

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

Durant les dernières décennies, le monde a connu plusieurs séismes de moyenne à grande magnitude, qui ont touchés plusieurs pays dont l'Algérie, causant de très grandes pertes tant humaines que matérielles, le niveau de performance de certaines constructions au cours de ces séismes était faible, et delà le niveau des dommages structurels très grand. Ce qui a eu pour conséquence, le besoin de détermination et l'évaluation des dommages dans les structures plus que jamais, les méthodes linéaires élastiques classiques insuffisantes, ce qui a encouragé les chercheurs à développer de nouvelles générations de méthodes de conception sismique, parmi lesquelles, l'analyse pushover.

L'analyse pushover est une analyse statique non linéaire conçue pour étudier la vulnérabilité des structures existantes vis-à-vis du séisme, elle est basée sur le suivi chronologique de la formation des rotules plastiques dans une structure soumise à un chargement vertical et un chargement latéral (séisme) croissant jusqu'à effondrement. Les différents résultats obtenus permettent d'apprécier la vulnérabilité de la structure.

Dans la majorité des codes sismiques récents, en Europe et aux USA, les réponses non élastiques des structures sont déterminées par l'utilisation des méthodes pushover, comme la méthode du spectre de capacité, la méthode N2, la méthode du coefficient de déplacement. Ces méthodes, se caractérisent par un pas essentiel commun, qui est la création d'une courbe pushover de la construction, qui représente la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement de sommet de cette construction.

Cette étude, concerne, primo, la définition et la formulation de la méthode pushover, comme elle concerne aussi l'application des techniques des méthodes pushover, proposées dans les codes internationaux, pour la détermination des réponses non élastiques de structures en béton armé, résultants d'un mouvement sismique.

Ce qui nous permet de conclure, de nouveaux concepts qui aident à l'enrichissement de la culture para-sismique en Algérie, les objectifs principaux de cette étude sont les suivants :

- Détermination du comportement non linéaire des structures en béton armé, régulières et irrégulières, verticales au moyen de l'analyse non linéaire pushover.

- Etude de l'effet du mode de chargement sur différents paramètres de contrôle du comportement des structures lors de l'application de l'analyse pushover.

- Détermination et évaluation la performance des constructions par l'utilisation des principales méthodes pushover , ce afin de maitriser les techniques de ces méthodes et l'estimation le degré de faiblesse de ces constructions.

Pour la réalisations des objectifs cités précédemment, plusieurs modèles analytiques bi-dimensionnelles sont modélisé et conçus conformément au code algérien RPA2003, ces modèles sont évalués au moyen de l'analyse pushover statique non-linéaire utilisant les modes de chargement latéral différents.

Avant d'entrer dans les détails, on présente d'abord la structure et le contenu des chapitres qui forment ce mémoire.

Ce mémoire est structuré en quatre chapitres :

- Chapitre I : Présente la philosophie de l'analyse pushover en détail, additivement à un résumé autour des études précédentes concernant l'analyse pushover, les avantages de la méthode pushover et ses limites. Les méthodes pushover comme la méthode du spectre de capacité, la méthode N2 et la méthode du coefficient de déplacement sont étudiées dans ce dernier. Ces méthodes sont appliquées dans les codes sismiques récents comme : ATC-40, FEMA-273 et EUROCODE8, qui sont conseillés en tant qu'alternative pratique pour l'analyse temporelle pour l'évaluation de la performance sismique des constructions.

- Dans le chapitre II, les principes et les particularités du programme SAP2000 pour l'exécution de l'analyse pushover sont relatées, les informations détaillées concernant les modèles analytiques et les modes de chargement latéral utilisés dans l'analyse pushover sont données.

- L'évaluation du comportement global des modèles additivement aux effets des modes de chargement latéral sur les différents paramètres de contrôle du comportement de ces modèles lors de l'application de l'analyse pushover, sont présentées dans le troisième chapitre.

- Le quatrième chapitre présente une évaluation de la performance des modèles analytiques par l'utilisation des méthodes pushover citées au premier chapitre, les

techniques de ces méthodes, sont présentées avec des exemples illustratifs et ce dans le cas de séisme de faible, moyenne et haute magnitude, et ce par l'utilisation du spectre de réponse conformément au code américain UBC97.

La performance des modèles analytiques est aussi évaluée par l'utilisation de ces méthodes avec le spectre de réponse du code algérien RPA2003, la comparaison entre les résultats de l'analyse pushover et les résultats de l'analyse dynamique élastique du code RPA2003 est présentée dans ce même chapitre.

Finalement, le travail s'achève par des conclusions et des recommandations suivies d'une bibliographie et d'annexes.

# **CHAPITRE 1**

## **ANALYSE PUSHOVER DANS L'EVALUATION ET LA CONCEPTION SISMIQUE DES STRUCTURES**

### **1.1. Introduction**

Le génie parasismique est un secteur du génie civil qui œuvre pour la réduction des dommages des structures résultant des séismes et la minimisation en pertes matérielles et humaines. Au cours des 40 années écoulées, ce type de génie a avancé d'une façon considérable grâce notamment aux moyens expérimentaux améliorés, à l'avancée rapide dans le domaine informatique et au développement de nouvelles méthodes pour l'évaluation et la conception sismique des structures, parmi ces méthodes des méthodes de conception basée sur la performance, ces méthodes base leur méthodologie essentiellement sur la méthode d'analyse statique non linéaire, plus connue sous le nom de méthode pushover.

Dans ce chapitre, nous procédons à une description sommaire de la méthode de conception basée sur la performance.

Additivement aux méthodes de conception et d'évaluation citée dans les codes internationaux.

La formulation théorique de l'analyse pushover statique non linéaire est décrite en détail et cela avec les différentes méthodes pushover.

### **1.2. la conception basée sur la performance**

Cette méthode est née pour mettre fin à l'élévation des frais économiques, résultat de la non utilisation des structures ou leur réparation suite à la dégradation due aux séismes, elle est basée sur différents niveaux de performance qui représentent l'état de la structure après le séisme [54].

Cette méthode est considérée comme une nouvelle Procédure réunissant entre les styles traditionnels de conception sismique avec l'introduction d'améliorations importantes[1], la méthode basée sur la performance demande l'estimation de deux quantités et cela dans le but de conception et évaluation, qui sont la capacité sismique et la demande sismique, la

capacité sismique désigne la capacité de la construction à résister aux effets sismiques, la demande sismique est la description des effets sismiques sur la construction, la performance est évaluée quand la capacité est supérieure à la demande[2].

Ces quantités peuvent être déterminées soit par la méthode d'analyse temporelle non linéaire ou la méthode d'analyse statique non linéaire pushover, la première analyse est la méthode la plus réaliste pour l'évaluation des performances de la construction, mais généralement il est complexe et consomme beaucoup de temps, suite à la nature complexe des mouvements terrestres sismiques sévères, ce complexe a mené à l'adaptation de la méthode d'analyse statique non linéaire comme outil pour l'évaluation et la conception. Il existe quatre procédures d'analyses dans le but de l'évaluation et la conception recommandée dans les directives FEMA-273 [24], ATC-40[2], EC8[18], qui sont :

- Procédure statique linéaire.
- Procédure dynamique linéaire.
- Procédure statique non linéaire.
- Procédure dynamique non linéaire.

Ces procédures sont classifiées avec un ordre croissant selon la complexité.

### **1.2.1. Procédures d'analyse linéaire**

La procédure d'analyse statique linéaire utilise un mode de chargement latéral statique pour calculer les demandes de déplacement et force pour chaque élément de la structure , résultants des mouvements sismiques terrestres, ces demandes sont comparées avec les capacités des éléments structurels, mais néanmoins, cette procédure ne peut être utilisé si la structure est irrégulière en terme de rigidité, résistance, distribution de masse, etc..., si les éléments possèdent une grande ductilité ou un système de résistance à la force latérale est non orthogonal [30].

### **1.2.2. Procédure d'analyse dynamique linéaire**

Cette méthode comprend l'estimation des demandes de déplacement et forces par l'utilisation l'analyse modale, l'analyse du spectre de réponse et l'analyse temporelle. Habituellement, l'analyse du spectre de réponse est favorisée comparativement aux deux (02) autres méthodes et cela car les demandes sont calculées directement par l'obtention de

la valeur maximale de l'accélération terrestre du spectre de réponse du mouvement terrestre ou du spectre de réponse de l'ensemble des mouvements terrestres.

### **1.2.3. Procédure d'analyse statique non linéaire (analyse pushover)**

L'analyse pushover est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes d'effondrement commencent à apparaître dans la structures, les résultats de cette analyse sont représentés sous formes de courbes qui relie les efforts tranchants à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure [32]. Cette méthode sera expliquée plus en détail plus tard dans ce chapitre.

### **1.2.4. Procédure d'analyse dynamique non linéaire**

Cette procédure est la procédure la plus évoluée car elle élimine les points faibles des autres procédures, elle est utilisé habituellement pour l'obtention des solutions exactes aux problèmes d'évaluation et de conception. L'exactitude de cette procédure est basée sur la modélisation de la structure, caractéristique du mouvement terrestre et les modèles non linéaires des matériaux utilisés dans cette analyse.

### 1.3. Analyse Pushover

L'analyse Pushover est utilisée généralement pour se référer aux procédures statiques non linéaires appliquées pour évaluer la performance sismique des structures existantes, aussi bien que la conception des nouveaux bâtiments [8,20,29,34,41,49].

L'analyse Pushover est un outil puissant pour la méthodologie de conception basée sur la performance [13,52,59,60], qui est présentée dans plusieurs règlements et directives sismiques récentes [2,18,24,25]. L'analyse Pushover est effectuée en appliquant une série d'analyses statiques inélastiques sur le bâtiment en utilisant un mode de chargement latéral présélectionné basé sur le premier mode de vibration de la structure ou les modes de chargement latéral statiques équivalents dans les règlements sismiques.

Le mode de chargement demeure sans changement pendant l'analyse Pushover, mais sa grandeur est augmentée incrémentalement jusqu'à ce que le bâtiment atteigne un déplacement cible spécifique [3,58]. Généralement, ce déplacement cible est pris pour représenter le déplacement au sommet du bâtiment quand il éprouve une excitation sismique.

Les résultats de l'analyse Pushover sont employés pour estimer la capacité du bâtiment en traçant la variation du déplacement au sommet en fonction de l'effort tranchant à la base du bâtiment [17]. Cette courbe est connue sous le nom « Courbe Pushover » comme illustré dans la Figure 1-1

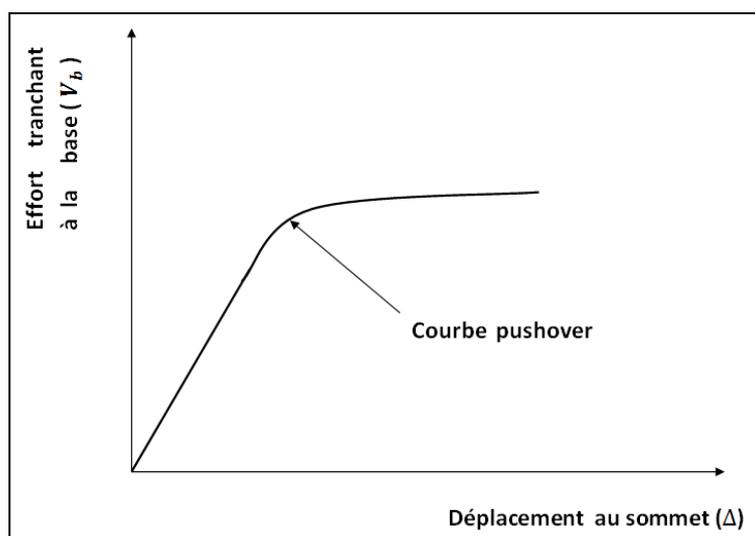


Figure 1-1 : la courbe Pushover qui représente la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du bâtiment.

L'analyse Pushover n'a pas une base théorique rigoureuse. Elle est basée sur la supposition que la réponse de la structure peut être reliée à celle d'un système à un seul degré de liberté équivalent. Ceci que la réponse est dominée par un seul mode, et que la forme de ce mode reste constante tout au long de l'analyse figure 1-2 [10,36,45].

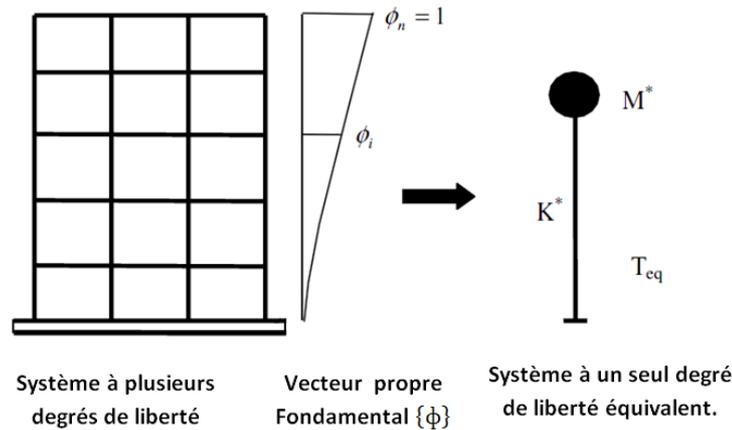


Figure 1-2 : diagramme conceptuel pour la transformation de système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté

Clairement, ces deux suppositions sont incorrectes [36], mais des études pilotes entreprises par de nombreux chercheurs ont indiqué que ces suppositions aboutissent à des prédictions plutôt bonnes de la réponse sismique maximale correcte d'un système à plusieurs degrés de liberté pourvu que leur réponse soit dominée par un seul mode [22,37,48].

La formulation du système à un seul degré de liberté équivalent n'est pas unique, mais la supposition fondamentale connue à toutes les approches est que la forme déformée du système à plusieurs degrés de liberté peut être représentée par un vecteur propre  $\{\phi\}$  qui reste constant durant toute l'analyse indépendamment du niveau de déformation.

L'équation différentielle du système à plusieurs degrés de liberté peut être écrite sous la forme [14]:

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + q = -M \{1\} \ddot{u}_g \quad (1,1)$$

Où  $\mathbf{M}$  et  $\mathbf{C}$  sont les matrices masse et amortissement du bâtiment respectivement,  $\mathbf{q}$  le vecteur des forces dans les niveaux,  $\{\mathbf{1}\}$  est le vecteur d'unité et  $\boldsymbol{\mu}$  est le vecteur du déplacement relatif et  $\ddot{\boldsymbol{\mu}}_g$  est l'action sismique.

Puisque dans l'analyse Pushover, la réponse du bâtiment est supposé être dominée par un seul vecteur propre  $\{\boldsymbol{\phi}\}$  qui reste constant durant toute l'analyse.

Le vecteur du déplacement relatif peut être exprimé en termes de  $\{\boldsymbol{\phi}\}$  et le déplacement au sommet du bâtiment ( $\Delta$ ) comme suit :

$$\boldsymbol{\mu} = \{\boldsymbol{\phi}\} \Delta \quad (1,2)$$

En substituant l'équation (1.2) dans l'équation (1.1) et en multipliant par  $\{\boldsymbol{\phi}\}^T$  nous obtenons :

$$\{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{M} \{\boldsymbol{\phi}\} \ddot{\Delta} + \{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{C} \{\boldsymbol{\phi}\} \dot{\Delta} + \{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{q} = -\{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{M} \{\mathbf{1}\} \ddot{\boldsymbol{\mu}}_g \quad (1,3)$$

Nous définissons le déplacement de référence du système à un seul degré de liberté  $\mu^*$  par

$$\mu^* = \frac{\{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{M} \{\boldsymbol{\phi}\}}{\{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{M} \{\mathbf{1}\}} \Delta \quad (1,4)$$

Et alors, le remplacement ( $\Delta$ ) dans l'équation (1.3) en utilisant l'équation (1.4), on obtient l'équation différentielle suivante pour la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent :

$$m^* \ddot{\mu}^* + C^* \dot{\mu}^* + q^* = -m^* \ddot{\boldsymbol{\mu}}_g \quad (1,5)$$

$m^*$ ,  $C^*$  et  $q^*$  représentent les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent et sont données par :

$$m^* = \{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{M} \{\mathbf{1}\} \quad (1,6)$$

$$C^* = \{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{C} \{\boldsymbol{\phi}\} \cdot \frac{\{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{M} \{\mathbf{1}\}}{\{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{M} \{\boldsymbol{\phi}\}} \quad (1,7)$$

$$q^* = \{\boldsymbol{\phi}\}^T \mathbf{q} \quad (1,8)$$

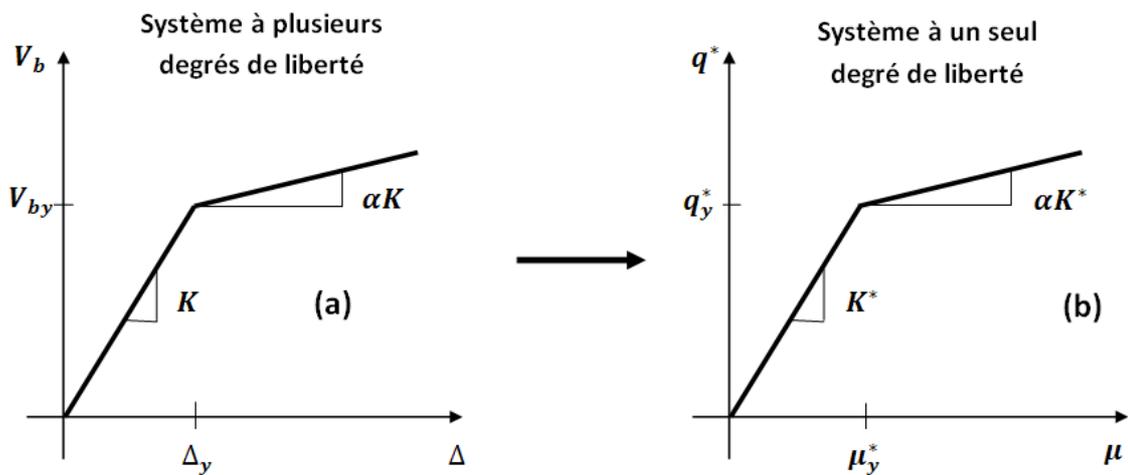


Figure 1-3 : caractéristiques Force-déplacement de système à plusieurs degrés de liberté et de système à un seul degré de liberté équivalent

Présumant, que le vecteur propre  $\{\Phi\}$  est connu, les caractéristiques force/déformation du système à un seul degré de liberté équivalent ( la relation  $q^* - \mu^*$ ) (voir la fig 1.3 b) peuvent être déterminées à partir des résultats d'une analyse non linéaire incrémentale du système à plusieurs degrés de liberté qui résulte en un diagramme Effort tranchant à la base -déplacement au sommet comme indiqué sur la figure (1.4) . Dans le but d'identifier la résistance nominale globale et les déplacements, le diagramme multilinéaire ( $V_b - \Delta$ ) doit être représenté par une relation bilinéaire qui définit une résistance plastique  $V_{by}$ , une rigidité élastique effective  $K_e = \frac{V_{by}}{\Delta_y}$  et une rigidité raidie ou adoucie  $K_s = \alpha K_e$  pour la structure [36]

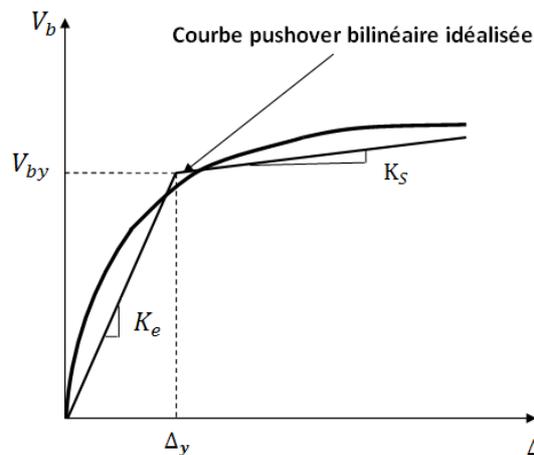


Figure 1-4 : Courbe pushover bilinéaire idéalisée

Cette courbe bilinéaire simplifiée (effort tranchant à la base - déplacement au sommet), qui est montrée sur la figure (1.3 a), est requise pour définir les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent.

La valeur de plastification de l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet correspondant de la figure (1.3.a) sont utilisés avec les équations (1.4) et (1.8) pour calculer la relation force-déplacement pour le système à un seul degré de liberté équivalent comme suit :

$$\mu_y^* = \frac{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T M \{1\}} \Delta y \quad (1,9)$$

$$q_y^* = \{\Phi\}^T q_y \quad (1,10)$$

Où,  $q_y$  est le vecteur des forces de niveau à la plastification, en d'autres termes :

$$V_{by} = \{1\}^T q_y \quad (1,11)$$

La période initiale du système à un seul degré de liberté équivalent est donnée par :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \mu_y^*}{q_y^*}} \quad (1,12)$$

Les propriétés de base d'un système à un seul degré de liberté équivalent sont maintenant connues

L'analyse Pushover est exécutée jusqu'à ce qu'on atteigne un déplacement cible auquel la performance sismique du bâtiment est évaluée. Le déplacement cible est comme une estimation du déplacement globale prévu du bâtiment en vertu d'un tremblement de terre de conception [21]. Il peut être estimé en appliquant l'analyse temporelle (chronologique) non linéaire sur un système à un seul degré de liberté équivalent [38], ceci exige en premier lieu la construction de la demande de déplacement non élastique pour déterminer le déplacement cible, puisque l'analyse Pushover est un outil de conception. L'exécution de mouvement terrestre est représentée par un spectre de réponse élastique plutôt que par son véritable spectre de réponse.

Dans ce cas, la demande de déplacement non élastique doit être déduite des données spectrales et de l'information auxiliaire qui expliquent les différences entre la demande de

déplacement élastique et non élastique. Il existe plusieurs études qui se concentrent sur ce point et conçoivent des relations pratiques entre une demande de déplacement élastique et non élastique [12,19,22,40].

La demande de déplacement élastique  $S_d$  peut être directement déterminée à partir de la pseudo-accélération  $S_a$  du spectre de réponse comme suit :

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (1,13)$$

Dans lequel T est la période naturelle de vibration du système à un seul degré de liberté.

Cette demande de déplacement est la ligne de base pour prévoir la demande de déplacement non élastique, qui doit être accomplie avec la considération due à la résistance plastique et les caractéristiques hystérétique du système à un seul degré de liberté [36].

Alternativement, la réponse inélastique et les spectres des conceptions pour la demande de déplacement peuvent être construits en utilisant un système à un seul degré de liberté équivalent [8,39].

Dans ce cas, la courbe de capacité du bâtiment représenté par la relation force-déplacement du système à un seul degré de liberté équivalent et la courbe de demande représentée par le spectre inélastique sont tracées sur le même graphe, en considérant le format (ADRS) Pseudo-accélération- déplacement comme illustré dans la figure (1.5).

Le point d'intersection de ces deux courbes représente une approximation adéquate du déplacement maximal du système à un seul degré de liberté équivalent qui, après la conversion, donne une évaluation raisonnable du déplacement cible de l'analyse Pushover pour le bâtiment.

Une fois que le déplacement cible est estimé, le bâtiment est poussé incrémentablement en utilisant un mode de chargement latéral prédéfini jusqu'à ce que le déplacement au sommet du bâtiment atteigne le déplacement cible.

A cet état, les réponses et les forces induites sont prévues à représenter en juste proportion les quantités de réponses du bâtiment sous l'excitation de tremblement de terre de conception.

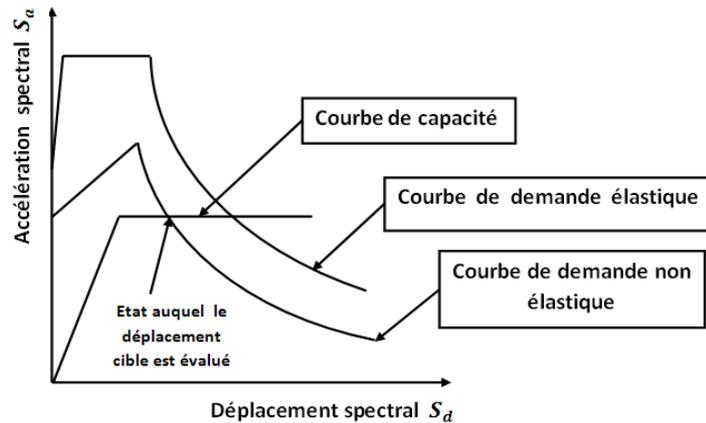


Figure 1.5 : spectre de demande inélastique et courbe de capacité tracé dans le format (AD)

#### 1.4. Les études antérieures sur l'analyse pushover

Durant la formulation l'analyse pushover, nous avons noté qu'elle se distingue par quelques approximations, ces approximations ont fait que ces procédures présente certaines faiblesses comme ne pas prendre en considération les effets de mode supérieur et ne se base pas sur un mode de chargement invariable. Pour cela, plusieurs chercheurs ont étudié cette faiblesse et essayé de l'améliorer, comme exemple **Fajfar** et **Fischinger**[23] ont offert l'utilisation des force de niveau invariable proportionnelle avec la forme de déviation de la structure.

Dans le même sujet **Eberhard** et **Sozen** [16] ont offert des modes de chargement latéral basés sur les formes de mode (mode propre) extraite de la rigidité sécante à chaque étape de charge.

Dans une étude similaire **Park** et **Eom** [46] ont offert une nouvelle procédure de conception qui utilise la rigidité sécante et ont démontré que cette nouvelle méthode calcule directement la résistance non linéaire et les demandes de déformation plus efficace, **Moghaddam** [41] a étudié une méthode de détermination des effets de mode supérieur dans les constructions élevées, une suite d'analyse pushover est exécutée sur les constructions dans lesquelles les formes de modes élastiques sont utilisés comme mode de charge.

**Sasaki**, **Freeman** et **Paret** [51] ont proposé un procédé multimodal pour prévoir les effets de mode supérieur, le procédé proposé serait réussi dans la prévision dans des effets de mode élevé mais il ne peut pas fournir la réponse sismique exacte de telles structures.

Différemment des procédures citées plus haut, **Chopra** et **Goel** [9] ont formé une procédure d'analyse pushover et l'ont nommé Analyse Pushover Modale (Modal Pushover Analysis, MPA), la comparaison des résultats obtenus par cette procédure avec les différents mode de chargement a indiqué que le MPA est le plus précis des méthodes d'analyse pushover dans l'estimation des déplacements de niveau, la déviation de niveau, la rotation des rotules plastiques et l'emplacement des rotules plastiques alors que les autres méthodes pushover sous-estiment la déviation de niveau et mènent à de grandes erreurs dans les rotations de la rotule plastique.

En outre, ils ont affirmé que les résultats MPA sont semblables aux résultats d'analyse temporelle, dans une autre étude, **Chintanapakdee** et **Chopra** [6] ont évalué l'exactitude du procédé MPA et démontré que les résultats MPA étaient en bonne corrélation avec les analyses dynamiques non linéaires. Dans cette étude, le procédé MPA est également utilisé dans l'estimation des demandes sismiques pour les systèmes non élastiques. Avec la demande sismique est définie au moyen du spectre élastique de conception.

Les mêmes auteurs ont étudié l'exactitude du procédé d'analyse pushover des portiques irréguliers, dans cette étude, ils ont démontré que le MPA était le plus fiable que la méthode FEMA356.

**Attard** et **Fafitis** [4] ont étudié une méthode MPA modifiée dans laquelle le mode de chargement est obtenu à partir de la forme de mode (mode propre) d'une limite élastique, dans cette étude, après exécution de l'analyse temporelle, la méthode utilisée donne les mêmes résultats.

Dans une autre étude, par **Chopra** et **Goel** [11] le rôle des effets du mode supérieur dans l'analyse pushover est étudié, ils ont découverts que les courbes pushover du mode supérieur mènent aux mécanismes de rotule non détectés par le mode de chargement du premier mode effectif ou par la distribution des forces données par FEMA 356, d'une part, ils affirment que ces mécanismes ne se développent pas pendant le mouvement terrestre dans une construction régulière sans étage souple ou faible.

**Gupta** et **Kunnath** [31] ont étudié les procédures FEMA-356 [25] et présenté une nouvelle procédure appelée Procédure Pushover Adaptive (Adaptive Pushover Procedure, APM) pour expliquer les effets de mode supérieur et surmonter les points faibles du procédé FEMA356, ils ont constaté que le procédé FEMA-356 a échouer dans la

détermination exacte des demandes de ductilité et APM est plus précis dans la détermination des demandes sismiques.

**Janv.** et al [33] ont proposé une nouvelle forme d'analyse pushover qui considère les effets de mode supérieur, appelés Upper Bound Pushover Analysis Procedure, donnant de très bons résultats pour les constructions de haute élévation, par contre dans les constructions de basse élévation l'analyse pushover avec le chargement triangulaire et l'analyse pushover MPA donnent les meilleurs résultats, comparativement avec les résultats de l'analyse dynamique non linéaire.

Additivement aux études sur les procédures statiques non linéaires pushover, citées précédemment, d'autres études sur les différents modes de chargement ont été également effectués.

**Mwafy** et **Elnashai** [44] ont étudié l'application et l'exactitude de l'analyse pushover statique non linéaire dans la prédiction la réponse sismique de construction en béton armé, ils ont affirmé que si le mode de chargement est choisi soigneusement, le modèle peut représenter la réponse non élastique des constructions de basse ou moyenne élévation, pour les constructions élevées en raison des effets de mode supérieur, ils ont recommandé l'utilisation d'un grand nombre de mode de chargement. Comme, ils font ressortir aussi que les résultats du chargement triangulaire sont très liés aux résultats d'analyse dynamique non linéaire, ces prédictions sont très conservateurs de la capacité, son estimation est raisonnable pour les déformations et sont suffisants pour la prédiction de la réponse des structures spécialement celles de basse et moyenne élévation.

**Krawinkler** et **Seneviratna** [36] ont résumé les concepts fondamentale sur lesquels peut se baser l'analyse pushover, additivement à cela, ils ont estimé l'exactitude des prédictions des procédures pushover et déterminé les conditions par lesquelles l'analyse pushover présente des informations suffisantes, comme ils ont déterminé les cas où les prédictions de l'analyse pushover sont insuffisantes et peut être même trompeur, et cela par l'exécution d'une étude détaillée qui discute les avantages et les inconvénients de l'analyse pushover, ils recommandent l'application de cette analyse avec prudence et sagesse car il contient plusieurs limitations, vu que la méthode est de nature approximative. Comme cette étude contient plusieurs issues non définies et qui doivent être étudiées.

## **1.5. Les avantages de l'analyse pushover statiques non linéaires**

Les procédures dynamiques non linéaires sont considérées pour être les procédures les plus précises pour l'analyse des structures exposées aux excitations de mouvement terrestres[42,56].

La profession d'ingénierie fait face à quelques difficultés en appliquant les procédures dynamiques non linéaires, tel que la complexité de la modélisation tridimensionnelle de la structure, de l'incertitude des propriétés structurales et le caractère aléatoire des données de mouvement de terrains exigés pour l'analyse [55,58].

En outre, un comportement hystérétique détaillé des éléments structuraux exigé pour l'analyse, qui ne peut pas être prédit avec fiabilité. Du point de vue pratique, l'analyse dynamique non linéaire ne sont pas appropriés pour l'usage quotidien de conception, et pour l'instant, il est approprié pour la recherche et la conception des structures importantes[21].

D'autre part, les procédures statiques non linéaires n'ont pas besoin de toutes les données d'entrée exigées pour les procédures dynamiques non linéaires, dans l'analyse statique non linéaire, la structure est soumise à un mode de chargement latéral croissant qui est prédéfini en utilisant des règles sismiques, jusqu'à ce qu'un mécanisme local ou global soit réalisé.

La performance prévue de la structure peut être estimée par l'évaluation des demandes de la force et la déformation. La procédure statique non linéaire fournit des informations sur la force et la déformation de la structure et donne de la perspicacité sur la performance de la structure. D'ailleurs, la procédure statique non linéaire prévoit la distribution critique des demandes dans tous les éléments structuraux, qui permet l'identification des éléments critiques pendant le mouvement terrestre, et qui devraient être pris en compte pendant le processus de conception, du point de vue pratique, les procédures statique non linéaires sont plus simples dans l'utilisation quotidienne de conception que les procédures dynamiques non linéaires.

La procédure statique non linéaire est supposée donner des informations sur beaucoup de caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues à partir d'une procédure dynamique non linéaire, dans ce qui suit, on présentera des exemples de telles caractéristiques [36]:

- 1- Les demandes réalistes en termes de forces 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.
- 2- Estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes.
- 3- Les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure.
- 4- Identification des zones critiques dans les quelles les demandes en déformation sont supposées être particulière durant la conception.
- 5- Identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent en des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.
- 6- Estimation des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement et pour évaluer l'effet P- $\Delta$ .
- 7- Vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

Dans les procédures statiques non linéaires, un modèle incorporant la propriété matérielle inélastique est exposé à un modèle de charge invariable jusqu'à ce que le déplacement cible au sommet soit atteint.

Après cela, les déformations et les forces internes induites sont déterminées. Les caractéristiques charge-déformation non linéaires de composants individuels et les éléments de la structure sont modélisés directement. Le modèle du bâtiment est soumis à des forces latérales croissantes monotoniquement jusqu'au dépassement du déplacement cible ou la formation d'un mécanisme global.

Le déplacement cible est destiné pour représenter le déplacement maximum susceptible d'être éprouver pendant le tremblement de terre de conception [24].

Le déplacement cible peut être calculé par toute procédure qui prend en compte les effets de la réponse non linéaires sur l'amplitude de déplacement, puisque le modèle mathématique compte directement les effets de réponse non élastique matérielle, les forces internes calculées seront des approximations raisonnables de ceux prévus pendant le tremblement de terre de conception, semblables aux procédures dynamique non linéaires, les résultats des procédures statiques non linéaires seront vérifiées en utilisant des critères d'acceptation applicables, ou les déplacements et les forces internes calculés sont comparés directement avec les valeurs permises.

### **1.6. Limites de l'analyse pushover statique non-linéaire**

Malgré que l'analyse pushover nous fournit des réponses adéquates dans plusieurs cas, il garde toujours des cas non résolus, qui ont besoin d'être résolus à travers le recherche et le développement, parmi ces cas, nous citerons [36]:

- Incorporation des effets de torsion (due aux irrégularités dans la masse, la rigidité et la résistance).
- problèmes en 3-D (effets orthogonalité, la direction de chargement, les diaphragmes semi-rigide, etc...).
- Problèmes de dommages cumulatifs.
- Plus important encore, l'examen des effets de mode supérieur une fois qu'un mécanisme local s'est formé.

Car l'analyse pushover de nature approximative et basé sur le chargement statique, il ne peut représenter les phénomènes dynamiques avec un grand degré d'exactitude, comme il ne peut détecté quelques modes de déformations importantes qui se produisent dans la structure soumis à un séisme sévère, comme il amplifie dans d'autres.

-La réponse dynamique non-élastique, se différencie dans la majorité d'une façon significative de la réponse basée sur les modes de chargement statiques adaptatifs ou invariables spécialement si les effets de mode supérieur deviennent importants [35].

## 1.7. La déformation inélastique et le spectre de réponse

Les déplacements latéraux induits par des mouvements de tremblement de terre jouent un rôle important dans les dommages structuraux et non structuraux subis par les bâtiments. La plupart des structures éprouveront des déformations non élastiques quand elles sont soumises à des tremblements de terre sévères.

En raison de l'importance de l'évaluation précise de ces déformations non élastiques dans la conception sismique basée sur la performance, le grand soin devrait être pris pour estimer la demande de déplacement latéral de mouvement terrestre particulièrement quand le contrôle de dommages est une préoccupation [40].

Généralement, la demande sismique d'une excitation terrestre influant sur une structure peut être déterminée par analyse de spectre de réponse pour un système à un seul degré de liberté équivalent régi par sa vibration non élastique. Le spectre de demande inélastique devrait être déterminé par l'analyse dynamique non linéaire du système. Dans la pratique, le spectre des demandes inélastique peut être déterminé en utilisant le spectre élastique de réponse du tremblement de terre de conception.

un certain nombre de critères désigné sous le nom critère  $R-\mu-T_n$ , ont été proposés pour évaluer les spectres de demandes inélastiques basées sur le point de force ou résistance. Récemment, plusieurs études se sont concentrées sur l'évaluation de la proportion de déformation inélastique, qui est la proportion entre les déplacements inélastiques maximaux et les déplacements élastiques maximaux du système [7,40]. Les relations empiriques diverses ont été développées pour évaluer la proportion de déformation inélastique, en termes de la période de vibration naturelle de la structure en utilisant des données de réponse pour de nombreux tremblements de terre induit par les mouvements terrestres et l'analyse de régression. En utilisant ces relations empiriques, des spectres de demande inélastiques peuvent être construits à partir des spectres de conception élastique standard.

## 1.8. La formulation théorique pour les déformations inélastiques

Pour un système à un seul degré de liberté, élastique- plastique parfait soumis à l'accélération induite par un tremblement de terre, l'équation du mouvement est exprimée comme suit [14]:

$$\ddot{\mu} + 2 \xi w_n \dot{\mu} + \left( \frac{w_n^2}{K} \right) f_s = - \ddot{\mu}_g \quad (1,14)$$

Où  $K$  la rigidité élastique,  $\xi$  Est le facteur d'amortissement,  $w_n$  est la fréquence de vibration naturelle,  $\mu$  est la déformation du système élasto-plastique, et  $f_s$  est la force de résistance du système élasto-plastique :  $f_s = K \mu$  pendant le chargement et le déchargement élastique et  $f_s = f_y$  pendant la plastification, cette équation du mouvement est intégrée numériquement (par exemple, la méthode étape-par étape de New Mark) pour déterminer l'histoire de réponse pour les déformations élasto-plastique du système, où la déformation élasto-plastique maximum absolue est dénotée par  $\mu_m$ .

La proportion entre la déformation inélastique maximale  $\mu_m$  et la déformation élastique maximale  $\mu_0$ , en supposant que les vibrations linéaire dans le système équivalent (voir la fig 1.6) est défini comme la proportion de déformation inélastique [7].

$$C = \frac{\mu_m}{\mu_0} \quad (1,15)$$

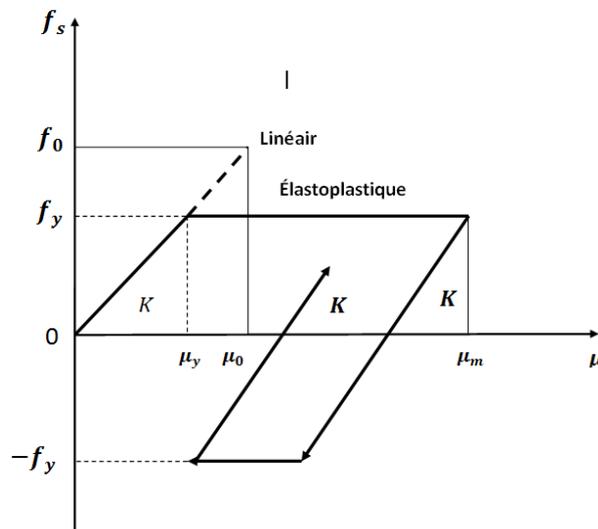


Figure 1.6 : la relation force- déformation du système élasto-plastique

Pour le système élasto-plastique, le facteur de ductilité est défini par :

$$\mu = \frac{U_m}{U_y} \quad (1,16)$$

Et le facteur de réduction de la résistance plastique est défini par :

$$R = \frac{f_0}{f_y} = \frac{U_0}{U_y} \quad (1,17)$$

Où  $f_0$  est la force de résistance élastique maximale par suppositions de vibrations linéaires. A partir des équations (1.15) à (1.17) , le rapport de déformation inélastique peut être exprimé en termes de facteur de ductilité et le facteur de réduction de la résistance plastique comme suit :

$$C = \frac{\mu}{R} \quad (1,18)$$

Le rapport de déformation inélastique pour un système de capacité de ductilité connue ( $\mu$ ) est dénotée par  $C_\mu$  ; tandis que le rapport de déformation inélastique pour un système de résistance plastique connue R est dénoté par  $C_R$

Deux cas sont considérés pour déterminer les limites appropriées pour ces rapports de déformation inélastique. Le premier cas de limitation considère un système de période très courts pendant que la période de vibration naturelle  $T_n$  se rapproche de zéro où,  $T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$  ,

Le deuxième cas de limitation considère un rapport de période très long pendant que  $T_n$  tend vers l'infini.

En conséquence, les rapports de déformation inélastique sont limités par :

$$1 \leq C_\mu \leq \mu \quad (1,19)$$

$$1 \leq C_R \leq \infty \quad (1,20)$$

Les limites inférieures basées sur la réponse de systèmes de période très longues qui satisfont la règle de déplacement égal traditionnelle dans la gamme de période longue: le déplacement du système inélastique est égal au déplacement du système linéaire correspondant avec la même période de vibration naturelle.

Les limites supérieures basées sur la réponse de systèmes de période très courte qui indiquent que les déformations inélastiques considérables peuvent se produire dans la

gamme de période courte des structures avec une grande demande de ductilité, même si leur résistance est proche de la valeur élastique.

Par conséquent, de telles structures de période courte devraient être conçues pour rester élastique pendant un tremblement de terre.

## **1.9. Les méthodes Pushover et leur application dans les règlements sismiques récents**

La communauté d'ingénierie parasismique n'a pas prêté beaucoup d'attention aux méthodes de Pushover jusqu'au milieu des années 90, quand une percée de ces méthodes s'est produite. Les exemples actuels des méthodes basées sur **Pushover**, incluent la méthode du spectre de capacité et la méthode N<sub>2</sub>.

Les différentes variantes de la méthode du spectre de capacité sont appliquées dans les directives sismiques d'ATC-40 .

Les différentes variantes de la méthode N<sub>2</sub> sont appliquées dans FEMA-273 – FEMA-356 et l'eurocod-8.

Toutes les méthodes combinent une analyse Pushover d'un modèle à plusieurs degrés de liberté avec l'analyse du spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent.

Les spectres inélastiques ou les spectres élastiques avec l'amortissement équivalent et la période sont appliqués.

### **1.9.1. La méthode du spectre de capacité**

La méthode du spectre de capacité est une méthode qui permet une comparaison graphique entre la capacité de la structure et la demande de tremblement de terre [19,28].

La capacité de résistance latérale de la structure est représentée par une courbe force-déplacement obtenue à partir de l'analyse Pushover, et la demande de tremblement de terre est représentée par sa courbe de spectre de réponse.

Les deux courbes sont tracées sur un graphique, en utilisant les mêmes coordonnées dans le format (ADRS) (Accélération Displacement Response Spectrum) [36], comme illustré dans la figure (1.7) où  $S_a$  est la Pseudo-accélération spectral et  $S_d$  est le déplacement spectral.

L'intersection de la courbe de capacité avec la courbe de demande rapproche la performance prévue et les réponses maximales de la structure sous un séisme donné. Cette méthode graphique montre la relation entre la capacité du bâtiment et la demande sismique.

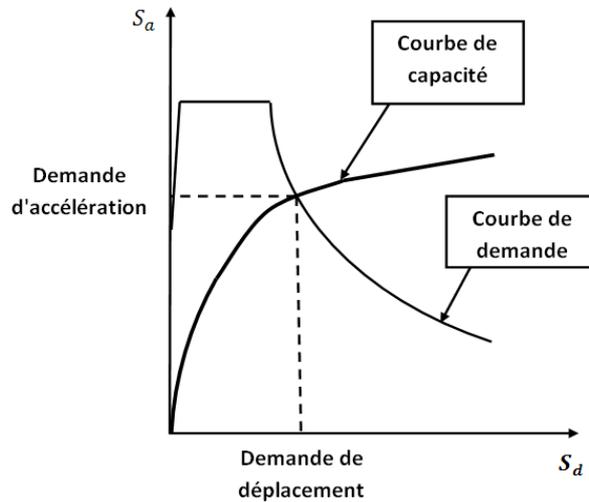


figure 1.7 : représentation graphique de la méthode de spectre de capacité

La méthode de spectre de capacité peut être résumée comme suit [27]:

- (1) Analyse Pushover du bâtiment.
- (2) tracer la courbe de capacité du bâtiment qui représenté par la relation entre l'effort tranchant à la base ( $V_b$ ) et le déplacement au sommet ( $\Delta$ ).
- (3) transformer la relation ( $V_b$ -  $\Delta$ ) d'un système à plusieurs degrés de liberté à la relation ( $S_a$ - $S_d$ ) qui considèrent les caractéristiques dynamique d'un système à un seul degré de liberté équivalent, où  $S_a$  et  $S_d$  sont la pseudo-accélération spectral et le déplacement spectral, respectivement
- (4) tracer la courbe de demande de l'excitation de tremblement de terre désiré représentée par son spectre de réponse dans le format (ADRS) de l'étape (3) et finalement
- (5) l'intersection de la capacité et la demande dans le format (ADRS) définit la demande de déplacement maximale d'un système à un seul degré de liberté qui est ensuite transformé pour évaluer la réponse prévue du bâtiment.

Les caractéristiques globales force-déplacement de la structure sont définies par sa courbe de capacité obtenue en traçant la relation entre l'effort tranchant à la base ( $V_b$ ) et le déplacement au sommet ( $\Delta$ ) de la structure au cours de l'analyse Pushover.

Les valeurs de l'effort tranchant à la base et les valeurs de déplacement au sommet sont converties à des valeurs de pseudo-accélération spectrale ( $S_a$ ) et des valeurs de déplacement spectral ( $S_d$ ), respectivement par l'utilisation de certains facteurs déterminés à partir des caractéristiques dynamiques de la structure, dont les réponses sont supposées être dominées par un seul mode propre ( $\Phi$ ).

La courbe de demande est représentée par le spectre de réponse du tremblement de terre de conception. Généralement, le spectre de réponse de 5 % de pourcentage d'amortissement est utilisé pour représenter la courbe de demande lorsque la structure a une réponse élastique. Les spectres de réponse pour un pourcentage d'amortissement de 10% et 20% sont utilisés pour représenter la demande réduite dans le domaine inélastique pour expliquer l'amortissement hystérétique et les effets non linéaires.

Le spectre de réponse est un diagramme montrant la variation de la pseudo-accélération spectrale ( $S_a$ ) avec la période naturelle (T) de la structure.

Dans la méthode du spectre de capacité, le spectre de réponse est transformé au format (ADRS) (Accélération Displacement Response Spectrum) dans lequel ( $S_a$ ) est tracée en fonction des valeurs de déplacement spectral ( $S_d$ ).

Dans le format (ADRS), les périodes de vibration naturelles sont représentées par des lignes radiales comme indiqué dans la Figure (1.8)

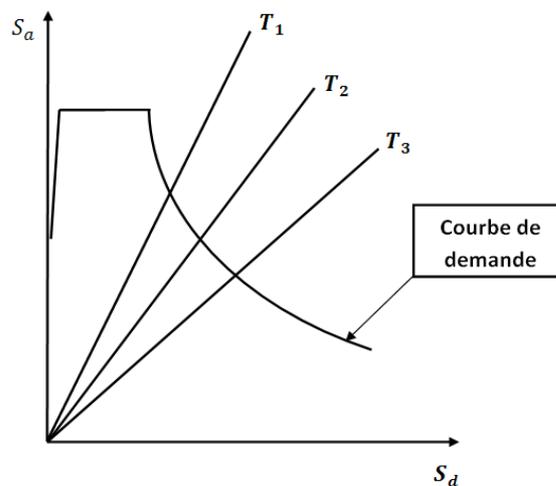


Figure 1.8 : représentation de format (ADRS) où les périodes naturelles sont données par lignes radiales

Finalement, l'intersection des courbes de capacité et de demande représente l'état auquel la performance du bâtiment est évaluée. Cet état de performance définit une estimation adéquate de l'accélération maximale et le déplacement maximale prévue pour être éprouvée par la structure pendant le tremblement de terre de conception.

La méthode du spectre de capacité exige l'utilisation des spectres élastique fortement amortis pour la détermination de la demande sismique .

L'avantage principal de la méthode du spectre de capacité est la capacité de visualiser la relation entre la capacité de la structure et la demande de tremblement de terre, qui peut, à son tour, mettre en évidence plusieurs concepts de comportement.

Les inconvénients incluant le manque d'un principe physique qui justifie la relation entre la dissipation d'énergie par hystérésis de la forme déformée extrême et l'amortissement visqueux équivalent [19]. Aussi, la méthode du spectre de capacité implique une approche itérative pour évaluer l'amortissement visqueux équivalent du système linéaire qui consomme le temps de calcul et n'est pas toujours convergente.

- **La méthode du spectre de capacité de ATC-40 [2]**

La méthode du spectre de capacité a été présentée pour la première fois par Freeman et al[26] en tant qu'outil d'évaluation sismique des constructions rapide, suite à cela, la méthode a été acceptée en tant qu'outil de conception sismique. Les étapes de la méthode sont les suivantes :

- **Analyse statique non linéaire d'un modèle à plusieurs degrés de liberté**

Une distribution verticale de chargement latéral appliquées sur la construction est supposée basée sur le mode fondamental de vibration, d'autres modes de chargement latéral peuvent être utilisés. Une analyse statique non linéaire est ensuite effectuée pour déterminer la courbe de capacité (l'effort tranchant à la base-déplacement au sommet).

- **Définition d'un système équivalent inélastique à un seul degré de liberté**

La courbe de capacité est rapprochée en tant que relation bilinéaire avec le choix d'une limite élastique globale  $(V_y, \mu_y)$  du système structurel et un déplacement final  $(V_{pi}, \mu_{pi})$ .

La limite élastique  $(V_y, \mu_y)$  est définie de telle sorte que la zone  $A_1$ , figure 1.9, est approximativement égale à la zone  $A_2$ , afin de s'assurer qu'il y a une énergie égale associée à chaque courbe.

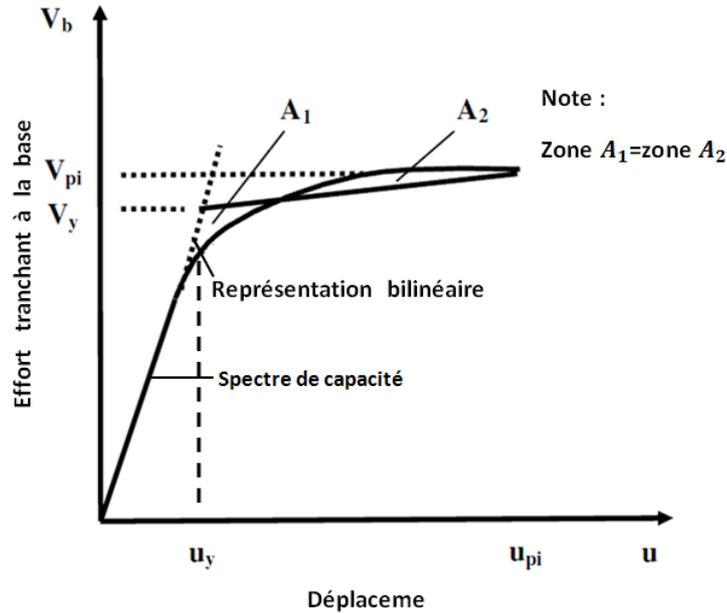


Figure 1.9 : approximation bilinéaire de la courbe de capacité.

En utilisant les équations (1.9), (1.10) et (1.12), les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent inélastique peuvent être définies.

### - Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité

La courbe de capacité est ensuite convertie en spectre de capacité en utilisant les équations suivantes :

$$S_a = \frac{V_b}{\alpha_m \cdot M} \quad (1,21)$$

$$S_d = \frac{\mu}{PF_1 \phi_{ij}} \quad (1,22)$$

Où,  $M$  est la masse totale du bâtiment,  $\phi_{ij}$  est l'amplitude modale au niveau de l'étage « i » pour le mode j,  $PF_1$  le facteur de participation modal et  $\alpha_m$  le coefficient de masse modal donnés par :

$$PF_1 = \frac{\{\phi\}^T [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \quad (1,23)$$

$$\alpha_m = \frac{[\sum_{j=0}^n m_i \phi_{ij}]^2}{\sum_{i=1}^n m_i \sum_{j=1}^n m_i \phi_{ij}^2} \quad (1,24)$$

### - Spectre de réponse élastique et spectre d'accélération-déplacement, format ADRS

La conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité rend nécessaire que le spectre élastique de réponse ou de conception est tracé dans le format d'accélération-déplacement, ADRS, plutôt que le format d'accélération-période, figure 1.10, le spectre (ADRS) est aussi dénoté comme le spectre de demande.

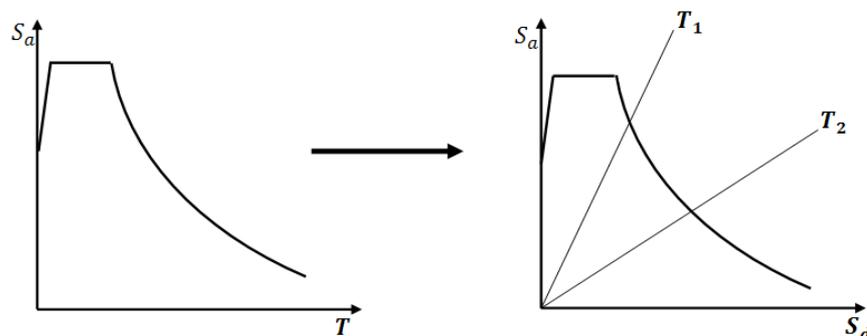


Figure 1-11 : Conversion du spectre élastique au spectre d'ADRS

### - Superposition du spectre de capacité sur le spectre de demande élastique amorti

Une fois que le spectre de capacité et le spectre de demande élastique pour un pourcentage 5 % d'amortissement sont tracés ensemble dans le format ADRS, figure (1.11), une estimation initiale du point de performance ( $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$ ) en utilisant la règle de déplacement égal peut être obtenu en prolongeant la partie linéaire du spectre de capacité jusqu'à ce qu'elle intersecté le spectre de demande élastique de 5% de pourcentage d'amortissement. Alternativement, on peut supposer que le point de performance est le point final du spectre de capacité ou peut être un autre point choisi sur la base de l'expérience en ingénierie comme proposé dans ATC-40[2].

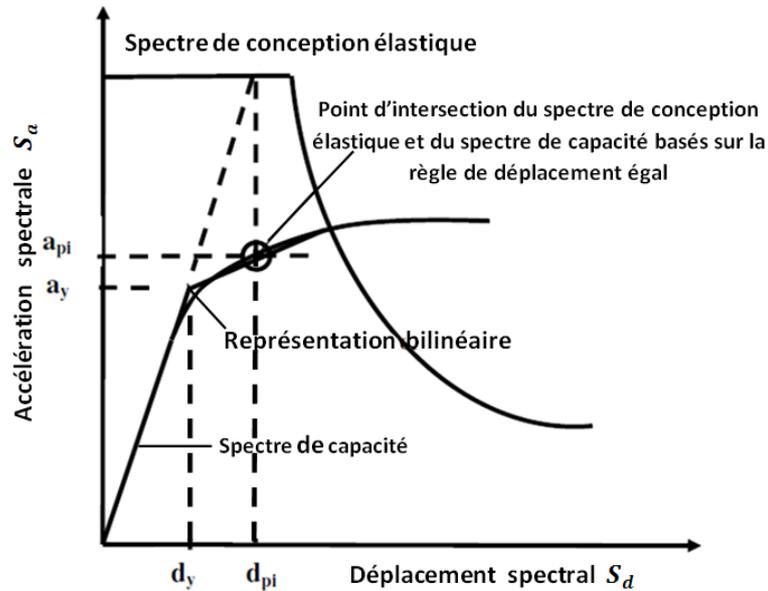


Figure 1.11 : l'estimation initiale du point de performance en utilisant la règle de déplacement égal.

### - L'amortissement visqueux équivalent

L'amortissement qui survient lorsque le séisme pousse la structure à la domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissement visqueux qui existe originairement à la structure et l'amortissement hystérétique.

L'amortissement hystérétique est l'amortissement lié à la surface situé en bas des boucles qui sont formées quand la force de séisme (l'effort tranchant à la base) est tracée contre le déplacement de structure.

L'amortissement hystérétique peut être représenté comme l'amortissement visqueux équivalent en utilisant les équations qui sont disponible dans la dynamique des structures.

L'amortissement visqueux équivalent ( $B_{eq}$ ), associé au déplacement maximal  $d_{pi}$  peut être estimé à partir de l'équation suivante :

$$B_{eq} = B_0 + 0.05 \quad (1,25)$$

$B_0$ : l'amortissement hystérétique représenté comme amortissement visqueux équivalent 0.05 représente 5% d'amortissement visqueux qui existe originalement à la structure (supposé être constant).

Le terme  $B_0$  peut être calculé comme suit :

$$B_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (1,26)$$

$E_D$  : l'énergie dissipée par l'amortissement.

$E_{S_0}$  : l'énergie de déformation maximale.

L'importance physique des limites  $E_D$  et  $E_{S_0}$  dans l'équation (1.36) est illustrée à la figure (1.12) où  $E_D$  est l'énergie dissipée par la structure dans un seul cycle de mouvement et la surface confinée dans une seule boucle hystérétique,  $E_{S_0}$  l'énergie de déformation maximale associée au cycle de mouvement qui est la surface hachurée dans la figure.

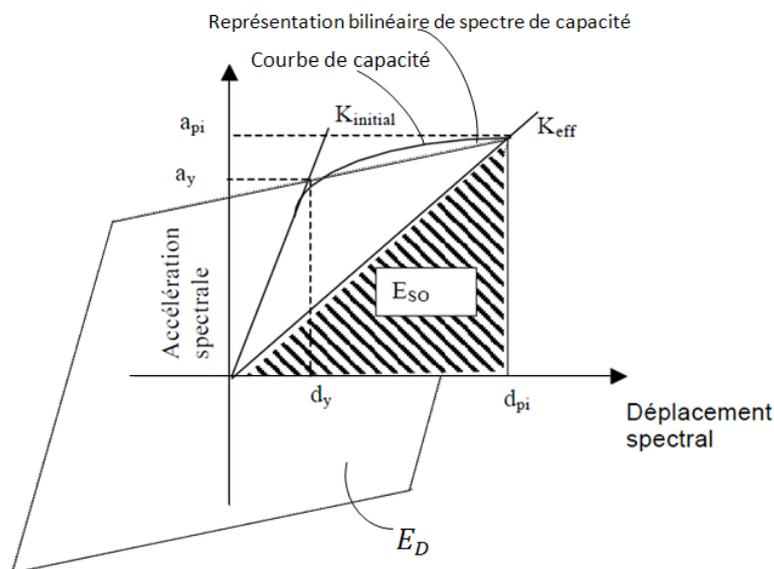


Figure 1.12: Estimation d'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode du spectre de capacité (ATC-40)

### - Point de performance d'un système à un seul degré de liberté équivalent

Le nouveau spectre de demande doit intersecté le spectre de capacité ou à une distance suffisante pour l'estimation du point de performance, figure 1.13, si le spectre de demande intersecté le spectre de capacité dans une tolérance acceptable, l'estimation est alors acceptée, sinon le point de performance est ré-estimé et la procédure répétée à partir de l'étape de superposition du spectre de capacité sur le spectre ADRS.

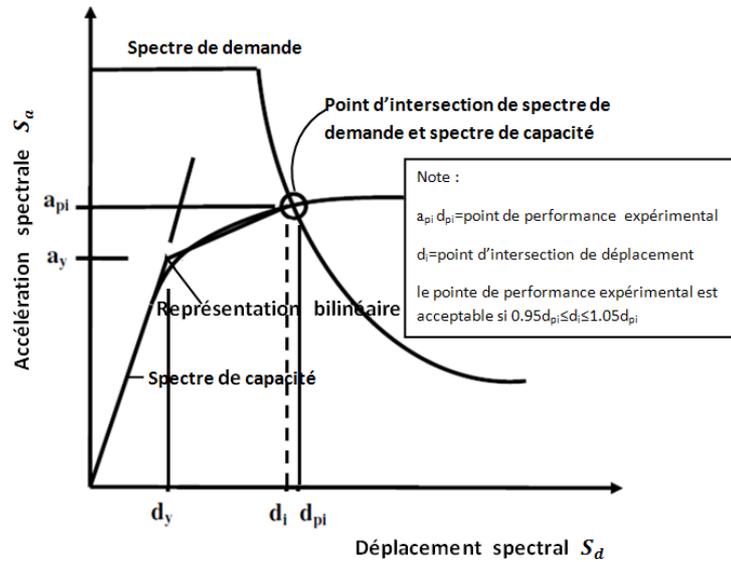


Figure 1.13 : estimation de déplacement cible en utilisant la méthode du spectre de capacité.

### - Point de performance d'un système à plusieurs degrés de liberté

Quand le point de performance est calculé, il est converti au déplacement cible d'un système à plusieurs degrés de liberté en utilisant l'équation suivante :

$$\mu_t = PF_1 \Phi_{ij} S_d \quad (1.27)$$

Où  $PF_1$  est le facteur de participation défini dans l'équation (1.23)

Et  $S_d$  ont le déplacement spectral du système à un seul degré de liberté équivalent qui est défini dans l'équation (1.24).

### 1.9.2. La méthode N2

Le développement de la méthode de N2 a commencé dans le milieu des années 80. L'idée de base est venue du modèle Q développé par Saidii et Sozan [48]. Cette méthode combine l'analyse Pushover d'un système à plusieurs degrés de liberté avec l'analyse du spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent.

Contrairement, à la méthode de spectre du capacité qui est basée sur l'utilisation des spectres élastique avec l'amortissement visqueux équivalent, la méthode N2 est basée sur

l'utilisation des spectres inélastique pour éviter des itérations lors de l'évaluation des quantités de réponse de demande requises.

En général, la méthode de N2 est convenable pour les structures dominées par le premier mode.

La méthode de N2 est considérée semblable à la méthode de spectre du capacité, si elle est basée sur des spectres de réponse inélastique.

La méthode N2 peut être présentée dans les étapes suivantes [21]:

1- Création d'un modèle structural d'un système à plusieurs degrés de liberté dans le plan de la construction, additivement à cela, des relations non linéaires (force-déplacement) des éléments structurels sous une charge monotonique sont exigés.

2- Déterminer le spectre inélastique à partir du spectre élastique par un système à un seul degré de liberté élastique, ayant une période de vibration fondamental T et un facteur d'amortissement visqueux spécifique  $\zeta$ , la relation suivante s'applique :

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (1,28)$$

Où,  $S_{ae}$  et  $S_{de}$  sont respectivement les valeurs du spectre de pseudo-accélération élastique et du spectre de déplacement élastique, pour un système à un seul degré de liberté inélastique avec une relation bilinéaire (force-déformation), le spectre d'accélération  $S_a$  et le spectre de déplacement  $S_d$  peuvent être déterminés en utilisant les équations suivantes :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (1,29)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (1,30)$$

Où,  $\mu$  est le facteur de ductilité qui est défini comme le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement plastique, et  $R_\mu$  est le facteur de réduction du à la ductilité, c'est-à-dire, une raison de la dissipation d'énergie hystérétique des structures ductiles, dans la méthode N2,  $\mu$  et  $R_\mu$  sont liés par la relation bilinéaire suivante :

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (1,31)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c \quad (1,32)$$

Où,  $T_c$  est la période caractéristique du mouvement terrestre, qui est définie comme la période de transition où le segment d'accélération constant du spectre de réponse (la gamme de période courte) passe à travers le segment de vitesse constant du spectre (la gamme de période moyenne).

Cette relation bilinéaire ( $R_{\mu} - \mu$ ) suggère que, dans les gammes de période moyen et long, la règle de déplacement égale s'applique, qui est le déplacement d'un système à un seul degré de liberté inélastique est égal à la déplacement d'un système à un seul degré de liberté élastique avec la même période, en appliquant les équations (1.29) – (1.32) et en utilisant les spectres de conception élastique, les spectres de demande, pour des facteurs de ductilité constants  $\mu$  dans le format (ADRS) peuvent être déterminé comme indiqué dans la figure (1.14)

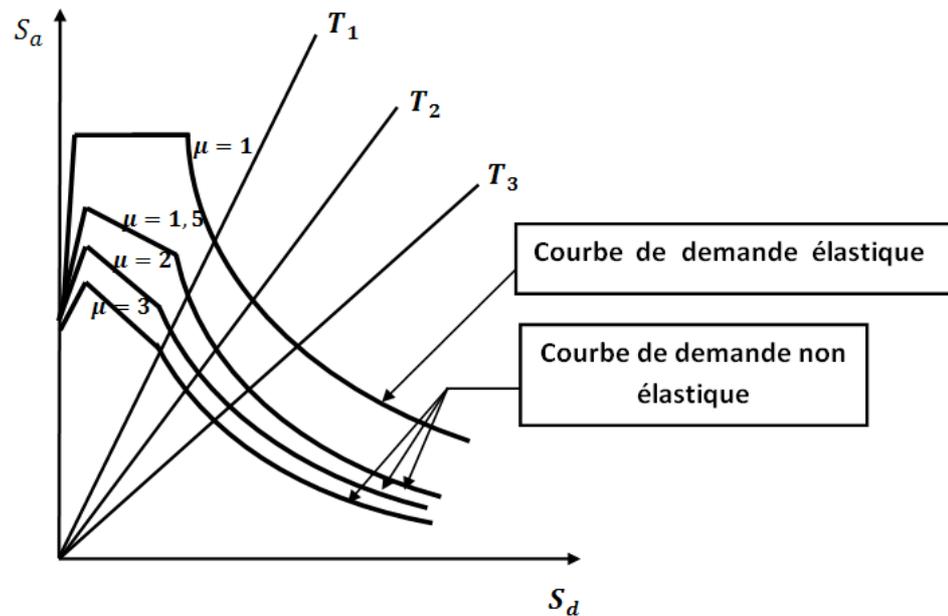


Figure 1.14 : les spectres de demande pour des facteurs de ductilité constants dans le format ADRS.

3- Appliquer l'analyse Pushover pour déterminer la relation non-linéaire force-déplacement pour le système à plusieurs degrés de liberté, lorsqu'il est soumis à une forme monotoniquement croissante de forces latérales représentant les forces d'inertie qui seraient éprouvées par la structure lors d'un tremblement de terre sous des charges incrémentalement croissantes, les différents éléments structuraux se plastifient séquentiellement, en conséquence la rigidité du système à plusieurs degrés de liberté est dégradée.

Le vecteur des charges latérales  $f$  qui est utilisé dans l'analyse Pushover est déterminé comme suit :

$$f = \mathbf{P}\mathbf{M}\{\phi\} \quad (1,33)$$

Où,  $\mathbf{M}$  est la matrice de masse diagonale du système à plusieurs degrés de liberté et  $\mathbf{P}$  est un facteur contrôlant la magnitude de charge latérale. Par conséquent, la charge latérale à l'étage «  $i$  » est proportionnelle au composant «  $\phi_i$  » de la forme supposée de déplacement  $\phi$ , et la masse de l'étage  $m_i$ .

$$P_i = P m_i \phi_i \quad (1,34)$$

Cette approche assure que le profil de force latérale serait égal à la distribution des forces de tremblement de terre efficaces, si la forme de déplacement supposée était exacte et constante pendant l'excitation de terrestre.

En outre, la transformation d'un système à plusieurs degrés de liberté, soumis à la charge latérale dans l'équation (1.33), à un système à un seul degré de liberté équivalent et vice-versa suit des mathématiques simples et aucune approximations additionnelle ne sont requises.

4- développer les caractéristiques de base d'un système à un seul degré de liberté équivalent qui est basé sur l'analyse Pushover du système à plusieurs degrés de liberté. Premièrement, il est supposé que la forme de mode de déplacement  $\{\phi\}$  est invariable pendant la réponse du bâtiment au mouvement de terre  $\ddot{u}_g$ . C'est l'hypothèse de base et la plus critique dans la procédure. Normaliser  $\{\phi\}$  de sorte que sa composante à l'étage dernier est l'unité.

Le vecteur de déplacement relatif  $\mu$  est défini comme suit :

$$\mu = \{\phi\}D_t \quad (1,35)$$

Où,  $D_t$  le déplacement au sommet dépendant du temps.

Pour la simplicité, l'amortissement n'est pas inclus dans la dérivation, cependant, son influence sera incluse dans le spectre de conception.

En substituant  $q=f$  dans l'équation du mouvement du système à plusieurs degrés de liberté, l'équation (1.1) et en la multipliant par  $\{\phi\}$ , nous obtenons l'équation suivante :

$$\{\phi\}^T M \{\phi\} \ddot{D}_g + \{\phi\}^T M \{\phi\} P = - \{\phi\}^T M \{1\} \ddot{u}_g \quad (1,36)$$

Après la multiplication et la division du côté gauche par  $\{\phi\}^T M \{1\}$ , l'équation du mouvement du système à un seul degré de liberté équivalent est exprimé comme suit :

$$m^* \ddot{D}^* + q^* = - m^* \ddot{u}_g \quad (1,37)$$

Où,  $m^*$  est la masse équivalent du système à un seul degré de liberté équivalent

$$m^* = \{\phi\}^T M \{1\} = \sum_{i=1}^N m_i \phi_i \quad (1,38)$$

Dans lequel N est le nombre total d'étages dans le système à plusieurs degrés de liberté. Dans l'équation (1.37),  $D^*$  et  $q^*$  sont le déplacement et la force du système à un seul degré de liberté équivalent, respectivement :

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma} \quad (1,39)$$

$$q^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad (1,40)$$

Où,  $V_b$  est l'effort tranchant à la base du système à plusieurs degrés de liberté exprimé par :

$$V_b = \sum P_i = \{\phi\}^T M \{1\} P = P \sum_{i=1}^N m_i \phi_i = P m^* \quad (1,41)$$

Le constant  $\Gamma$  qui contrôle la transformation du système à plusieurs degrés de liberté à un modèle du système à un seul degré de liberté équivalent et vice-versa est le facteur de participation modale :

$$\Gamma = \frac{\{\phi\}^T M \{1\}}{\{\phi\}^T M \{\phi\}} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2} \quad (1,42)$$

Comme on le voit, le même constant s'applique pour la transformation des déplacements et des forces, en conséquence, la courbe de Pushover déterminée pour un système à plusieurs degrés de liberté (la relation  $V_b - \Delta$ ), s'applique également au système à un seul degré de liberté équivalent (la relation  $q^* - D^*$ ), à condition que les valeurs de force et de déplacement sont divisés par  $\Gamma$ .

La méthode de N2 exige que la rigidité de post-plastification du système à un seul degré de liberté équivalent est égale à zéro, puisque le facteur de réduction  $R_{\mu}$  est défini comme le rapport entre la résistance élastique exigée et la résistance plastique.

L'influence de l'érouissage modéré peut être incorporée dans les spectres de demande. Il devrait être souligné que l'érouissage modéré n'a pas d'influence significative sur la demande de déplacement, et que les spectres proposés s'appliquent approximativement pour les systèmes avec l'érouissage nul ou petit.

La période de vibration élastique pour le système bilinéaire idéalisé ( $T^*$ ) est donnée par :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{q_y^*}} \quad (1,43)$$

Où,  $q_y^*$  et  $D_y^*$  sont la résistance plastique et le déplacement plastique, respectivement.

Enfin, le diagramme de capacités de format (ADRS) est obtenu en divisant les forces dans la relation ( $q^* - D^*$ ) par la masse équivalente  $m^*$

$$S_a = \frac{q^*}{m^*} \quad (1,44)$$

5- Evaluation de la demande sismique du système à un seul degré de liberté équivalent est illustrée par la procédure graphique dans la figure 1.16 où les spectres de demande et le diagramme de capacité ont été tracés. L'intersection de la radiale correspondant à la période élastique du système bilinéaire idéalisé ( $T^*$ ) avec le spectre de demande élastique définit la demande d'accélération ( $S_{ae}$ ) ou la résistance requise pour le comportement élastique et la demande de déplacement élastique correspondant ( $S_{de}$ ).

La pseudo-accélération plastique ( $S_{ay}$ ) représente respectivement la demande d'accélération et la capacité du système inélastique.

Le facteur de réduction  $R_{\mu}$  est déterminé comme le rapport entre les demandes d'accélération correspondant aux systèmes élastiques et inélastique :

$$R_{\mu} = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} \quad (1,45)$$

Noter que l'accélération de conception  $S_{de}$  est généralement plus petite que l'accélération plastique  $S_{ay}$ .

Si la période élastique ( $T^*$ ) est plus grande ou égale à  $T_c$ , la demande de déplacement inélastique  $S_d$  est égale à la demande de déplacement élastique  $S_{de}$ . C'est-à-dire  $S_d = S_{de}$  pour  $T^* \geq T_c$

Dans ce cas, la demande de ductilité est donnée par :

$$\mu = R_\mu \quad (1,46)$$

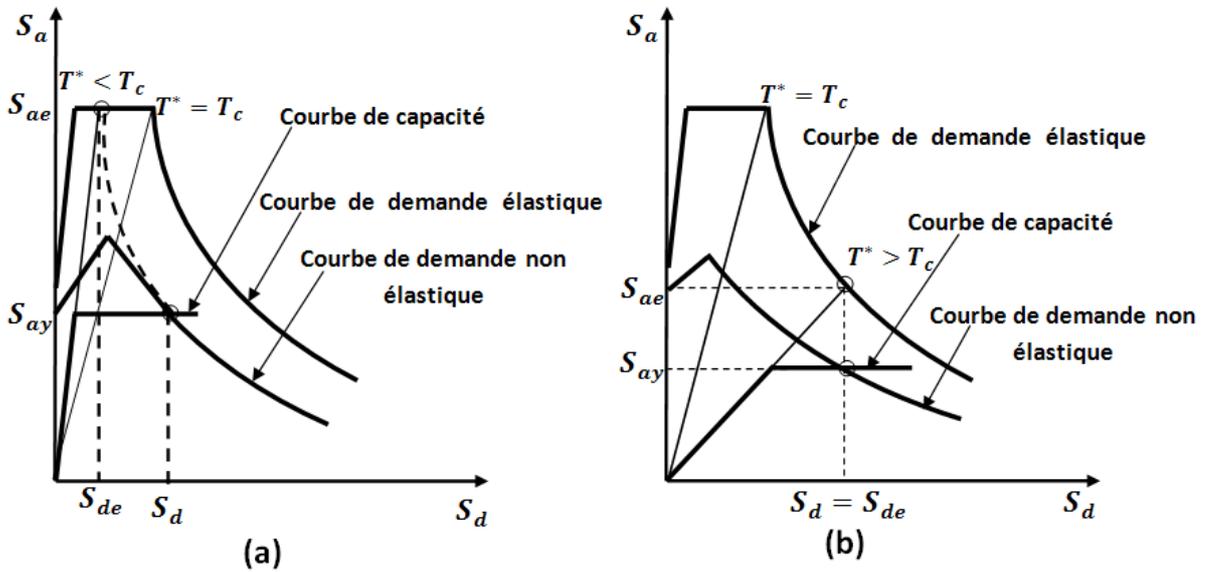


Figure 1.15 : la procédure graphique pour évaluer la demande sismique du système à un seul degré de liberté équivalent

Si la période élastique  $T^*$  du système est inférieure à  $T_c$ , la ductilité est donnée par :

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1 \quad T^* < T_c \quad (1,47)$$

La demande de déplacement inélastique peut être déterminée à partir de la définition de la ductilité ou à partir des équations (1.30) et (1.47) comme suit :

$$S_d = \mu \Delta_y^c = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left( 1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \quad (1,48)$$

Dans les deux cas ( $T^* < T_c$  et  $T^* \geq T_c$ ) la demande inélastique en terme d'accélération et les déplacements correspondant au point d'intersection du diagramme de capacité avec le spectre de demande correspondant à la demande de ductilité  $\mu_0$  à ce point, le facteur de ductilité qui est déterminé à partir du diagramme de capacité et le facteur de ductilité associé à l'intersection du spectre de demande sont égales.

Noter que toutes les étapes de la procédure peuvent être exécutées numériquement sans employer le graphique

6- transformer la demande de déplacement inélastique  $S_d$  du modèle d'un système à un seul degré de liberté à un déplacement maximal au sommet  $D_z$  du système à plusieurs degrés de liberté en utilisant l'équation (1.39).

Ce déplacement transformé du système à plusieurs degrés de liberté est appelé le déplacement cible.

Les demandes sismiques locales (par exemple, le déplacement de niveau, les rotules plastiques) sont déterminées par l'analyse Pushover dans laquelle le bâtiment est poussé jusqu'au déplacement cible. On suppose que la distribution des déformations dans la structure par l'analyse Pushover correspond approximativement à celle obtenue dans l'analyse dynamique.

- **La méthode Pushover dans l'eurocod 8 [18]**

Eurocode 8 (EC8) inclut deux méthodes d'analyse non linéaire:

L'analyse statique non linéaire (Pushover) et l'analyse dynamique non linéaire. L'analyse statique non linéaire consiste en l'application monotone des charges latérales croissantes à la structure, dans l'eurocod 8, elle est basée sur la méthode N2 développée par prof. Fajfar [43].

Les étapes de la méthode Pushover dans l'eurocod 8 sont similaires aux étapes de la méthode de N2 mentionnée ci-dessus, et sont expliquées dans l'annexe A

### **1.9.3. La méthode de coefficient du déplacement de FEMA -273 [24]**

La méthode de coefficient du déplacement diffère de la méthode de spectre de capacité et à la méthode N2 dans l'évaluation du déplacement cible, qui n'exige pas la conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité.

La méthode de coefficient du déplacement proposée dans FEMA-273[24] estime le point de performance structurel en termes de déplacement cible représentant le déplacement au sommet maximal prévu. Le déplacement cible dans FEMA-273[24] est donné par la relation suivante :

$$\delta_c = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (1,49)$$

Où,  $T_e$  est la période fondamentale effective (en secondes) du bâtiment dans la direction étudiée,  $S_a$  est l'accélération du spectre de réponse (en  $g$ ) à la période fondamentale effective et le facteur d'amortissement du bâtiment dans la direction étudiée, et  $g$  l'accélération de la pesanteur. Les facteurs correctifs  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  sont définis comme suit : le facteur  $C_0$  est le facteur de modification pour relier entre le déplacement spectral et le déplacement de toit.

Les valeurs approximatives de  $C_0$  données dans le tableau 1.1

Tableau 1.1 : les valeurs du facteur de modification  $C_0$

|                         |     |     |     |     |     |
|-------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|
| Nombre de niveau        | 1   | 2   | 3   | 5   | 10  |
| Facteur de modification | 1.0 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 1.5 |

Le facteur  $C_1$ , est le facteur de modification pour relier entre les déplacements inélastiques maximaux prévus et les déplacements calculés pour la réponse élastique linéaire :

$$C_1 = 1.0 \quad \text{pour} \quad T_e > T_0 \quad (1,50)$$

$$C_1 = \frac{1}{R} (1.0 + (R - 1) \frac{T_0}{T_e}) \quad \text{pour} \quad T_e < T_0 \quad (1,51)$$

Où,  $T_0$  est la période caractéristique du spectre de réponse, qui est défini comme la période associée a la transition du segment d'accélération constant du spectre au segment de vitesse constante, et  $R$  est un coefficient représentant le rapport entre la demande de résistance élastique et la résistance plastique calculée.  $C_1$  ne doit pas être moins de 1.0, et également il ne doit pas dépassé les valeurs données dans (FEMA-273 [24]) en fonction de la période fondamentale du bâtiment  $T$  :

$$C_1 = 1.5 \quad \text{pour} \quad T < 0.10 \text{ sec} \quad (1,52)$$

$$C_1 = 1.0 \quad \text{pour} \quad T > T_0 \quad (1,53)$$

Le coefficient  $R$  est exprimé en termes de l'effort tranchant à la base à la limite d'élasticité (résistance plastique)  $V_{by}$  comme suit :

$$R = \frac{S_a}{V_{by}/W} \cdot \frac{1}{C_0} \quad (1,54)$$

Où,  $W$  est la charge permanente totale et la charge d'exploitation prévue.  $V_{by}$  est déterminée en utilisant l'analyse Pushover, où la courbe de Pushover est définie par une relation bilinéaire comme illustré dans la figure (1.16)

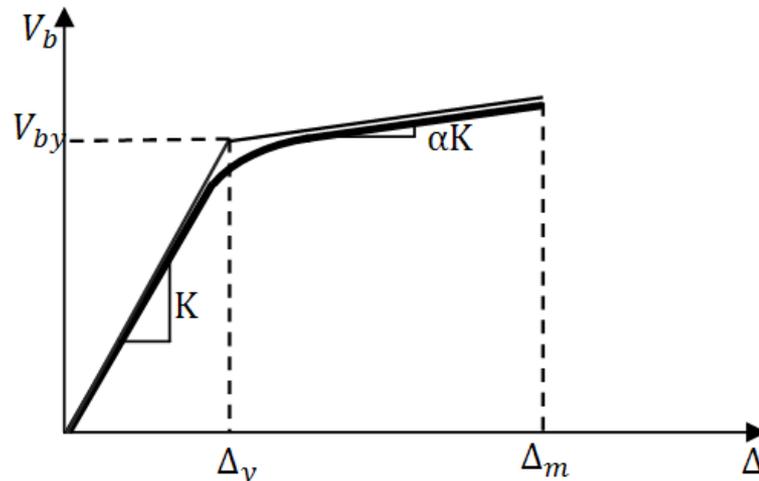


Figure 1.16 : Idéalisation bilinéaire de courbe de Pushover

Le facteur  $C_2$  est le facteur de modification pour représenter l'effet de la forme d'hystérésis sur la réponse de déplacement maximale. Les valeurs de  $C_2$  varient entre 1 et 1.5 selon le type du système de contreventement et le niveau de performance, quand  $T = 0,1$  seconds ou  $T \geq T_0$  seconde. Les valeurs de  $C_2$  sont données dans l'annexe A.

Le facteur  $C_3$  est le facteur de modification pour représenter les effets de P-delta croissants. Pour les bâtiments à rigidité positive après la plastification,  $C_3$  sera placé égal à 1.0. Pour les bâtiments à rigidité négative après la plastification,  $C_3$  est calculé en utilisant l'équation suivante :

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (1,55)$$

Où,  $\alpha$  est le rapport entre la rigidité après la plastification et la rigidité élastique effective.

Les valeurs de  $C_3$  ne doivent pas dépasser ce qui suit :

$$C_3 = 1.0 \quad \text{pour} \quad \theta_m \leq 0.1 \quad (1,56)$$

$$C_3 = 1 + 5(\theta_m - 0.1) \quad \text{pour} \quad \theta_m \geq 0.1 \quad (1,57)$$

Où  $\theta_m$  est la valeur maximale de  $\theta_i$  pour tous les étage, où  $\theta_i$  est donnée par :

$$\theta_i = \frac{P_i d_i}{V_i h_i} \quad (1,58)$$

Où  $P_i$  est la partie du poids total de la structure au niveau de l'étage  $i$ ,  $V_i$  est l'effort tranchant latéral total dans la direction étudiée à l'étage  $i$  en raison du séisme en supposant que la structure reste élastique .

$h_i$  est la hauteur de l'étage  $i$  et  $d_i$  est le dérivé latéral dans l'étage  $i$ , dans la direction étudiée, à son centre de rigidité, en utilisant les mêmes unités que pour mesurer  $h_i$ .

La période fondamentale effective du bâtiment  $T_e$  dans la direction étudiée est calculée en utilisant la courbe Pushover.

La relation non linéaire entre l'effort tranchant à la base et le déplacement du nœud cible est remplacée par une relation bilinéaire pour estimer la rigidité latérale effective  $K_e$  du bâtiment dans la direction étudiée, et l'effort tranchant à la plastification  $V_{By}$ . La rigidité latérale effective est prise comme la rigidité sécante calculée à l'effort tranchant à la base égal à 60% de la résistance plastique (limite d'élasticité) comme illustré dans la figure (1.17).

La période fondamentale effective  $T_e$  est calculé comme suite :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (1,59)$$

Où,  $T_i$  la période fondamentale élastique dans la direction étudiée calculée par l'analyse dynamique élastique, et  $K_i$  la rigidité latérale élastique du bâtiment dans la direction étudiée.

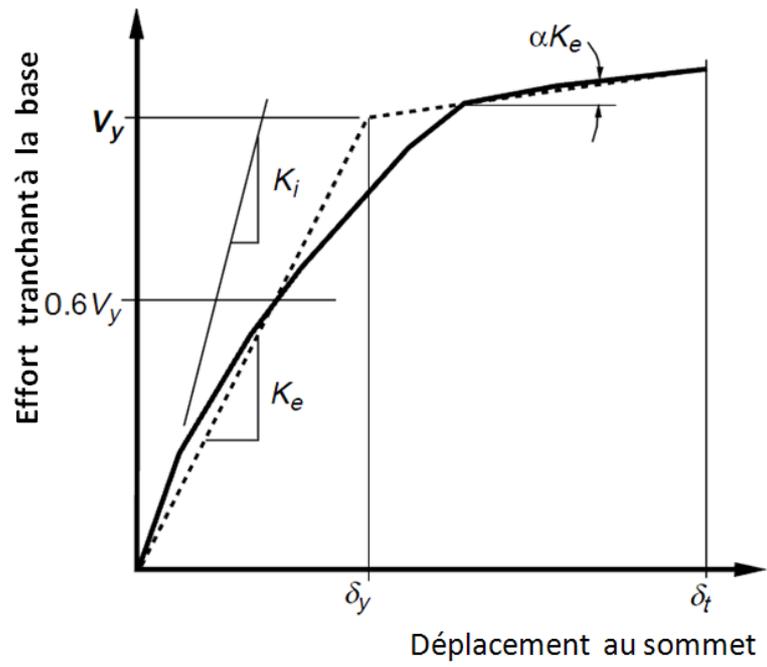


Figure 1.17 : calcul de la rigidité latérale effective (FEMA-273)