pas à pas

- 1- Incrémentation du temps : $t_{n+1} = t_n + \Delta t$, $t_0 = 0$
- 2- Calcul de la matrice de rigidité effective $\hat{K}_n = K_n + a_0 M + a_1 C$
- 3- Calcul de l'incrément du vecteur des forces effectives au temps t_n :

$$\Delta \hat{P} = \Delta P + M(a_2 \dot{u}_n + a_3 \ddot{u}_n) + C[a_4 \dot{u}_n + a_5 \ddot{u}_n]$$

- 4- Calcul de l'incrément du vecteur des déplacements par itération :

$$\Delta u_i = \Delta u_{i-1} + \Delta u^{(i)}$$

- 5- Test de convergence

3.4 Description de l'analyse pushover

La méthode d'analyse statique non linéaire pushover est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible.

L'analyse pushover consiste en une série d'analyses élastiques, superposées pour approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base – déplacement au sommet. [1]

La première étape est d'appliquer la force gravitaire et latérale qui découle d'une loi de comportement du type bilinéaire ou tri-linéaire, la charge latérale est augmentée d'une manière itérative jusqu'à atteindre une première plastification d'un élément (apparition de rotule plastique). En prenant en compte le nouvel état d'équilibre du à la diminution

de la raideur, le processus continu jusqu'à avoir un déplacement limite au sommet de la structure ou jusqu'à une instabilité. [14]

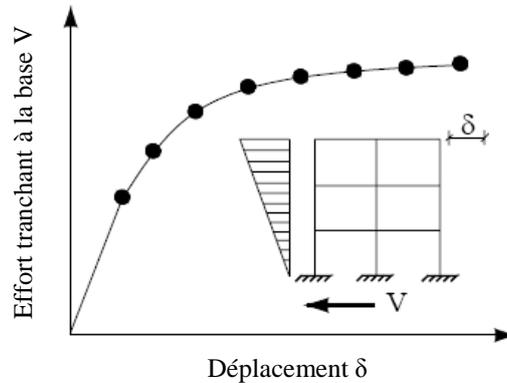


Fig.3.2 Courbe de capacité (pushover) d'une structure

3.4.1 Types de résultats

Le but d'une analyse pushover est de fournir des informations en termes de demande et de capacité, et de prédire la réponse des structures similaire à une analyse dynamique non linéaire qui donne un aspect paramétrique du comportement. On cite comme résultats :

- Les demandes réalistes en termes de force dans les éléments potentiellement fragiles, telles que les demandes en forces axiales dans les poteaux, les demandes en forces dans les connections des contreventements, les demandes en moments dans les connections poteaux-poutres, et les demandes en cisaillement dans les poutres épaisses.
- Estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes.
- Les conséquences de la détérioration locale de la rigidité sur le comportement global de la structure.
- Identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être élevées et qui doivent faire l'objet d'une attention particulière durant la conception.

- Identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent en des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.
- Estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent en compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement et pour évaluer l'effet P- Δ

3.4.2 Formulation de l'analyse pushover

L'hypothèse de base de cette méthode et le fait de rapporter les structures 3D ou 2D à un système à un degré de liberté (DDL), basée sur des recherches antérieures (Saiidi et Sozen 1981), qui ont démontrés que le déplacement d'un système à plusieurs degrés de liberté peut être approximativement égal à celui d'un système à un seul degré de liberté quand la réponse dominante est celle du premier mode. [20]

3.4.2.1 Mise en équation

Le vecteur de déplacement relatif X peut se mettre sous la forme :

$$X = \{\phi\} x_i \quad (3.19)$$

x_i : Déplacement au sommet de la structure.

ϕ : Vecteur propre du mode fondamental.

L'équation différentielle du mouvement du système sera donc écrite comme suit :

$$[M] \{\phi\} \ddot{x}_i + [C] \{\phi\} \dot{x}_i + Q = -M \{I\} \ddot{x}_g \quad (3.20)$$

M : Matrice masse

C : Matrice d'amortissement

Q : Vecteur des forces

\ddot{x}_g : L'accélération sismique

Le déplacement du système à un DDL équivalent, sera donné sous la forme :

$$x^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{I\}} x_i \quad (3.21)$$

En multipliant l'équation (3.19) par $\{\phi\}^T$, et en utilisant l'équation (3.20), on obtient l'équation différentielle du système équivalent :

$$M^* \ddot{x}^* + C \dot{x}^* + Q^* = -M^* \ddot{x}_g \quad (3.22)$$

M^* , C^* et Q^* représentent les propriétés du système à 1DDL équivalent, elles sont données par :

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{I\} \quad (3.23)$$

$$C^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{I\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \quad (3.24)$$

$$Q^* = \{\phi\}^T Q \quad (3.25)$$

3.4.3 Le déplacement cible

Le but principal de cette méthode est basé sur la demande de la structure par rapport au déplacement, la notion de nœud de control est alors introduite qui est situé au centre de masse du dernier niveau de la structure, qui est la référence nécessaire pour l'exécution et l'interprétation de cette analyse.

Le déplacement cible dépend essentiellement du caractère non linéaire du comportement, il s'écrit sous la forme (FEMA 273) [10] :

$$\delta t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (3.26)$$

Avec :

T_e : La période fondamentale équivalente de la structure dans la direction considérée.

La période effective est calculée à partir du diagramme bilinéaire de la loi de comportement (déplacement – effort tranchant)

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.27)$$

T_i : La période fondamentale dans la direction considérée qui résulte d'une analyse dynamique élastique.

K_i : Rigidité latérale élastique

K_e : Rigidité latérale effective qui est de l'ordre de 60% de la résistance de plastification.

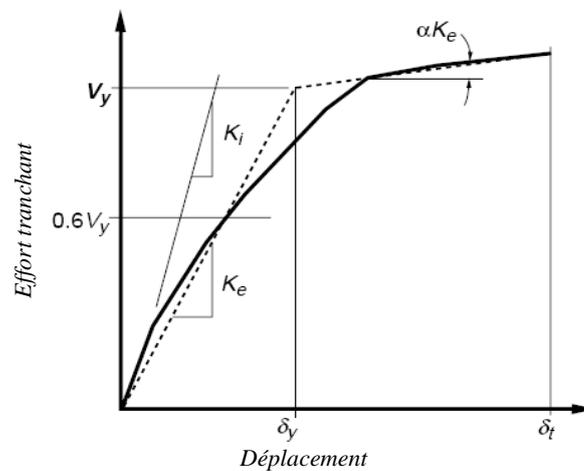


Fig.3.3 Détermination de la rigidité effective

C_0 : Facteur de modification qui reflète le déplacement spectral et le déplacement d'étage de la structure. Il est calculé selon le tableau suivant :

Tableau 3.1 : Valeurs du facteur de modification C_0 [10]

Nombre d'étage	Facteur de modification C_0
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10 +	1.5
Une interpolation linéaire doit être utilisée pour les valeurs intermédiaires	

C_1 : Facteur de modification du déplacement inélastique calculé à partir du déplacement de la réponse linéaire élastique :

$$C_1 = 1 \text{ Pour } T_e \geq T_0$$

$$C_1 = \frac{1 + (R - 1)T_0 / T_e}{R} \text{ Pour } T_e < T_0 \quad (3.28)$$

T_0 : La période propre fondamentale.

R : Le rapport de résistance pour le calcul du facteur de la limite élastique.

$$R = \frac{S_a}{V_y / W C_0} \quad (3.29)$$

S_a : L'accélération spectrale

V_y : La limite élastique calculée à partir du diagramme bilinéaire.

W : Poids total de la structure.

C_2 : Facteur de modification qui représente l'effet de la courbe d'hystérésis sur le déplacement maximal, qui est fonction du degré de plastification des éléments structuraux.

Tableau 3.2 : Valeur du facteur de modification C_2 [10]

Niveau de performance des structures	T= 0.1 Sec		T≥T ₀	
	Type 1	Type 2	Type 1	Type 2
Occupation immédiate	1	1	1	1
Limite de service	1.3	1	1.1	1
Prévention de ruine	1.5	1	1.2	1
1. Les portiques dont lesquels la résistance et la rigidité peuvent être détériorés sous un séisme.				

C_3 : Facteur de modification qui prend en compte l'augmentation du déplacement dû à l'effet P-Δ :

$$C_3 = 1 + \frac{\alpha(R - 1)^{3/2}}{T_e} \quad (3.30)$$

α : Le rapport de la rigidité post-élastique et de la rigidité élastique.

3.4.4 Distribution de la force latérale

La distribution de la force latérale est un sujet qui diffère de par ses principes dans les codes de calculs (FEMA 273, EC08), pour l'analyse statique non linéaire qui se base sur la relation demande-capacité, la distribution de la force dépend de l'inertie massique et du passage vers un système à un degré de liberté [3].

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

- 1- Force latérale équivalente (ELF)

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (3.31)$$

Avec :

$$k = \begin{cases} 1 & \text{pour } T \leq 0.5 \\ 2 & \text{pour } T \geq 2.5 \end{cases}$$

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

C_{vx} : La force latérale.

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

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

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

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

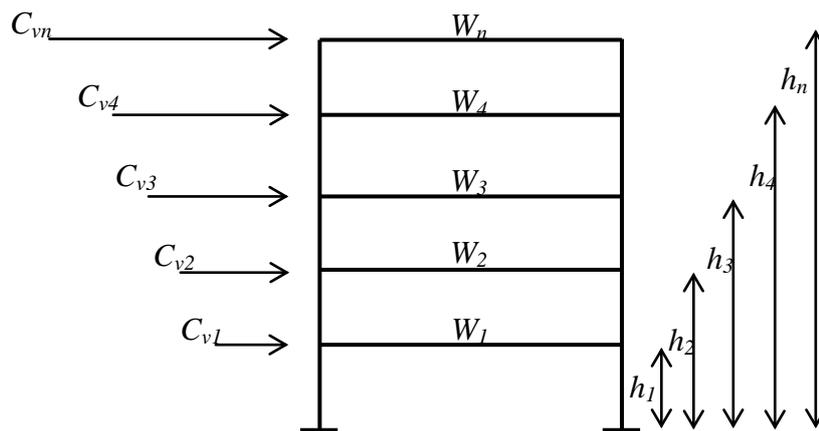


Fig3.4 Distribution verticale de la charge latérale selon FEMA

2- Distribution uniforme :

Dans cette forme de distribution, la force est égale à la masse du niveau considéré.

$$C_{vx} = m_{vx} \quad (3.32)$$

3- Distribution par la superposition quadratique (SRSS) :

La distribution est définie par les forces latérales calculées à partir des efforts tranchants par niveaux déterminés par une analyse spectrale, supposée être élastique et linéaire.

3.5 Conclusion

L'analyse dynamique non linéaire des structures est une étape décisive dans le calcul et le dimensionnement des structures, qui est basée sur des méthodes de résolution et de formulation des équations du mouvement dépendant de critères de fiabilités et d'un rendement qualitatif et quantitatif de l'étude.

Du point de vue convergence et exactitude, la méthode d'intégration temporelle pas à pas, est la plus précise et la plus réaliste dans l'analyse de la réponse sismique, bien que sa formulation présente un certain nombre de complexités dans la modélisation paramétrique incrémentale du comportement local et global et le temps de calcul qui est assez important.

Une nouvelle méthode de la réponse sismique par un calcul statique non linéaire (pushover), qui est assez récente développée au préalable pour l'expertise des structures existantes et dans le dimensionnement des structures (FEMA, ATC 40, EC08), par son avantage de simplicité de mise en œuvre et qui fait intervenir la notion d'optimisation structurelle qui est basée sur les demandes, capacités et les rotules plastiques.

CHAPITRE 4 LOGICIELS DE CALCUL NON LINEAIRE ET APPLICATIONS

4.1 Introduction

L'analyse non linéaire des structures en béton armé ou en charpente métallique, et utilisée de plus en plus dans des logiciels de calcul des structures. Dans ce travail, on utilise le programme de calcul FedeadsLab, qui est un logiciel libre, utilisant des scripts Matlab. L'avantage principal de ce logiciel, est le degré de modification et de rajout de script, par exemple : ajouter des lois de comportement, ou modifier des scripts (Open Source).

4.2 FedeadsLab

Le programme FedeadsLab est une boîte à outils Matlab développée à l'Université de Berkeley, Californie [9], pour l'analyse non linéaire des structures de poutre. Il est très utile dans le domaine de la recherche des méthodes de simulation du fait de la quantité de données sur les modèles et les méthodes de programmation. Il est composé de structures de donnée sous un script Matlab. Il se décompose d'après la figure (4.1) de cinq fonctions de base :

- Le model géométrique
- Les propriétés des éléments
- Le type de chargement
- Les paramètres de la solution
- La réponse

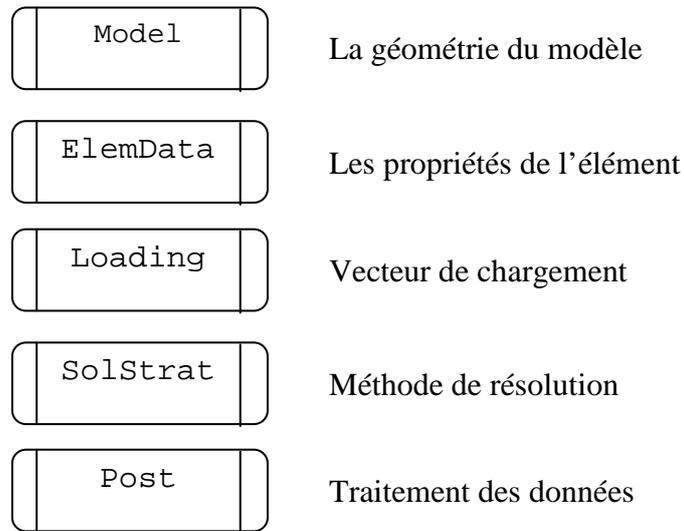


Fig.4.1 Structure des données dans FedeasLab

4.2.1 Organisation du script de simulation

- Définition du modèle géométrique et la création de l'objet **Model**
- Spécification des propriétés de l'élément et la création de l'objet **ElemData**
- Initialisation de l'état d'équilibre, objet **State**
- Spécification de l'état de charge, soit statique ou dynamique et la création de l'objet **Loading**
- Définition de l'objet **SolStrat**, qui définit la méthode de résolution
- Stockage et affichage de la réponse

L'élaboration des scripts et des résultats d'une analyse sous FedeasLab, est résumée dans l'organigramme suivant :

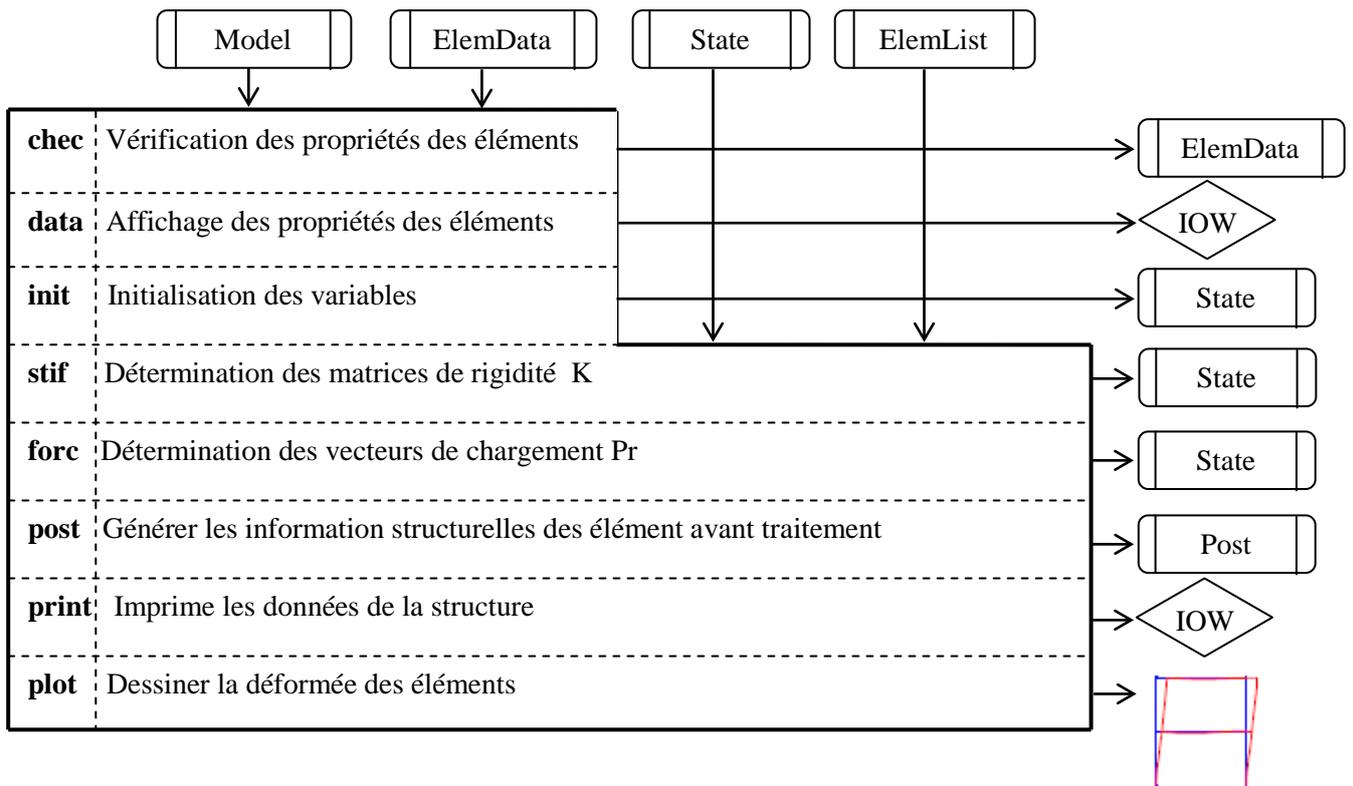


Fig.4.2 Procédure de traitement et d'analyse sous Fedaslab

En prenant comme exemple de modélisation (Fig.4.3), un portique en béton armé, l'introduction des données géométriques et mécaniques sont montrées ci-après :

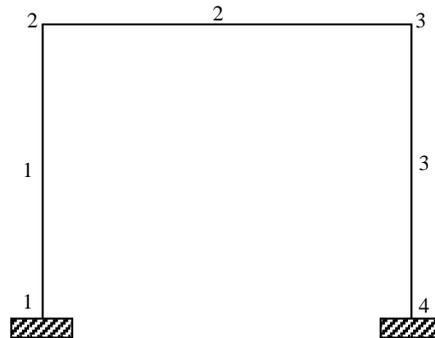


Fig.4.3 portique auto stable

4.2.1.1 Le modèle géométrique

```

% Coordonnées des nœuds
XYZ(1,:) = [ 0 0]; % Premier nœud
XYZ(2,:) = [ 0 3]; % Deuxième nœud, etc.
XYZ(3,:) = [ 4 3];
XYZ(4,:) = [4 0];
% Connectivités
CON {1} = [ 1 2]; % Premier élément
CON {2} = [ 2 3];
CON {3} = [ 3 4];
% Conditions aux limites
BOUN(1,1:3) = [1 1 1]; % (1 = fixe, 0 = libre)
BOUN(4,1:3) = [1 1 1];
% Type d'élément linéaire ou non linéaire
[ElemName{1:8}] = deal('Lin2dFrm_NLG');
% Creation de l'objet
Model = Create_Model(XYZ,CON,BOUN,ElemName);

```

4.2.1.2 Les propriétés mécaniques

1 – Élément linéaire

```

%Définition du type d'éléments
[Model.ElemName{1:8}] = deal('Lin2dFrm_NLG');
% Propriétés des éléments pour chaque élément i:
% E : Module de Young
% A : Section
% I : Inertie
for i=1:2;
ElemData{i}.E = 29000;
ElemData{i}.A = 56.8;
ElemData{i}.I = 2400;
end
% création de l'objet
ElemData = Structure ('chec',Model,ElemData);

```

2 – Élément non linéaire

```

% élément poutre 2d non linéaire
[Model.ElemName{1:8}] = deal('NLdirFF2dFrm_NLG'); % NL itérative
force formulation
% propriétés des éléments non linéaires
for i=1:2;
ElemData{i}.nIP = 5; % nombre de points d'intégration
ElemData{i}.IntTyp = 'Lobatto'; % Gauss-Lobatto Intégration

```

```

ElemData{i}.SecName= 'HomoWF2dSec'; % type de section : carrée,
rectangulaire , I
for j=1:ElemData{i}.nIP
ElemData{i}.SecData{j}.d = 15.48; % Largeur
ElemData{i}.SecData{j}.tw = 0.89; % Hauteur
end
end
% Propriétés des matériaux
for i=1:Model.ne;
for j=1:ElemData{i}.nIP
ElemData{i}.SecData{j}.MatName = 'BilinearHystereticIdMat'; %
type de comportement
ElemData{i}.SecData{j}.MatData.E = 29000; % module élastique
ElemData{i}.SecData{j}.MatData.fy = 50; % limite d'élasticité
ElemData{i}.SecData{j}.MatData.Eh = 0.1; % facteur de
comportement
end
end
% création de l'objet
ElemData = Structure ('chec',Model,ElemData);

```

4.2.1.3 Etat de charge

On distingue trois cas de charge ; charge gravitaire uniforme, charge latérale et un accerogramme

```

%Cas 1 : distribution uniforme sur les éléments
for el=5:6 ElemData{el}.w = [0;-0.50]; end
for el=7:8 ElemData{el}.w = [0;-0.35]; end
%création de l'objet
Loading = Create_Loading (Model);
State = LinearStep (Model, ElemData, Loading);
% stockage de l'objet
Post(1) = Structure ('post',Model,ElemData,State);
% Cas 2: Force horizontal
for el=5:8; ElemData{el}.w = [0;0]; end
% spécification des nœuds
Pe(2,1) = 20;
Pe(3,1) = 40;
%création de l'objet
Loading = Create_Loading (Model,Pe);
% Cas 3 : accerogramme :
% définition de la direction du séisme
Ue([1,4],1) = ones(2,1);
SupLoading = Create_Loading (Model,[],Ue); % création du vecteur
des acceleros

```

```

State = LinearStep(Model,ElemData,SupLoading);
Loading.Uddref = State.U(1:Model.nf);
% chargement de l'accélerogramme
load EZ02;
Loading.AccHst(1).Time = EZ02(1:500,1); % les valeurs du temps
Loading.AccHst(1).Value = EZ02(1:500,2); % les accélérations

```

4.3 Application de l'analyse dynamique non linéaire

On se propose d'étudier quelque cas de structures de portiques sous le logiciel FedasLab, excitées par un chargement sismique et statique non linéaire, avec des masses concentrées aux nœuds.

Une analyse dynamique par intégration temporelle pas à pas est effectuée, dans un premier temps, sur des structures de portique. On utilise trois accélerogrammes, avec différentes période et intensités. Les résultats sont montrés ci-après.

4.3.1 Portique auto-stable

Les caractéristiques mécaniques et géométriques sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 4.1 : Caractéristiques du portique

Dimension (cm ²)	Longueur (m)	Hauteur (m)	Masse(t)	E(Kpa)	Fy (Kpa)	Période (Sec)
30 x 30	4	4	50	32^E6	25^E3	0.3

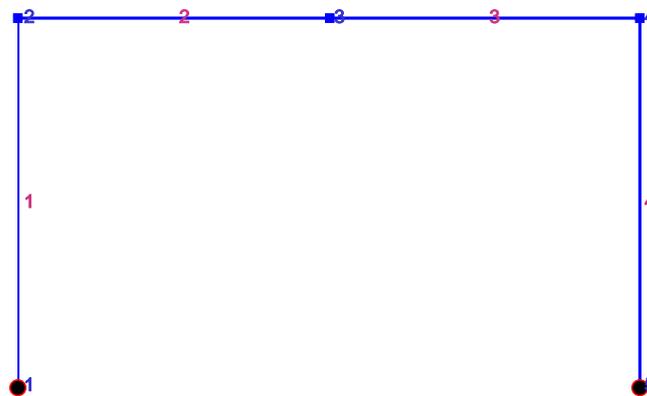


Fig.4.4 : Portique auto-stable en béton armé

Les accélérogrammes utilisés sont représentés dans les schémas suivant :

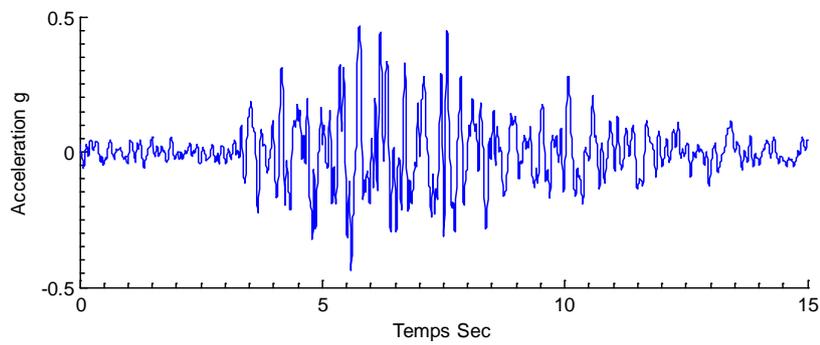


Fig.4.5 : Accélérogramme du séisme de Blida

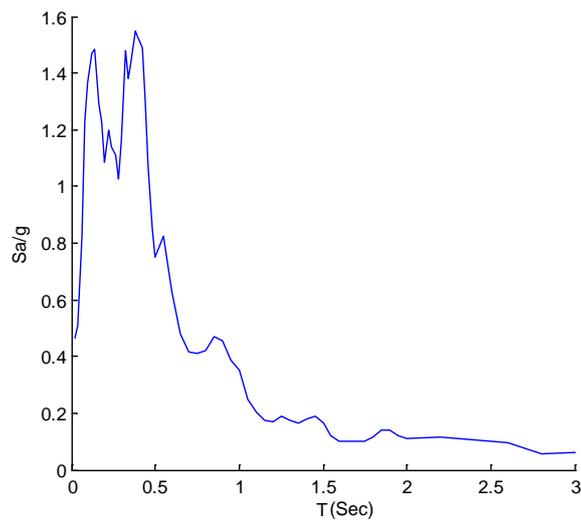


Fig.4.6 : Spectre de calcul de l'accélérogramme de Blida

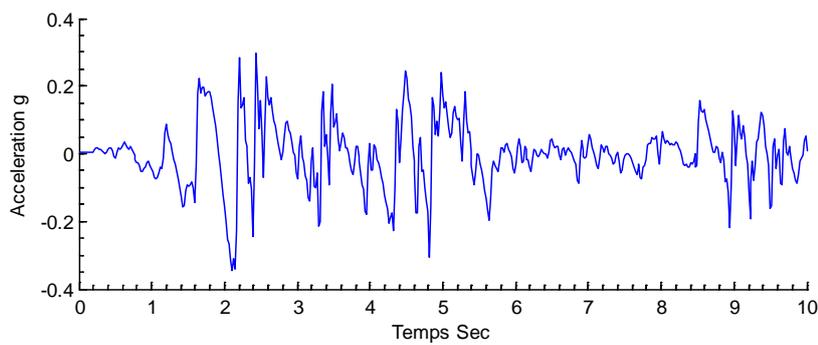


Fig.4.7 : Accélérogramme du séisme de l'Impérial Valley d'El-Centro

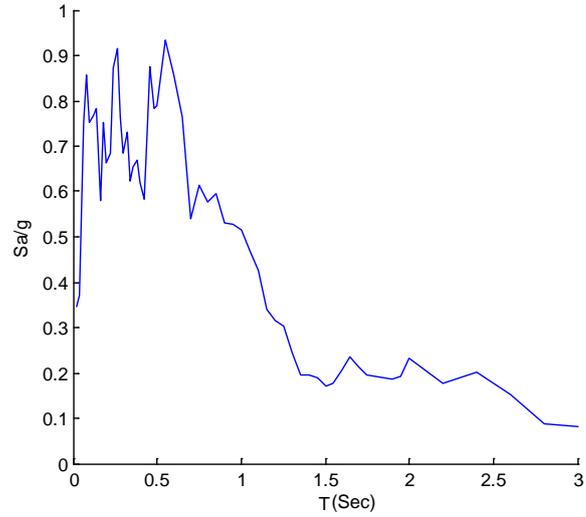


Fig.4.8 : Spectre de calcul de l'accélérogramme d'EL-Centro

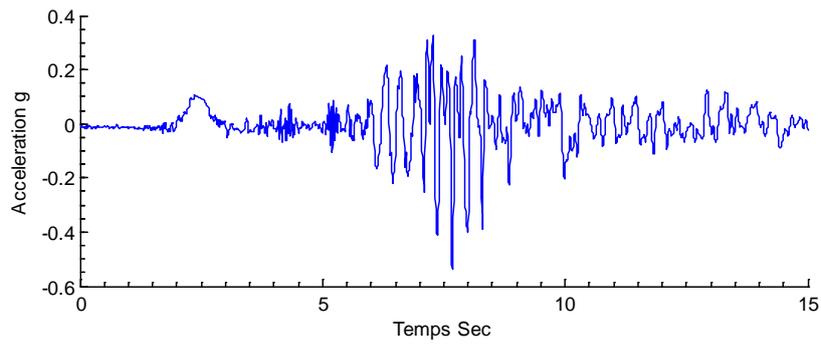


Fig.4.9 : Accélérogramme du séisme de Dar El Beida

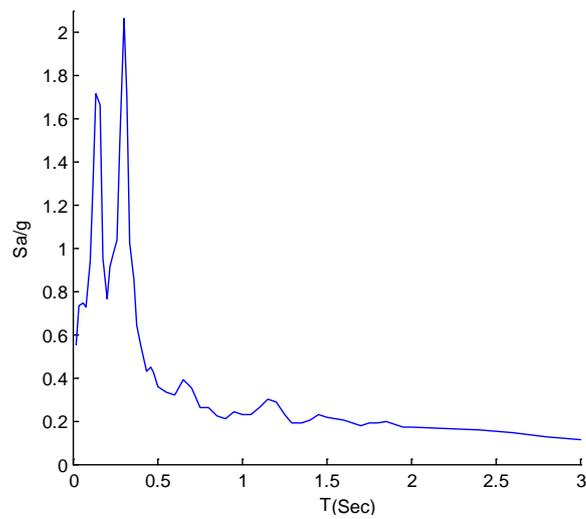


Fig.4.10 : Spectre de calcul de l'accélérogramme de Dar El Beida

La réponse de la structure sous les différents accélérogrammes, en termes de déplacement, accélération et force-déplacement (la loi constitutive du type bilinéaire non dégradable), est montrée ci-après :

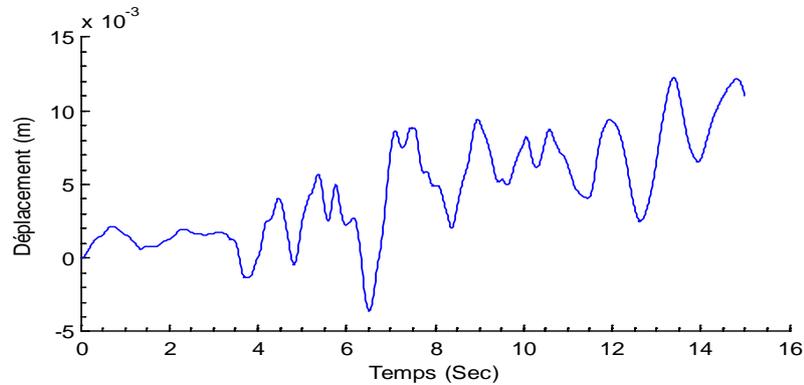


Fig.4.11 : Déplacement relatif du nœud 2 sous l'accélérogramme de Blida

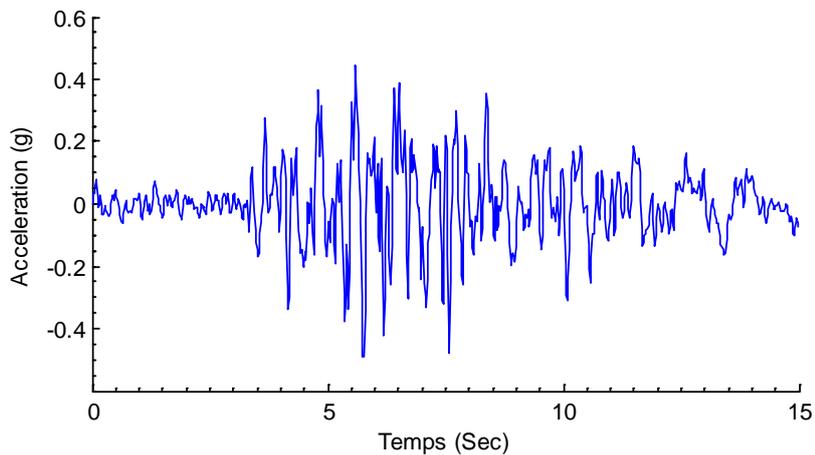


Fig.4.12 : Accélération relative du nœud 2 sous l'accélérogramme de Blida

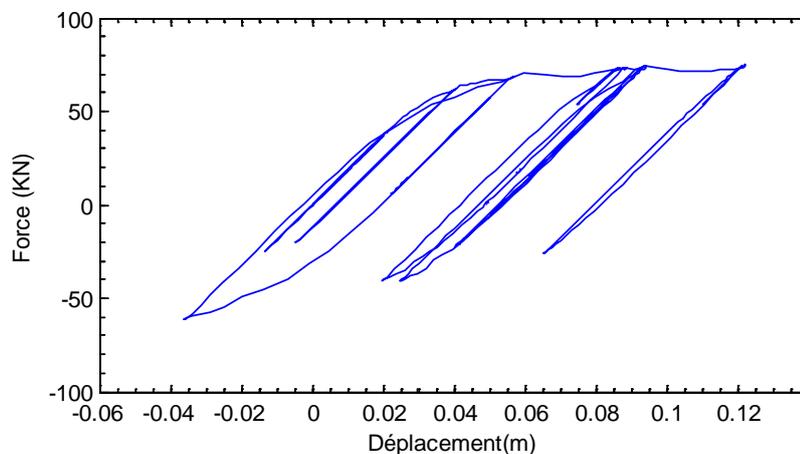


Fig.4.13 : Boucle d'hystérésis sous l'accélérogramme de Blida

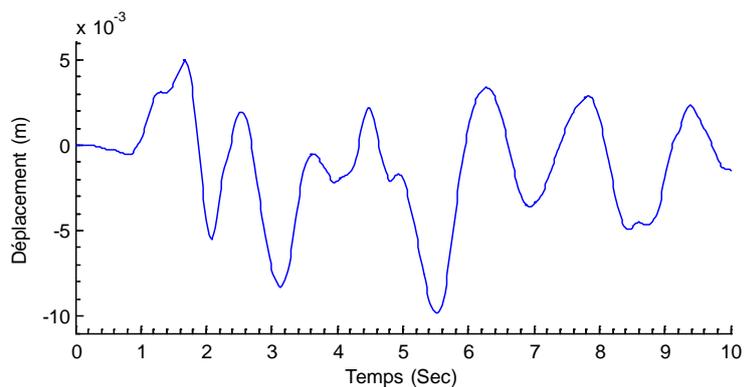


Fig.4.14 : Déplacement relatif du nœud 2 sous l'accélérogramme d'El-Centro

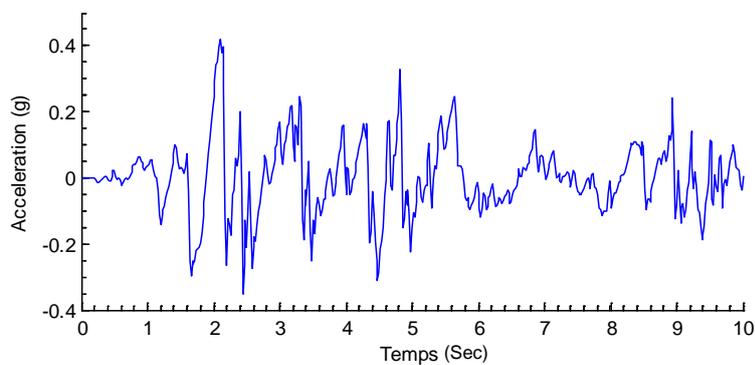


Fig.4.15 : Accélération relative du nœud 2 sous l'accélérogramme d'El-Centro

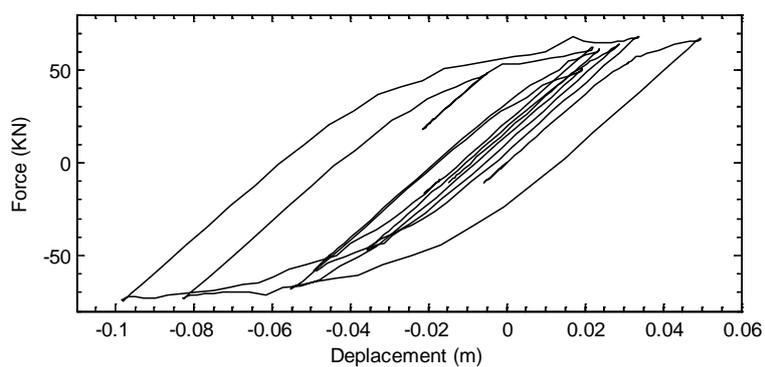


Fig.4.16 : Boucle d'hystérésis sous l'accélérogramme d'El-Centro

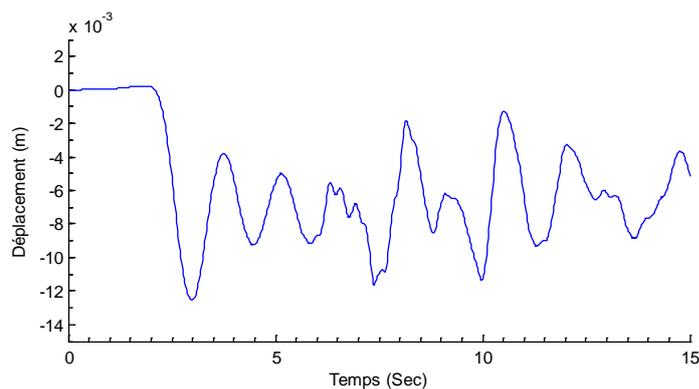


Fig.4.17 : Déplacement relatif du nœud 2 sous l'accélérogramme de Dar el Beida

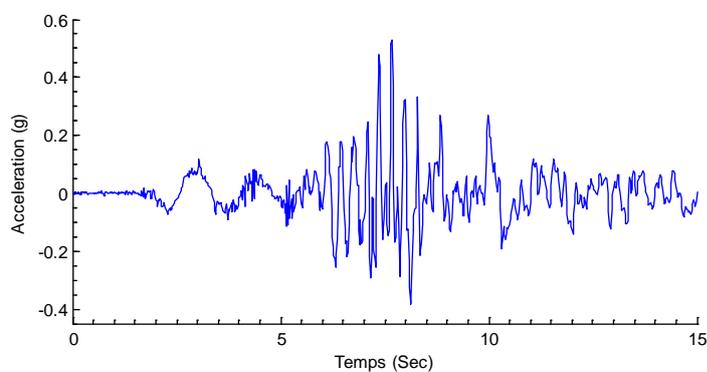


Fig.4.18 : Accélération relative du nœud 2 sous l'accélérogramme de Dar El Beida

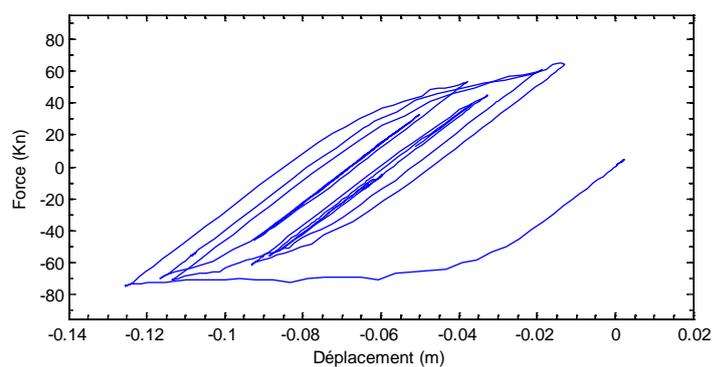


Fig.4.19 : Boucle d'hystérésis sous l'accélérogramme de Dar El Beida

Les résultats de ces analyses sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.2 : Résultats des analyses

Accélérogramme	Déplacement (m)	Accélération (m/s ²)
Blida	0.0122	0.4925
El-Centro	0.0098	0.4205
Dar el Beida	0.0126	0.5284

4.3.2 Portique à trois niveaux

On prend comme deuxième exemple une structure de portique comme montré dans la figure (4.20). On assigne à cette structure des masses concentrées aux nœuds. Les résultats sont comme suit :

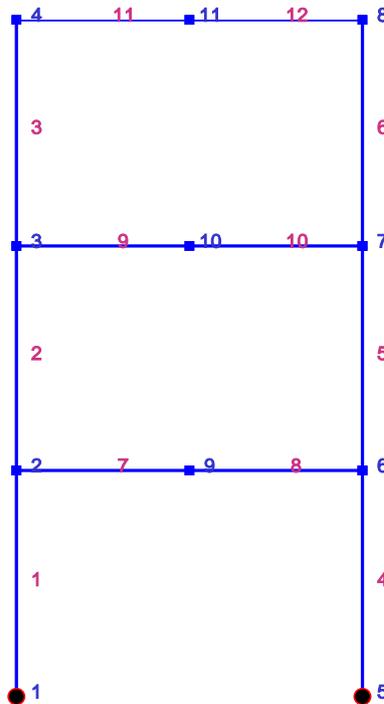


Fig4.20 : Portique à 3 niveaux

Les caractéristiques géométriques et mécaniques sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 4.3 : Caractéristiques de la structure

Dimension (cm ²)	Longueur (m)	Hauteur (m)	Masse(t)	E(Kpa)	Fy(Kpa)	Période (Sec)
30 x 30	6	4	50	32 ^E 6	25 ^E 3	0.9

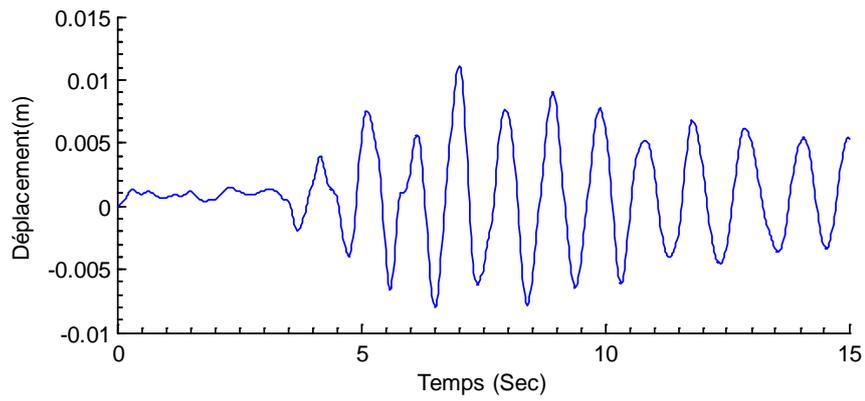


Fig.4.21 : Déplacement relatif du nœud 4 sous l'accélérogramme de Blida

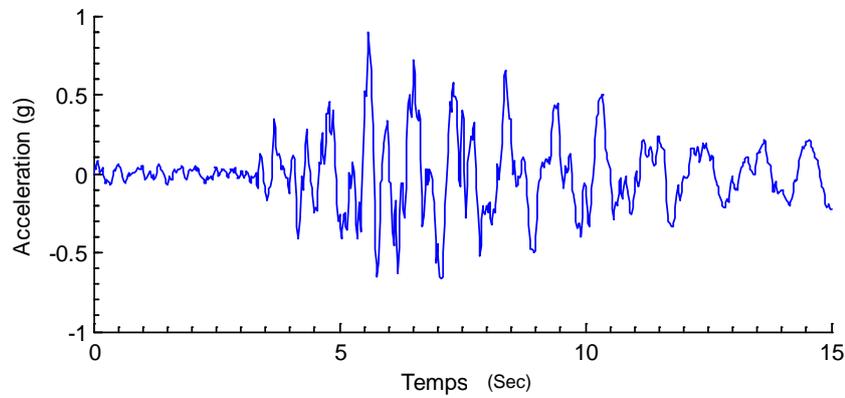


Fig.4.22 : Accélération relative du nœud 4 sous l'accélérogramme de Blida

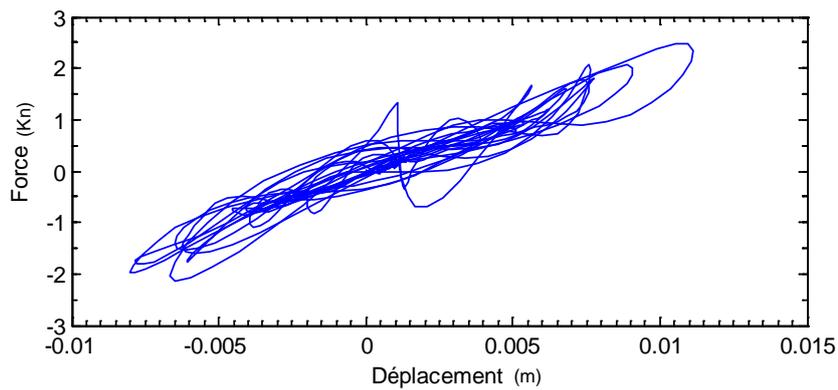


Fig.4.23 : Boucle d'hystérésis sous l'accélérogramme de Blida

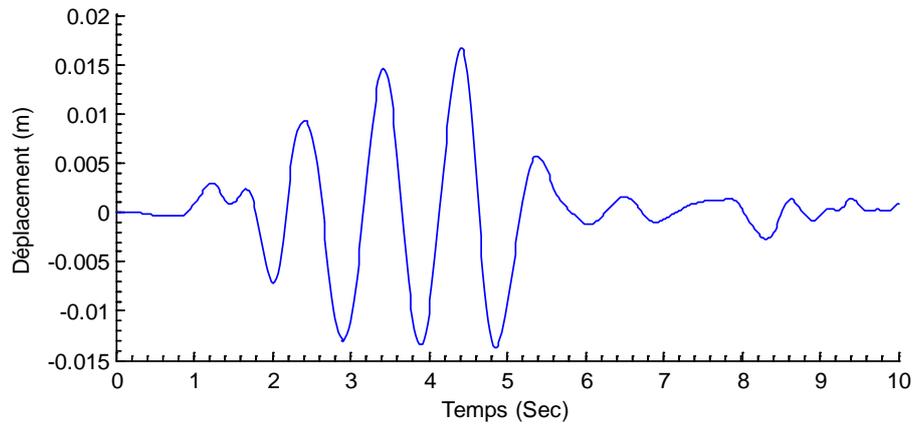


Fig.4.24 : Déplacement relatif du nœud 4 sous l'accélérogramme d'El-Centro

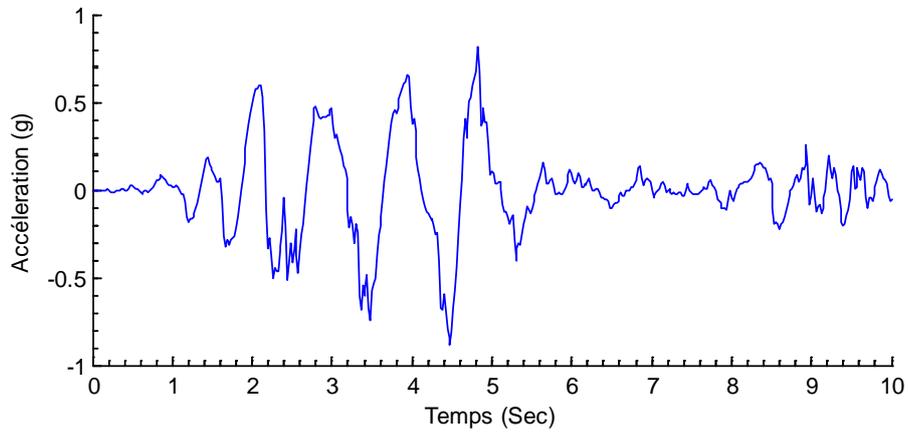


Fig.4.25 : Accélération relative du nœud 4 sous l'accélérogramme d'El-Centro

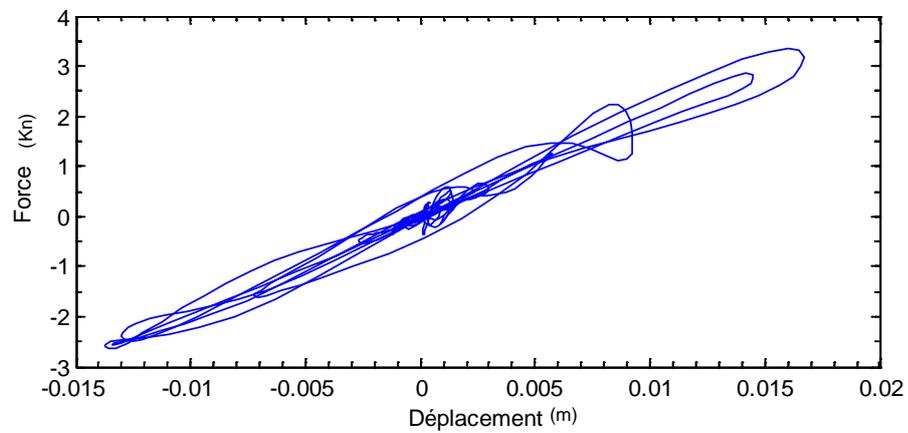


Fig.4.26 : Boucle d'hystérésis sous l'accélérogramme d'El-Centro

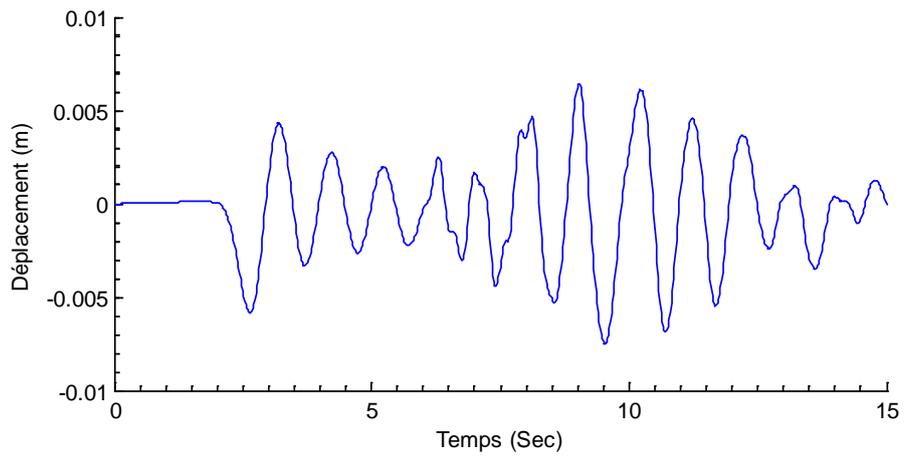


Fig.4.27 : Déplacement relatif du nœud 4 sous l'accélérogramme de Dar El Beida

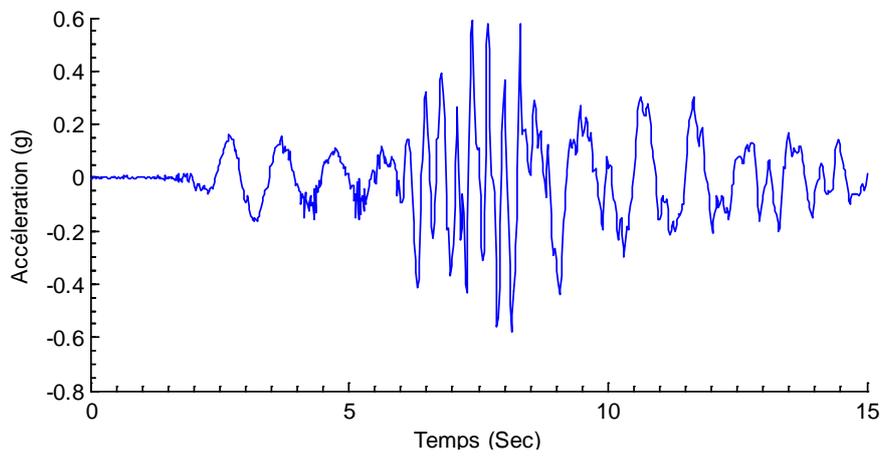


Fig.4.28 : Accélération relative du nœud 4 sous l'accélérogramme de Dar El Beida

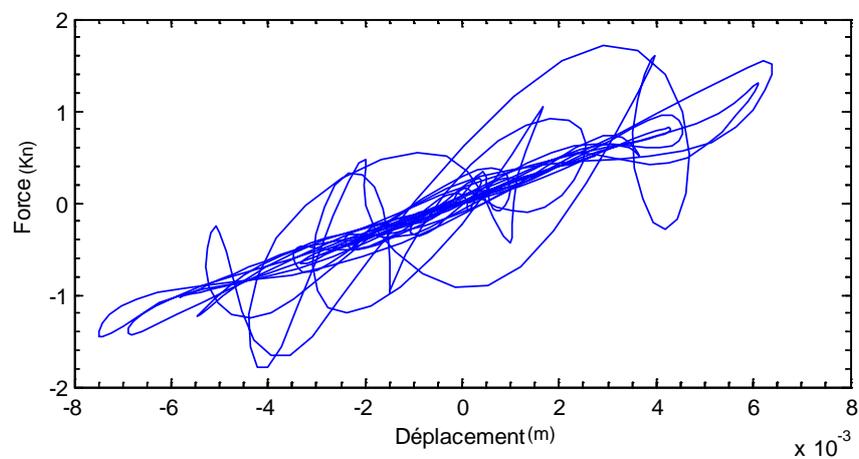


Fig.4.29 : Boucle d'hystérésis sous l'accélérogramme de Dar El Beida

Les résultats de ces analyses sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.4 : Résultats des analyses

Accélérogramme	Déplacement (m)	Accélération (m/s ²)
Blida	0.011	0.8951
El-Centro	0.0167	0.8829
Dar el Beida	0.075	0.5822

4.3.3 Interprétation des résultats

A partir des résultats obtenus en utilisant le logiciel FedeeasLab sur des portiques auto-stables, on peut tirer les conclusions suivantes :

Pour des structures de petites fréquences ; le caractère inélastique des éléments apparaît dès le premier cycle de chargement. Ceci est dû au fait que le contenu fréquentiel de l'excitation sismique est riche au voisinage de la période propre de la structure (phénomène de résonance). Les figures (4.6, 4.8 et 4.10) montrent les spectres de réponse des accélérogrammes.

On remarque aussi, que l'influence du pas d'intégration dans le calcul temporelle est importante dans le calcul de la réponse (force-déplacement). En utilisant les conditions citées dans le chapitre 3, équation (3.16), la convergence est conditionnée par un choix adéquat du pas de temps qui dépend de la période fondamentale. Dans cette étude, on a pris $\Delta t = 0.005$ Sec.

Les lois de comportement (contrainte-déformation) qui régissent le caractère non linéaire des éléments dans FedeeasLab, sont basées sur le modèle de fibre. A cet effet, le nombre de couches (fibres) à prendre en compte est proportionnel à la convergence de la réponse ; comme montré sur les figures (4.23, 4.26 et 4.29) de l'exemple du portique à 3 niveaux, les boucles d'hystérésis ne sont pas régulières, est ceci s'explique principalement par :

- Le déséquilibre de l'état de contrainte
- Le passage du système local (contrainte-déformation) au système global (force-déplacement).
- La variation irrégulière de la force d'excitation.

Pour confirmer ces remarques, on utilise une force d'excitation du type sinusoïdale de la forme suivante (4.30), les résultats sont montrés ci-après :

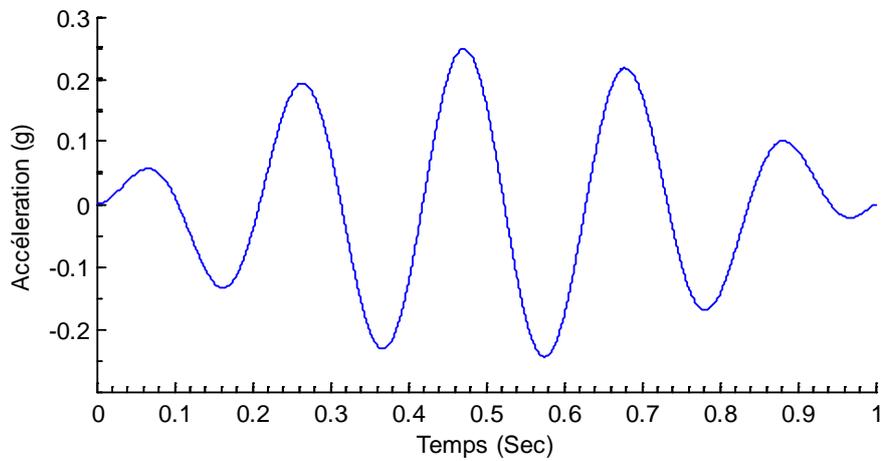
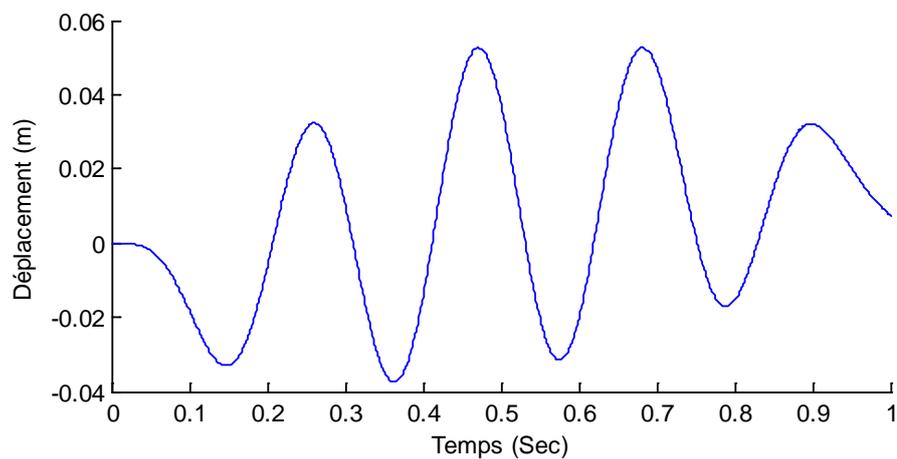
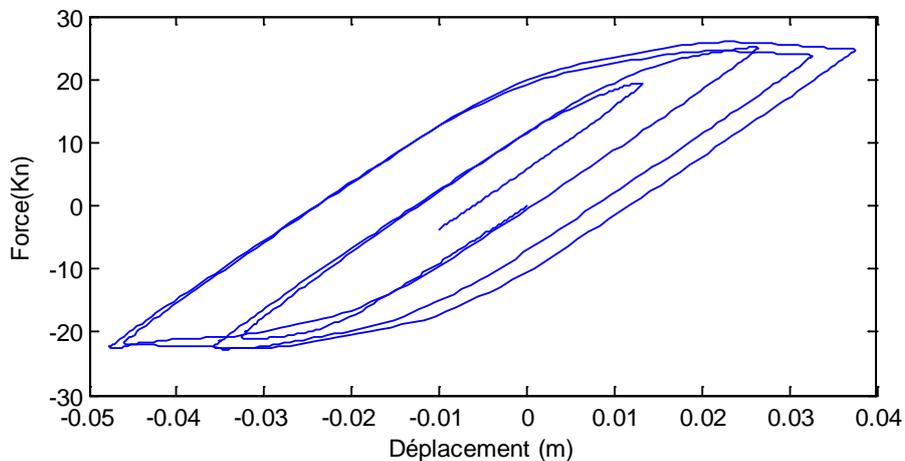


Fig4.30. Force sinusoïdale



**Fig.4.31. Déplacement du nœud 2
sous la force sinusoïdale**



**Fig.4.32 : Boucle d'hystérésis sous la force
sinusoïdale**

4.4 Application de l'analyse statique non linéaire (pushover)

On se propose d'étudier deux structures auto stables de R+5 et R+8 (fig.4.33et 4.34), ferraiillées selon le RPA 2003 avec la méthode spectrale, les voiles sont omis volontairement pour la prise en compte des rotules plastiques. Les caractéristiques géométriques et mécaniques des structures sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau 4.5 : Caractéristiques des structures

	R+5	R+8
E(Kpa)	32^E6	32^E6
Poteaux (Cm ²)	1 :3 = 50 x 50 4 :5 = 40 x 40	1-5 = 50 x 55 6-8 = 50 x 50
Poutre (Cm ²)	30 x 50	40 x 50

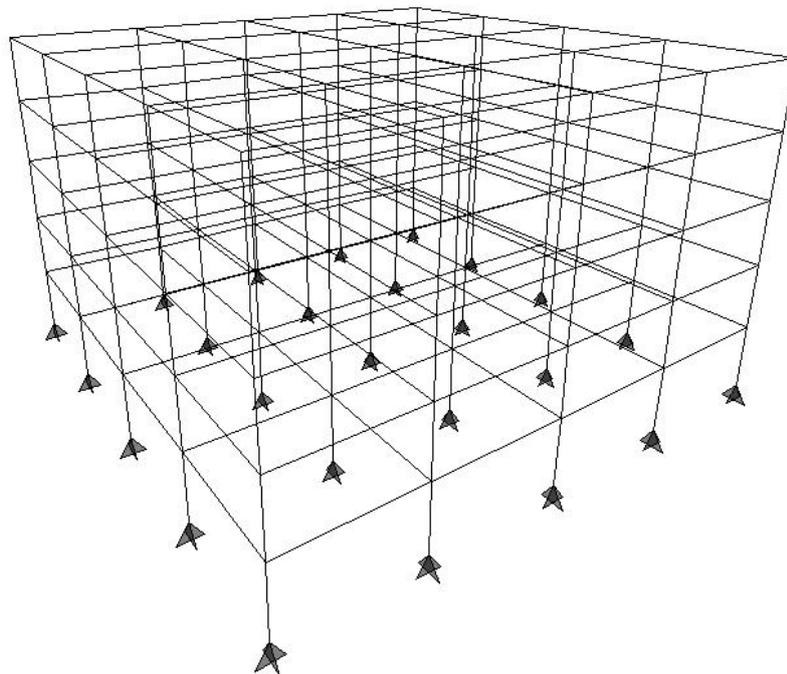


Fig.4.33 : Structure en R+5

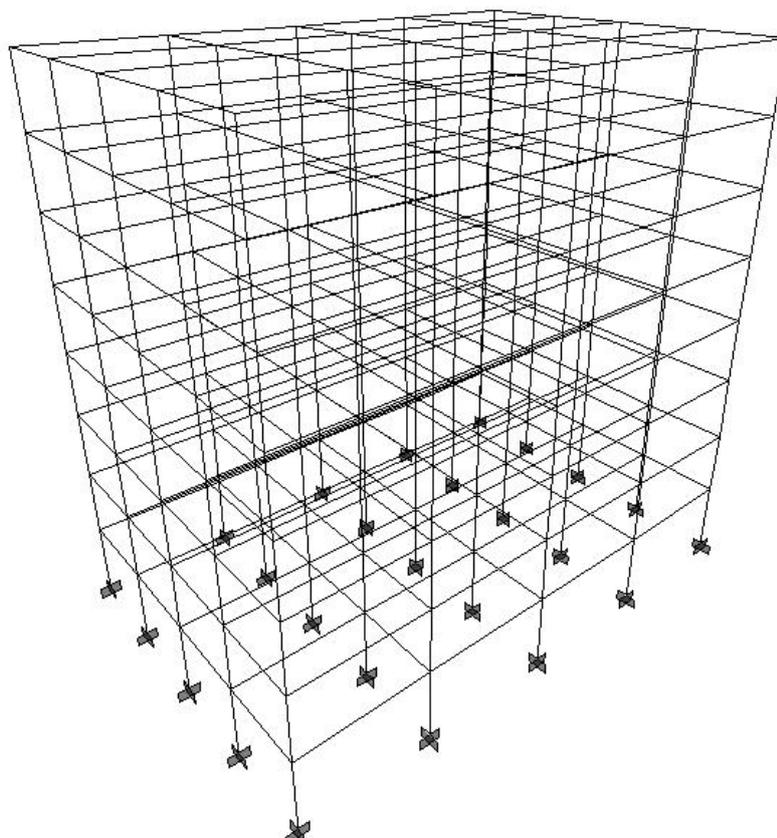


Fig.4.34 : Structure en R+8

Une analyse statique non linéaire, qui est basée sur le code FEMA 273 est utilisée par le logiciel SAP 2000 [5], qui définit la notion du mode de ruine et de la performance de la structure [16], selon la figure suivante, on peut définir les points suivants :

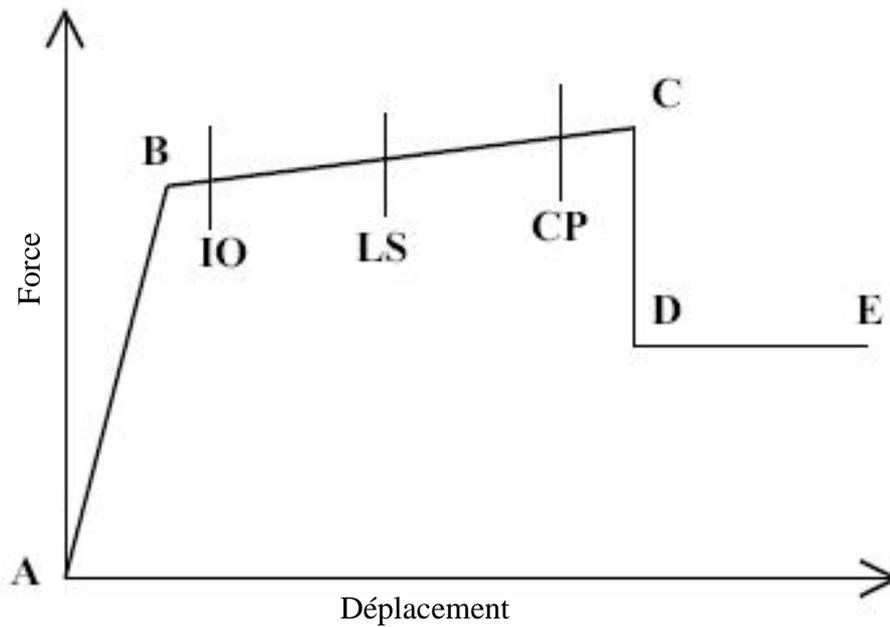


Fig.4.35 : Courbe Force - Déformation

A : Le point d'origine

B : Représente la plastication, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.

C : Représente la capacité ultime de l'analyse pushover.

D : Représente la résistance résiduelle de l'analyse.

E : Représente la rupture totale des éléments.

D'autres points additionnels qui n'ont aucun effet sur le comportement de la structure, et qui sont adoptées par les codes de calcul, pour l'appréciation de l'analyse non linéaire statique, et qui sont :

IO : Occupation immédiate.

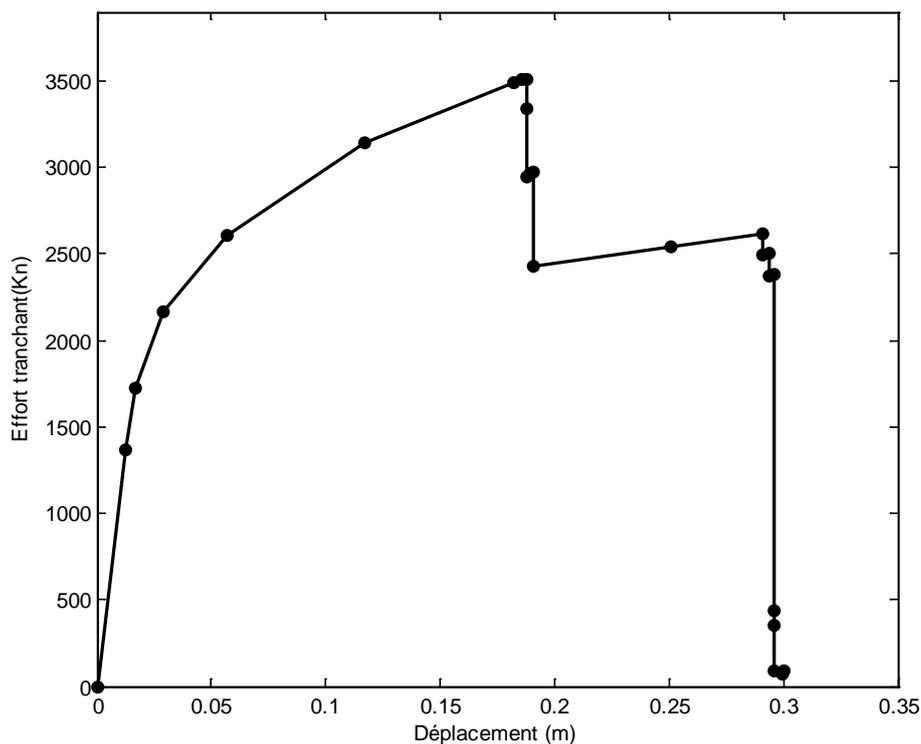
LS : durée de service.

CP : prévention d'effondrement.

En utilisant la force latérale de la méthode SRSS, on obtient les résultats suivant :

Tableau 4.6 : Résultats de l'analyse pushover de la structure R+5

Etape	Ux(m)	V Base(Kn)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	Total
0	0	0	650	0	0	0	0	0	0	650
1	0.012315	1370.151	645	5	0	0	0	0	0	650
2	0.016764	1728.574	610	40	0	0	0	0	0	650
3	0.029115	2163.82	570	80	0	0	0	0	0	650
4	0.057165	2611.246	530	120	0	0	0	0	0	650
5	0.117226	3145.115	490	100	60	0	0	0	0	650
6	0.182344	3491.742	455	115	40	40	0	0	0	650
7	0.186038	3506.603	450	120	40	40	0	0	0	650
8	0.188202	3511.246	450	120	40	35	0	5	0	650
9	0.188208	3343.541	450	120	40	30	0	5	5	650
10	0.188214	2948.71	450	120	40	20	0	0	20	650
11	0.189402	2966.771	450	120	40	20	0	0	20	650
12	0.190969	2970.427	450	120	40	0	0	20	20	650
13	0.190975	2433.17	450	120	40	0	0	0	40	650
14	0.250975	2542.282	450	95	65	0	0	0	40	650
15	0.291114	2615.277	450	95	40	25	0	0	20	650
16	0.29112	2494.079	450	95	40	25	0	0	20	650
17	0.291291	2496.615	450	95	40	25	0	0	20	650
18	0.293745	2501.081	450	95	40	25	0	0	0	650
19	0.293751	2376.854	450	95	40	25	0	0	0	650
20	0.300578	88.274	440	105	40	0	0	0	0	650

**Fig.4.36**: Courbe pushover d'une structure R+5

L'apparition des rotules plastique à la cinquième étape de chargement, comme le montre le tableau 4.6, et qui montre bien une plastification des poteaux, qui correspond à un effort tranchant de 3150kn.

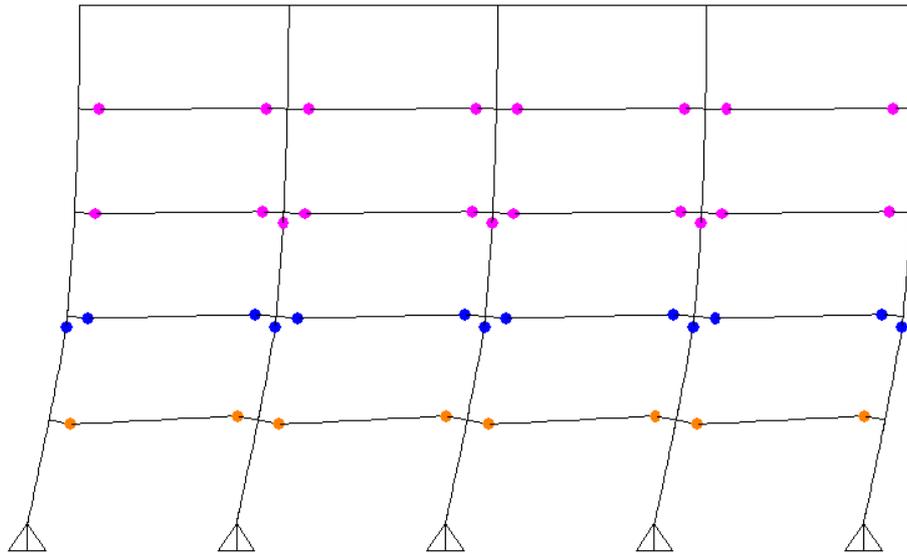


Fig.4.37 : Formation des rotules plastiques à l'étape 23

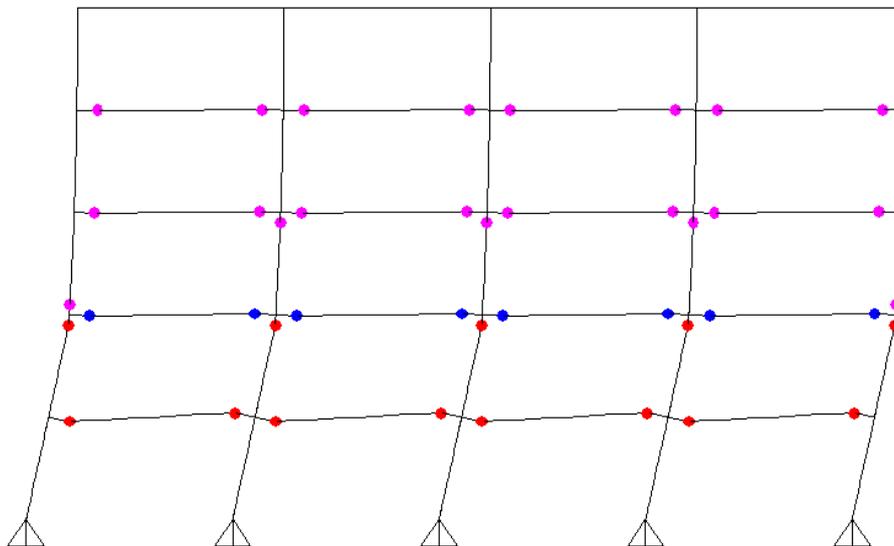


Fig.4.38 : Formation des rotules plastiques à la dernière étape



Le tableau suivant montre les résultats de l'analyse de la structure de R+8 :

Tableau 4.7 : Résultats de l'analyse pushover de la structure R+8

Etape	Ux(m)	V Base(Kn)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	Total
0	0	0	720	0	0	0	0	0	0	720
1	0.008015	941.447	700	20	0	0	0	0	0	720
2	0.009079	1039.943	625	95	0	0	0	0	0	720
3	0.009726	1063.509	605	115	0	0	0	0	0	720
4	0.011164	1082.922	575	145	0	0	0	0	0	720
5	0.019698	1149.664	520	200	0	0	0	0	0	720
6	0.030101	1186.127	495	225	0	0	0	0	0	720
7	0.18392	1272.117	470	95	50	105	0	0	0	720
8	0.200926	1280.439	470	55	90	40	0	65	0	720
9	0.200936	561.421	460	65	90	40	0	0	65	720
10	0.246801	578.058	460	40	115	40	0	0	40	720
11	0.246811	499.526	460	40	115	40	0	0	40	720
12	0.302043	519.563	460	40	90	65	0	0	0	720
13	0.302053	427.272	460	40	90	65	0	0	0	720
14	0.306738	428.972	460	40	90	50	0	15	0	720
15	0.306747	78.745	460	40	90	40	0	0	25	720
16	0.351762	79.116	460	40	90	40	0	0	0	720
17	0.351772	1.136	460	40	90	40	0	0	0	720
18	0.447772	1.927	460	40	90	40	0	0	0	720
19	0.543772	2.719	460	40	90	40	0	0	0	720
20	0.639772	3.511	460	40	90	40	0	0	0	720
21	0.735772	4.302	460	40	90	40	0	0	0	720
22	0.831772	5.094	460	40	90	40	0	0	0	720
23	0.927772	5.885	460	40	90	40	0	0	0	720
24	0.96	6.151	460	40	90	40	0	0	0	720

La courbe pushover est de la forme suivante :

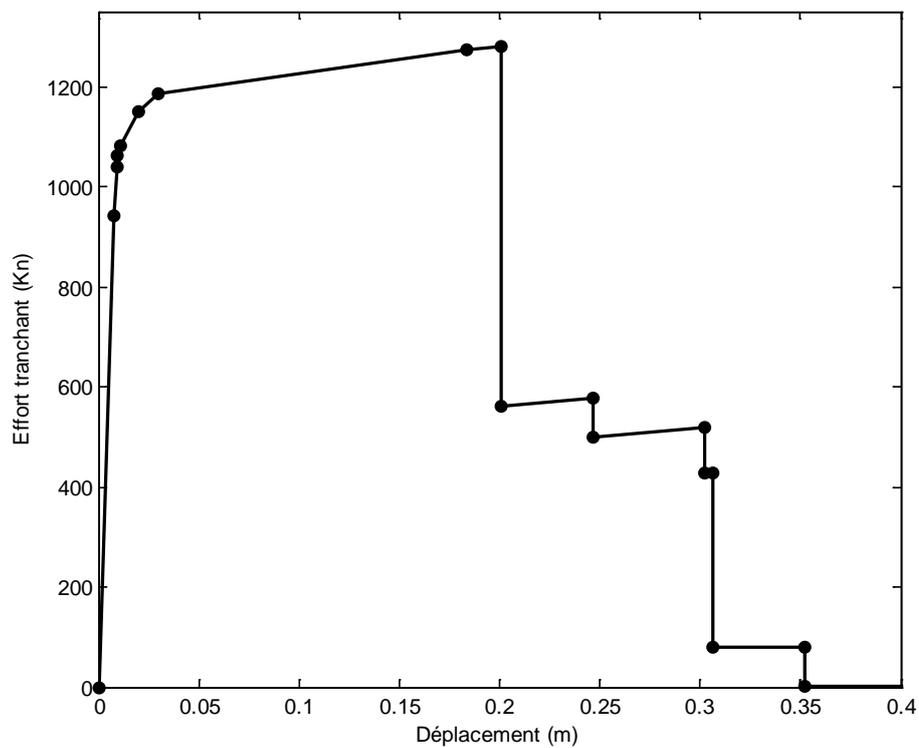


Fig.4.39: Courbe pushover d'une structure R+8

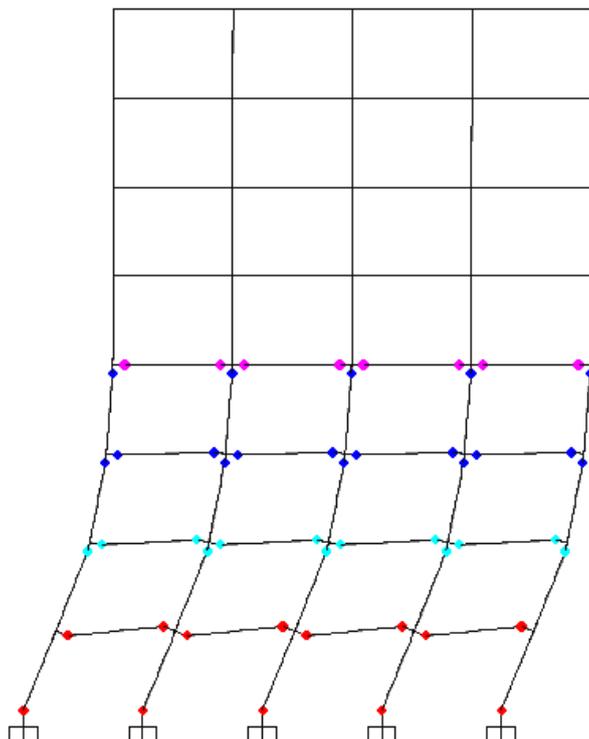


Fig.4.40 : Formation des rotules plastiques à l'étape 23

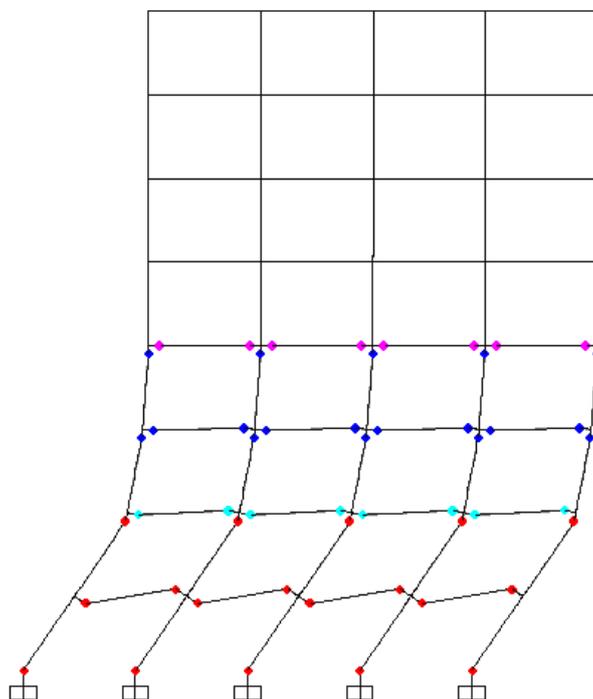


Fig.4.41 : Formation des rotules plastiques à la dernière étape



4.4.1 Interprétation des résultats

L'analyse statique non linéaire « pushover » exécutée sur les structures tridimensionnelles auto-stables, nous à fait ressortir les conclusions suivantes :

- L'analyse pushover est une analyse statique non linéaire itérative, basée sur un système de résolution linéaire des équations.
- La prise en compte des phénomènes non linéaires qui sont localisés aux extrémités des éléments (rotules plastique), en se basant sur le modèle de Giberson 1967 [15].
- La prise en compte de l'interaction effort tranchant-moment de flexion dans la définition des rotules plastiques.
- L'analyse pushover, permet d'avoir une idée sur le processus d'endommagement, et ainsi de déterminer les zones critiques.
- Le choix de la méthode de détermination de la force latérale [3], est influencé par la participation modale des modes supérieurs, qui est l'hypothèse de base de cette analyse.
- A partir de cette analyse, on confirme les conditions du RPA2003 dans la prise en compte des voiles dans les structures.

4.5 Conclusion

Le présent chapitre décrit les logiciels de calcul non linéaire des structures basés sur la méthode des éléments finis. Le logiciel Fedaslab utilise des structures d'objet prédéfinies ayant un modèle de comportement du type hystérésis bilinéaire et deux méthodes de formulations de l'élément poutre (méthode des déplacements et méthode des forces). L'analyse des portiques 2D avec différents accélérogrammes, nous à permis d'avoir la réponse globale non linéaire par le biais de la relation force axiale - déplacement, les différents résultats obtenus par l'analyse temporelle pas à pas démontrent que la convergence dépend de deux paramètres essentiels, qui sont :

- Le pas d'intégration.
- Le nombre de couches (fibres) dans une section.

L'utilisation de la méthode des déplacements dans le domaine non linéaire induit à des problèmes de convergences dues aux interpolations linéaires des différents degrés de liberté.

L'analyse statique non linéaire (pushover), est une analyse très récente et très pratique, en effet, les résultats obtenus sur les deux structures tridimensionnelles R+5 et R+8, renseignent sur la rapidité de l'exécution et la fiabilité de la réponse. Suite à un dimensionnement avec un code de calcul réglementaire. L'analyse pushover permet d'effectuer des vérifications, elle détermine la demande de la structure en terme de capacité, ou de déplacement cible.

Ainsi, pour une solution optimale, l'analyse pushover permet de déterminer les différentes étapes de plastification des zones critiques et les limites de service des structures.

CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce travail, nous nous sommes intéressés à la modélisation numérique de l'élément poutre de Bernoulli par la méthode des éléments finis.

L'objectif fixé en introduction, porte principalement sur la réponse inélastique des structures auto-stables, spécialement en se basant sur le modèle bilinéaire non dégradable de l'équilibre local contrainte-déformation.

La partie théorique, concernant une synthèse bibliographique, nous a permis dans un premier temps de faire un état de connaissance sur le comportement du béton et de l'acier concernant aussi bien les essais réels sur modèles réduits que les modèles théoriques. Dans cette partie, nous avons aussi présenté les principaux travaux théoriques portant sur les différents types de non linéarité de l'élément poutre, et sur les principaux modèles discrets de prise en compte des effets inélastiques dans la modélisation numérique des structures. En outre, nous avons présentés deux méthodes de discrétisation de l'élément poutre : la méthode directe de rigidité qui est basée sur une formulation en déplacement et la méthode de souplesse basée sur la méthode des forces.

Dans la deuxième partie de ce mémoire, nous avons décrits les méthodes de résolutions des équations du mouvement dans le domaine linéaire et non linéaire, essentiellement en dynamique par la méthode d'intégration pas à pas basée sur le schéma implicite de Newmark. Nous avons présentés aussi une méthode récente de l'analyse non linéaire en statique (pushover) des structures auto-stables.

A partir des résultats obtenus, en utilisant les deux méthodes, on peut tirer les conclusions suivantes :

- Le problème principal d'une analyse non linéaire réside dans le fait que la réponse de la structure est conditionnée par des relations entre les états d'équilibre, à savoir :
 - Equilibre de la section : contrainte – déformation
 - Equilibre de l'élément : force interne – déplacement local
 - Equilibre de la structure : force – déplacement global.

- Le choix de la méthode de formulation de l'élément poutre, dépend de ces états d'équilibre. Ainsi, la formulation par la méthode de souplesse (méthode des forces) a démontré son efficacité dans la prise en compte du changement progressif des caractéristiques mécaniques qui est dû au caractère non linéaire des éléments. La différence entre cette formulation et la méthode de rigidité, réside dans le fait que le vecteur de forme ou d'interpolation dans l'approximation des déformations est modifié dans chaque état d'équilibre, contrairement à la méthode de rigidité qui prend des vecteurs d'interpolation constants durant toute l'analyse.
- Du point de vue programmation par la méthode des éléments finis, le problème réside dans la difficulté de prendre en compte la formulation des poutres par la méthode de souplesse en 1D, qui est dû à la prise en compte des trois états d'équilibre ainsi que le modèle de discrétisation de la poutre (concentration des rotules plastiques aux extrémités de l'élément).

A l'issue de ce travail, des perspectives suivantes peuvent être proposées :

- Pour une meilleure compréhension du comportement structurel, on envisage d'introduire des lois de comportement qui prennent en compte les effets de dégradation de la rigidité.
- Utiliser des modèles discrets du type modèle de fibre, pour prendre en compte la plastification locale et l'interaction des différentes composantes des forces de sollicitations et de l'interaction acier – béton.
- Utiliser l'analyse non linéaire statique (pushover), par une discrétisation tridimensionnelle, en prenant en compte tous les degrés de liberté.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]: **A.Boumekik** « *Analyse pushover des structures en béton armé* ». Projet de recherche, université de Batna.2006
- [2]: **A.Coelho** « *Seismic assessment of reinforced concrete frame structures with a new flexibility based element* », Thèse de doctorat, université de Porto 1997.
- [3]: **A.K .Chopra, R.K .Goel** « *A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimating Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation* ». PEER Report 2001/03,Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California,Berkeley
- [4]: **Applied Technology Council, ATC-40** « *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*» Volume 1-2, 1996, Redwood City, California
- [5]: **Computers and Structures Inc** « *CSI analysis reference manual for SAP2000* ». Berkeley,California. 1998.
- [6]: **F.Filippou, A.Issa** « *Nonlinear analysis of reinforced concrete frames under cyclic load reversals* », Report N°:88-12, université de Californie, Berkeley 1988.
- [7]: **F.Filippou, E.Spacone, F.Taucer** « *a fiber beam –column element for seismic response damage analysis of reinforced concrete structures* », Report N°:91-17, université de Californie, Berkeley 1991.
- [8]: **F.Filippou, E.Spacone, V.Ciampi** « *a beam element for seismic damage analysis* », Rapport N°:92-07, Université de Californie, Berkeley 1992.
- [9]: **F.Filippou,M.Constantinides** « *FEDEASLab Getting Started Guide and Simulation Examples*». Technical Report NEESgrid-2004-22. 2004.
- [10]: **FEMA273 Federal Emergency Management Agency.** « *NEHRP recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures* ». Chapitre3, Washington, D.C.
- [11]: **H.Sezen** « *Hysteretic Model for Reinforced Concrete Columns Including the Effect of Shear and Axial Load Failure* », Journal of structural engineering. ASCE/ Février 2009.
- [12]: **J.P.Conte1, M.Barbato, E.Spacone** « *Finite element response sensitivity analysis using force-based frame models* ».International journal for numerical methods in engineering. 2004.
- [13]: **J.Penzién, R .Clough** « *Dynamics of Structues* ». Computers&structures, 3rd Edition.2003

- [14]: **K. Hamou, K.Ramdane** « *Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover* ». 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.
- [15]: **M.Giberson** « *The response of nonlinear multi-story structures subjected to earthquake excitation* », Thèse de PHD, Institut technologique de Californie, Pasadena, Californie 1967.
- [16]: **M.Menjivar** « *3D pushover of irregular reinforced concrete buildings*». Thèse de master, université de Pavia, Septembre 2003.
- [17]: **P.Jennings** « *Response of simple yielding structures to earthquake excitation* », Thèse de PHD, Institut technologique de Californie, Pasadena, Californie 1963.
- [18]: **P.Paultre** « *Dynamique des structures application aux ouvrages de génie civil* ». Collection génie civil.2005
- [19]: **S. Mazzoni,F.McKenna et al** « *OpenSees Command Language Manual* ». Open System for Earthquake Engineering Simulation.2007.
- [20]: **S. Oguz** « *Evaluation of pushover analysis procedures for frame structures*». These de masters. Middle East technical university. 2005
- [21]: **S.Otani** « *Earthquake resistant design of reinforced concrete buildings*». Journal of advanced concrete technology Vol 2, Février 2004.
- [22]: **S.Otani** « *Nonlinear dynamic analysis of reinforced concrete building structures*».Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 7, pp. 333–344 (1980)
- [23]: **S.Otani**, « *Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis* » Proceeding, Eighth World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, 1984.

ANALYSE NON LINEAIRE STATIQUE ET DYNAMIQUE DES STRUCTURES TRIDIMENSIONNELLES AUTO-STABLES

Résumé

L'objectif de ce travail, est la modélisation statique et dynamique des structures auto stables en non linéaire, en se basant sur la théorie de l'élément poutre de Bernoulli. La formulation des éléments est effectuée par de méthodes, à savoir ; la méthode des déplacements et la méthode des forces. Dans la première partie de ce mémoire, on présentera une recherche bibliographique sur des modèles de comportement par hystérésis du béton, et les méthodes de discrétisation de l'élément poutre pour introduire l'effet inélastique de la réponse, ainsi que les modèles de non linéarité qui dépendent de la notion des rotules plastiques. On présentera, les deux types de formulation de l'élément poutre, qui est basée en linéaire par la méthode des déplacements (méthode de rigidité), et particulièrement en non linéaire par la méthode des forces (méthode de souplesse). Dans la deuxième partie de ce mémoire, on s'étalera sur les techniques de résolution des systèmes d'équation en statique et dynamique dans le domaine non linéaire, une description de la résolution temporelle pas à pas basée sur un schéma implicite de Newmark et la méthode de la poussée progressive (pushover), dans l'analyse statique non linéaire. Des applications sont présentées, sur différents types de structures auto-stables, pour des analyses dynamiques non linéaires sous différent types d'accélérogrammes, et des analyses pushover basées sur le règlement Américain FEMA 273. Les analyses seront faites par un logiciel libre de calcul non linéaire basées sur la méthode des éléments finis.

Mots clés : *Structure, hystérésis, non linéaire, dynamique, pushover, rotule plastique, modélisation*

NONLINEAR STATIC AND DYNAMIC ANALYSIS OF FRAMED STRUCTURES

Abstract

The objective of this work is modeling static and dynamic nonlinear framed structures, based on the theory of Bernoulli beam element. The formulation of the elements is performed by two methods; the displacement method and the method of forces. In the first part of this report, we present a literature search on models of hysteretic behavior of concrete, and methods of discretization of the beam element to introduce the effect of inelastic response, and models of nonlinearity which depend on the concept of plastic hinges. We will present two types of beam's formulation, which is based on linear displacement method (method of stiffness), especially in nonlinear force method (flexibility method). In the second part of this report, we will discuss about the techniques of solving systems of equations in static and dynamic in the nonlinear, a description of the temporal resolution step by step based on a Newmark's scheme and the pushover method in nonlinear static analysis. Applications will be presented on different types of framed structures for nonlinear dynamic analysis under different types of accelerogram, and pushover analysis based on the rules of American FEMA 273. The analysis will be made by free software for calculating non-linear response based on the finite element method.

Keywords: *Structure, hysteresis, nonlinear, dynamic, pushover, plastic hinge, modeling*