

*République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mentouri de Constantine
Faculté des Sciences de l'Ingénieur*

*N° D'ORDRE
N° De Série.....*

*Mémoire de Magistère
Présenté à l'Université de Constantine
Département de Génie Civil
Spécialité : Mécanique des Matériaux Sol et Structures*

Thème :

*Evaluation des performances
parasismiques des portiques en
BA renforcés par
chemisage en béton armé et par
bandage en CFRP*

Présenté par : Drouna karima

Sous la direction de : Dr. Djebbar N

Jury

| | | |
|------------------------|-------------------------------|-------------------|
| Prof : Chikh N | Université Constantine | Président |
| Prof : Houari H | Université Constantine | Examineur |
| Dr : Lassoued R | Université Constantine | Examineur |
| Dr : Djebbar N | Université Constantine | Rapporteur |

présenté le: 25/11/2010

Remerciements

Je tiens en premier à remercier Dieu qui m'a donné volonté, force, patience, courage et santé pour réaliser ce travail.

Je tiens à exprimer un remerciement tout spécial à mes parents, pour m'avoir soutenu et encouragé tout au long de mes études.

Je tiens à signifier ma profonde reconnaissance à mon rapporteur, Monsieur Djebbar Nabil, Maître de conférences à l'Université de Constantine, pour l'excellent suivi et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce mémoire ainsi que pour la grande confiance qu'il accordée.

Des remerciements sont également offerts à Monsieur Chikh Nassereddine , Professeur à l'Université de Constantine, pour avoir accepté de présider le jury.

J'exprime ma profonde gratitude à Monsieur Houari Hacène Professeur à l'Université de Constantine , Lessoued Rachid, Maître de conférence à l'Université de Constantine qui m'ont honoré d'avoir accepté de lire et de critiquer mon mémoire .

Un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu :Boudjaadar Abd El Mounaam, ma sœur Wafa,et la petite Soumia .

Finalement a toute mes frères et sœurs

Résumé :

La mauvaise qualité du béton qui entraîne une faible résistance a une influence grave sur le comportement parasismique des éléments structurels en terme de différentes performances parasismiques recherchées.

Une étude dans ce contexte a été mener en évaluant le comportement des portiques de structures régulières(R+1 ; R+2 ; R+3) à travées égales enregistrant un manque de résistance au niveau des poteaux.Cela à travers L'analyse Push-over qui nous fournit la séquence de développement des rotules plastiques, le déplacement en tête, les courbes de capacité,...etc. La réévaluation pour les structures confortées par gainage en béton armé et bandage par le tissu polymère renforcé par les fibres de charbon (CFRP) nous a permis de comparer les deux méthodes de réhabilitation. Vu le manque d'un guide ou règlement dans ce domaine, on a introduit la rotule FEMA 365 pour décrire le comportement structurel. Une analyse a été établie et des conclusions et recommandations tirées.

رداءة نوعية الخرسانة الذي ينتج مقاومة منخفضة له تأثير خطير على السلوك الزلزالي للعناصر الهيكلية من حيث الأداء الزلزالي المطلوب
وقد أجريت دراسة في هذا السياق في تقييم سلوك الإطارات الهياكل العادية
سجلت أيضا عدم وجود مقاومة في من خلال تحليل أكثر من أن دفع (3، ص 2، ص 1 ص)
الخ... يعطينا ويتحرك الرأس ، منحنيات القدرة ،
(CFRP) وعزز إعادة تقييم لهياكل من الخرسانة المسلحة و ضمادة النسيج البوليمر تعززه ألياف الكربون
ونظرا لعدم وجود توجيه أو تنظيم في هذا المجال ، لوصف .سمح لنا للمقارنة بين طريقتين لإعادة التأهيل
سلوك الهيكلية
وقد أجري تحليل واستخلاص الاستنتاجات والتوصيات

Abstract

The poor quality of concrete which results in low resistance has a serious influence on the seismic behavior of structural elements in terms of different seismic performance desired. A study in this context has been carried out in assessing the behavior of frames of regular structures (R 1, R 2, R 3) Span also recorded a lack of resistance at the columns. through push-over analysis that gives us the sequence of development of plastic hinges, moving head, the capacity curves, etc.

The revaluation for structures reinforced by reinforced concrete jacketing and bandage the polymer fabric reinforced by carbon fiber (CFRP) has allowed us to compare the two methods of rehabilitation. Given the lack of guidance or regulation in this area, the ball was introduced FEMA 365 to describe the structural behavior.

An analysis was made and the conclusions and recommendations drawn.

Table de matières :

| | |
|---|----|
| Introduction générale..... | 1 |
| Chapitre I : Performance Parasismiques | |
| I -1 - Les Séismes :..... | 3 |
| I-1-1 Origine des tremblements de terre :..... | 3 |
| I-1-2 Ondes sismiques :..... | 4 |
| I-2 Le séisme et les bâtiments:..... | 5 |
| I.2 .1 Réaction des bâtiments aux séismes :..... | 6 |
| I.2.2.Déformation d'un bâtiment lorsqu'il est soumis à des secousses :..... | 7 |
| I.2.3 Modes de déformation d'un bâtiment:..... | 8 |
| I-3- Conception parasismique des bâtiments..... | 8 |
| 1-3-1 Objectif global du projet d'ossature parasismique :..... | 9 |
| I-3-2-Signification des « principes de conception parasismique » :..... | 10 |
| 1-3- 3- Principes de conception parasismique des bâtiments :..... | 11 |
| 1-Régularité en plan :..... | 11 |
| 2-Régularité en élévation..... | 11 |
| 3-Raideur et résistance à la torsion..... | 12 |
| 4- Diaphragmes efficaces :..... | 12 |
| 5-Créer les conditions d'un mécanisme plastique global :..... | 12 |
| 6-Choix rationnels relatifs aux masses :..... | 13 |
| 7-Largeur des contreventements :..... | 14 |
| 8-Largeur des fondations :..... | 14 |
| 9- Partition en sous structures :..... | 14 |
| 10-Fixation des éléments non structurels :..... | 15 |
| I-4 Options de conception :..... | 15 |
| 1- Particularités de la structure peu dissipative DCL :..... | 16 |
| 2- Structure peu dissipatives ou « sur-résistantes » : | 16 |
| 3- Structures dissipatives : | 16 |
| I-5- La Conception en performance (PBD): | 16 |
| I-5-1- Les niveaux de performance : | 17 |
| 1- Sécurité des vies (life safety) : | 17 |
| 2- Réparation de l'endommagement (reparable damage) : | 17 |
| 3-Effondrement évité (collapse prevention) | 17 |
| I-5-2-Approche de conception multi niveaux de performance :) | 17 |

| | |
|---|----|
| I-6- Critères de performance..... | 17 |
| 1- Critère de rigidité: | 17 |
| 2- Critère de résistance : | 19 |
| 3- Critère de ductilité : | 20 |
| I-6- Méthodes d'analyse: | 20 |
| 1- Élastiques linéaires: | 20 |
| a - Statique équivalente: | 20 |
| b - Superposition modale spectrale: | 21 |
| c - Analyse temporelle élastique: | 21 |
| 2- Non linéaires et inélastiques non linéaires: | 21 |
| a- Analyse plastique: : | 21 |
| b- Analyse Pushover..... | 22 |
| d- Analyse modal pushover : | 23 |
| I-7-Routines d'évaluations : | 23 |
| I-7-1- ATC Applied Technology Council ATC 40: | 23 |
| I-7-2-FEMA Federal Emergency Management FEMA 356: | 24 |
| I-8- Conclusion : | 24 |

Chapitre II : Méthode Pushover.

| | |
|---|----|
| II-1 - Introduction..... | 25 |
| II-2- Définition de l'analyse pushover..... | 26 |
| II-2-1- Origine de l'analyse pushover..... | 27 |
| II-2-2- But de l'analyse pushover..... | 27 |
| II-2-3-Formulation de l'analyse pushover..... | 28 |
| II-3- Principes théoriques du calcul pushover | 29 |
| II-3-1-Courbe de capacité..... | 30 |
| II-3-2- Point de performance..... | 31 |
| Conclusion..... | 33 |

Chapitre III : Méthodes de renforcement et Confinement du Béton

| | |
|--|----|
| Introduction : | 34 |
| III-1- Méthodes de renforcement s'appliquant aux poteaux : | 34 |
| III-1- 1-Injections du résine : | 34 |
| III-1-2- Les chemises en béton armé : | 36 |
| III-1-3- Cages en acier : | 38 |

| | |
|--|-----------|
| III-1-4 - Bandage par CFRP ou chemisage en acier : | 38 |
| III-2-Matériau composite CFRP : | 38 |
| III-2-1-Introduction : | 38 |
| III-2-2- Composition de l'FRP : | 39 |
| III-3- Le redimensionnement et la sécurité des vérifications : | 40 |
| III-3-Béton confiné et confinement du béton : | 41 |
| III-4 -1- Role du confinement : | 42 |
| III-4-2- Aperçu historique : | 44 |
| III-4-2- Modèles représentatifs : | 44 |
| 1- Kent & Park Modifié | 44 |
| 2 Sheikh & Uzumeri : | 45 |
| 3- Mander & al: | 45 |
| 4- Murat et al: : | 46 |
| III-5-confinement par FRP : : | 46 |
| III-5-1 Modèles de confinement par FRP : : | 46 |
| 1-Faradis et Khalili (1981) : | 47 |
| 2-Newman and Newman (1972): | 47 |
| 3- Saadatmanesh et al (1994) : | 48 |
| 4-Miyauchi et al (1997) : | 49 |
| 5 – Kono et al (1998) : | 49 |
| 6 –a- Toutanji (1999) : | 50 |
| -6-b-Saafi et al 1999 : | 51 |
| 7 – Spoelstra et Monti(2000) : | 51 |
| 8- Xiao et Wu (2000) : | 52 |
| III-5-2- comparaison des modèles : | 52 |
| Chapitre IV : Modélisation. | |
| IV-1- Introduction : | 54 |
| IV-2 Modélisation : | 54 |
| IV-3 Définition de la structure dans SAP 2000 : | 55 |
| IV-3-1-Hypothèses : | 56 |
| IV-3-2-Cas d'étude | 57 |
| IV-4-Données techniques : | 57 |

| | |
|--|----|
| IV-5- Rotules plastiques et longueur plastique : | 59 |
| 1-Baker..... | 60 |
| 2-Baker et Amarakone..... | 60 |
| 3-Mattock..... | 61 |
| 4-Corley..... | 61 |
| 6-Park et al: | 61 |
| 7- Sakai et Sheikh..... | 62 |
| 8- Sheikh et Khoury: | 62 |
| V-6-Relation ductilité locale- ductilité globale : | 62 |
| IV-7- Rotation de ruine selon l'ATC40 et FEMA356..... | 64 |
| IV-7-1 Résultats des moments caractérisant la lois du comportement | 66 |
| IV-7-2 Calcul des conditions de rotation selon FEMA365 | 66 |
| IV-7-3 Rotations et niveaux de performances correspondants..... | 67 |
| V-7-4 Facteurs d'acceptance : | 67 |
| IV-8-Estimation des nouvelles résistances pour éléments renforcés : | 68 |
| 1-Gainage en BA variante1 : e=15Cm..... | 68 |
| 2-Gainage en BA variante2 : e=7Cm | 69 |
| 3- Renforcement par CFRP | 69 |
| IV-9-Application de l'analyse pushover sur les portiques étudiées | 70 |
| Chapitre V : Présentation et analyse des résultats | |
| V- Présentation des résultats: | 74 |
| V-1-Séquences de rotulation : | 74 |
| V-1-1Rigidité non fissurée : | 74 |
| V-1-2- Rigidité fissurée : | 76 |
| V-1-3 Capacité de résistance et capacité de déformation..... | 77 |
| V-1-4-Etapes de formation des rotules plastiques : | 78 |
| V-1-5- Courbes de capacité : | 85 |
| V-1-6- Discussion: | 86 |
| V-2- Résultats pour la structure renforcée par gainage en BA : e =15 Cm..... | 88 |
| V-2-1-Séquence de rotulation : | 88 |
| V-2-2 Capacité de résistance et capacité de déformation..... | 89 |
| V-2-3--Etapes de formation des rotules plastiques : | 90 |
| V- 2-4-- Analyse des résultats : | 93 |
| V-2-5- Courbe de capacité : | 95 |

| | |
|---|-----|
| V-3- Résultats pour la structure renforcée par gainage en BA $e=7\text{cm}$: | 96 |
| V-3-1-Séquence de rotulation | 96 |
| V-3-2 Capacité de résistance et capacité de déformation..... | 97 |
| V-3-3--Etapas de formation des rotules plastiques : | 98 |
| V-3-4- Courbe de capacité :..... | 102 |
| V-4- Présentation des résultat pour la stucture renforcée par FRP : | 104 |
| V-4-1 Séquence de rotulation : | 104 |
| V-4-2 Capacité de résistance et capacité de déformation..... | 104 |
| V-4-3--Etapas de formation des rotules plastiques :..... | 105 |
| V-4-4-Courbe de capacité : | 109 |
| V-5-Influence du mode de déclaration de la rotule plastique : | 110 |
| V-6-synthèse: | 113 |
| V-6-1- Effort tranchant demande : | 113 |
| V-6- 2-Effort tranchant capacité | 114 |
| V-6-3-Condition de déformation : | 115 |
| Conclusion générale | |
| Recommandations | |
| Annexes | |

Liste des figures :

- Figure 1 : origine des tremblements de terre.
Figure 2 : ondes sismiques
Figure 3: Désolidarisation des façades, destruction des étages supérieurs,
Figure 4 : Schéma général de fonctionnement en « boîte » pour la reprise des actions horizontales de séisme ou de vent.
Figure 5 : Comportement d'ossatures de même période T soumises à poussée
Figure 6 : principe de régularité en élévation
Figure 7 : schématisation de l'effet de la torsion.
Figure 8 : effet du diaphragme lors d'un séisme
Figure 9 : mécanisme de ruine 1 et 2
Figure 10 : mécanisme d'une ossature avec triangulations : a) à éviter b) souhaité.
Figure 11 : effet de largeur des contreventements
Figure 12 : fractionnement des bâtiments ou partitions avec joints sismiques.
Figure 13 : Le chute d'un élément décoratif lors d'un séisme .
Figure 14 : Impact du fronton devant le cinéma Palace...
Figure 15 : méthodes d'analyse structurelles.
Figure 16 : méthodes d'analyse structurelle
Figure 17 : signification physique de la courbe de capacité
Figure 18 : Endommagement correspondant
Figure 19 : courbe push over
Figure 20 : Calcul Pushover et courbe de capacité
Figure 21 : Courbe de Capacité
Figure 22 : Point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité
Figure 23 : Point de performance – principe de réduction du spectre
Figure : 24 Réparation superficielle : éclatement du béton
Figure : 25 Réparation sérieuse : Flambement des barres
Figure : 26 Réparation d'un poteau très endommagé: ouverture des Cadres
Figure : 27 Réparation d'un poteau par gainage en béton armé.
Figure : 28 Illustration graphique du gainage traversant le noeud.
Figure : 29 Ferrailage de la gaine : disposition non constructives
Figure 30 : Publication concernant réhabilitation par CFRP.
Figure 31 : confinement des section en béton armé
Figure 32 : distribution de la pression latérale du confinement
Figure : 33 Comportement contrainte déformation pour béton confiné
Figure : 34 Comparaison des différents modèles pour la prédiction de $\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}}$
Figure 35 : Modélisation par éléments finis
Figure 36 : portique principale de la structure étudiée
Figure 37 : Définition de la longueur de la rotule plastique.
Figure 38 : courbe $m_p = f \frac{l_p}{l}$
Figure 39 : rotule de la FEMA 356
Figure 40 : séquence de rotulation et endommagement correspondant

Figure41: Section du poteau renforcé par gainage
figure:42 step 3: viewing hinge properties (Pushover)
Figure:43 step 4: Defining hinge properties
Figure44 step 5: define static pushover case
figure:45 step 6: displaying the pushover deformed shape and the sequence of pushover hinge formation
Figure 46 step 7: pushover curve for pushover load
Figure 47:step 8: capacity spectrum for pushover load
Figure48 step9: table for capacity spectrum
Figure 49 step 10: table for pushover curve
Figure50 Séquences de rotulation (R+1)
Figure 51 : Séquences de rotulation (R+2)
Figure 52 :Séquences de rotulation (R+3)
Figure 53 : Séquences de rotulation (R+1)
Figure 54 : Séquences de rotulation (R+2)
Figure 55 :Séquences de rotulation (R+3)
Figure56 : courbe de capacité R+1
Figure 57:courbe de capacité R+2
Figure58 :courbe de capacité R+3
Figure 59 :Séquences de rotulation (R+1)
Figure 60 :Séquences de rotulation (R+2)
Figure 61 :Séquences de rotulation (R+3)
Figure 62 :Séquences de rotulation (R+1)
Figure64_:Courbe de capacité (R+1) renforcée par gainage en BA
Figure65 :Courbe de capacité (R+2) renforcée par gainage en BA
Figure66 :Courbe de capacité (R+3) renforcée par gainage en BA
Figure 67 :Séquences de rotulation (R+1)
Figure 68 :Séquences de rotulation (R+2)
Figure 69 :Séquences de rotulation (R+3)
Figure 70 :Courbe de capacité (R+1) renforcée CFRP
Figure71 :Courbe de capacité (R+2) renforcée CFRP
Figure 72 :Courbe de capacité (R+3) renforcée CFRP

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau 1 : Principes de dimensionnement, classes de ductilité des structures

Tableau 2 : niveaux de performance, endommagement et déplacement relatif

Tableau 3 : synthèse sur les modèles de confinement par CFRP

Tableau 04 : Caractéristiques géométriques et ferrailage des poutres

Tableau 05 : Caractéristiques géométriques et ferrailage des poteaux

Tableau 06 : Caractéristiques des matériaux

Tableau 07 : Chargement appliqué

Tableau 8 : moments caractérisant la loi du comportement

Tableau 9 : conditions de rotation selon FEMA365

Tableau 10 : conditions de rotation selon FEMA365

Introduction générale :

Nul n'en doute plus aujourd'hui, la réhabilitation est une affaire de professionnels représentant un marché qui paraît d'autant plus important et dynamique que celui du neuf est dépressif.

Est-ce une spécialité ?

Il semble en effet que cela le devienne, souvent plus d'ailleurs en raison des circonstances que d'un choix délibéré.

En fait, la diversité des chantiers est telle que le titre de spécialiste est ici aussi inadéquat que dans le cas du neuf. La grande diversité des travaux de réhabilitation amène les professionnels à se mettre en cause presque sur chaque chantier.

Chaque opération de réhabilitation requiert une réflexion particulière et nécessite l'utilisation de méthode, d'instruments et de techniques adaptées à la situation et aux problèmes spécifiques de chacun des immeubles que le maître d'ouvrage doit traiter .

Il existe un nombre important de constructions à usage d'habitation, commercial localisés dans des régions sismiques et qui ne sont pas conçues ni réalisés selon les codes parasismiques.

Ces structures présentent un caractère vulnérable vis-à-vis des actions sismiques, ceci a été largement observé lors des séismes récents en Algérie.

Après un séisme, une évaluation des dommages est entreprise dans le but de les classer en des bâtiments pouvant être occupés et ceux qui doivent être évacués et qui feront l'objet de réparation et renforcement ou d'une démolition.

Les bâtiments à réparer ou à renforcer nécessitent des solutions de réhabilitation en fonction de modes et des niveaux d'endommagement.

Dans le cadre de la prévention et de la réduction du risque sismique, les structures vulnérables existantes nécessitent une analyse en vue de leur réhabilitation avant d'être exposées à une action sismique.

La réhabilitation des bâtiments existants nécessite au préalable des études de vulnérabilité sismique pour évaluer leur capacité de résistance et adopter des solutions de renforcement de leurs structures dans le cas où elles s'avèrent non antisismiques.

Après réhabilitation de la structure, une analyse doit être effectuée afin d'évaluer les nouvelles capacités de résistance et de déformation.

Les causes des multiples effondrements dus aux insuffisances flagrantes en terme de :

- dimensions des éléments structurels.
- Quantités de ferrailage.
- Mauvaise qualité du béton.

Cette dernière qui fait l'objet de base de ce travail. Structuré en une introduction générale et 5 chapitres ;

Le premier entame des notions générales sur les séismes, un aperçu sur les performances parasismiques et la philosophie de dimension en performance.

Le deuxième exposé l'analyse Pushover l'outil utilisé pour mener cette analyse.

Le troisième contient les méthodes de renforcement s'appliquant aux poteaux plus un aperçu historique et les modèles représentatifs de confinement de béton.

Un quatrième chapitre fait l'objet de modélisation des structures étudiées par SAP2000 et les étapes nécessaires pour lancer l'analyse Pushover.

Le cinquième englobe la présentation des résultats et l'analyses manant à une conclusion générale et recommandations.

Chapitre: I

Chapitre: I

Performances Parasismiques

1 - Les Séismes :

Les séismes ou tremblements de terre constituent un phénomène géologique qui de tout temps a terrorisé les populations qui vivent dans certaines zones du globe. **1-1**

Origine des tremblements de terre :

Lorsqu'un matériau rigide est soumis à des contraintes de cisaillement, il va d'abord se déformer de manière élastique, puis, lorsqu'il aura atteint sa limite d'élasticité, il va se rompre, en dégageant de façon instantanée toute l'énergie qu'il a accumulé durant la déformation élastique. C'est ce qui se passe lorsque la lithosphère est soumise à des contraintes. Sous l'effet des contraintes causées le plus souvent par le mouvement des plaques tectoniques, la lithosphère accumule l'énergie. Lorsqu'en certains endroits, la limite d'élasticité est atteinte, il se produit une ou des ruptures qui se traduisent par des failles. L'énergie brusquement dégagee le long de ces failles causent des séismes (tremblements de terre). Si les contraintes se poursuivent dans cette même région, l'énergie va à nouveau s'accumuler et la rupture consécutive se fera dans les plans de faille déjà existants. A cause des forces de friction entre les deux parois d'une faille, les déplacements le long de cette faille ne se font pas de manière continue et uniforme, mais par coups successifs, dégageant à chaque fois un séisme. Dans une région donnée, des séismes se produiront à plusieurs reprises le long d'une même faille, puisque cette dernière constitue un plan de faiblesse dans la lithosphère. A noter que les séismes ne se produisent que dans du matériel rigide. Par conséquent, les séismes se produiront toujours dans la lithosphère, jamais dans l'asthénosphère qui est plastique. [1]

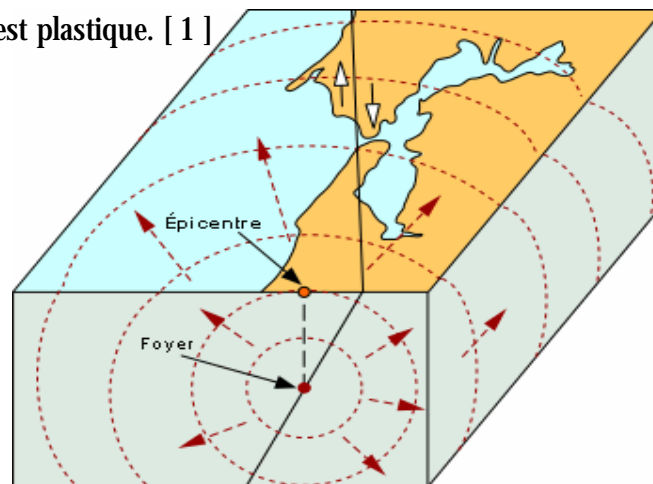


Figure 1 :origine des tremblements de terre.

Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre. On nomme foyer le lieu dans le plan de faille où se produit réellement le séisme, alors que l'épicentre désigne le point à la surface terrestre à la verticale du foyer

On distingue deux grands types d'ondes émises par un séisme: les ondes de fond, celles qui se propagent à l'intérieur de la terre et qui comprennent les ondes S et les ondes P, et les ondes de surface, celles qui ne se propagent qu'en surface et qui comprennent les ondes de Love et de Rayleigh.

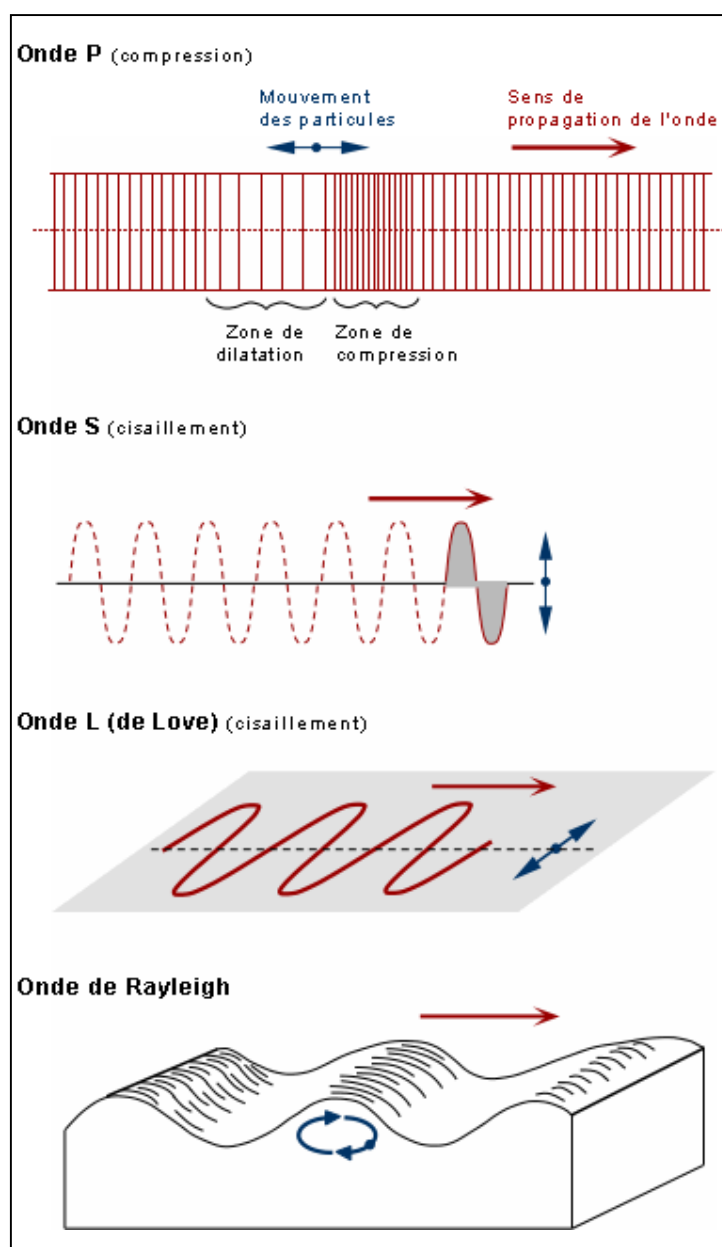


Figure 2 : ondes sismiques

Les ondes P sont des ondes de compression assimilables aux ondes sonores et qui se propagent dans tous les états de la matière. Les particules se déplacent selon un mouvement avant-arrière dans la direction de la propagation de l'onde. Les ondes S sont des ondes de cisaillement qui ne se propagent que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, à angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde. Les ondes de Love ou ondes L sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral. Les ondes de Rayleigh sont assimilables à une vague; les particules du sol se déplacent selon une ellipse, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre.

Toute la côte nord de l'Algérie se situe dans une zone tectonique des plus propices aux tremblements de terre. on se souviendra du grand séisme dévastateur d'Al Asnam en 1980 qui a fait 3500 morts. La côte nord de l'Algérie est traversée par une limite de plaques lithosphériques continentales convergentes: la plaque eurasiennne, au nord, chevauche la plaque africaine au sud. c'est dans cette faille de chevauchement que se déclenchent les séismes de la région.

1-2 Le séisme et les bâtiments:

Les scientifiques nous expliquent comment un bâtiment se déforme, se dégrade, puis se casse sous l'effet des secousses. Les architectes et ingénieurs se forment pour en tenir compte dans leurs projets en zone sismique. Sur le chantier, nous avons l'ultime responsabilité, celle de réaliser correctement les travaux.

Mais d'abord, essayons de comprendre que les phénomènes internes au bâtiment qui peuvent amener sa ruine sont multiples. Mais également que tous les dommages qui surviennent pendant un séisme ne sont pas signe de danger... au contraire !

Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Puis, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en oeuvre et leurs caractéristiques diverses définies par l'ingénieur doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique. Mais c'est bien la conception architecturale qui

va conditionner la façon dont les bâtiments se déforment. Plus celle-ci est régulière, plus le bâtiment a de chances de bien se comporter lors d'un séisme majeur.

Un « comportement régulier » n'implique pas une architecture pauvre, mais la prise en considération de la réponse « dynamique » de la structure aux secousses.

- Estimer « à l'avance » les niveaux et modes possibles de déformation de la structure sur un sol donné.

- Estimer « à l'avance » son aptitude à transformer le mouvement d'origine sismique en chaleur, éventuellement au prix de dommages.

- Connaître « à l'avance » les zones de la structure les plus exposées à la rupture en cas de fortes secousses.

- Etablir des règles de construction efficaces à partir de ces connaissances. [2]

1.2 .1 Réaction des bâtiments aux séismes :

Les photos suivantes nous montrent des destructions d'immeubles dont la structure est en béton armé. Elles illustrent bien le fait qu'il existe une grande variété de modes de ruine pour un même type apparent de construction. Nous pourrions illustrer une même variété d'effets sur les petits bâtiments comme les maisons individuelles ou pour d'autres matériaux de structure comme le bois, l'acier ou la maçonnerie porteuse. Le fait qu'une construction soit détruite d'une façon ou d'une autre... ou ne soit pas détruite n'est pas l'effet du hasard. Si nous regardons de plus près comment la construction a été conçue, nous pouvons expliquer les phénomènes en cause.



Figure 3: Désolidarisation des façades, destruction des étages supérieurs, intermédiaires ou inférieurs

Pour éviter l'effondrement des constructions Les architectes et les ingénieurs doivent étudier comment ne pas « faire de mauvais choix » en fonction de chaque projet sur son site et éviter les différents problèmes possibles. Il s'agit surtout de bien:

- 1- Localiser les « masses » de la construction (essentiellement les planchers)
- 2- Contrôler les possibilités de déformation des différents murs et poteaux, c'est à- dire leurs raideurs
- 3- Savoir utiliser l'endommagement de quelques éléments qui ne compromettent pas la sécurité, pour « freiner » les secousses dans le bâtiment.

1.2.2. Déformation d'un bâtiment lorsqu'il est soumis à des secousses :

a- La déformabilité des éléments de la construction :

Soumis à une force identique (à la « poussée » des secousses à un moment donné) les différents éléments d'une construction se déforment plus ou moins selon leur forme (un poteau se déforme plus qu'un mur), leurs matériaux (le bois se déforme plus que le béton armé), leurs masses (dont dépendent les forces d'inertie) et la nature des liaisons entre les éléments. Les secousses d'un séisme génèrent des forces alternées dans toutes les directions, forces qui déforment le bâtiment de façon aléatoire, mais selon ses caractéristiques architecturales et constructives.

b- Les forces d'inertie :

Comme le passager soumis aux secousses d'un véhicule en mouvement (accélérations, coups de frein, coups de volant à droite et à gauche, trous et bosses dans la chaussée), les masses d'un bâtiment soumis aux accélérations désordonnées du sol (dans toutes les directions) pendant un tremblement de terre « tendent » à rester là où elles se trouvent au début de chaque mouvement du sol.

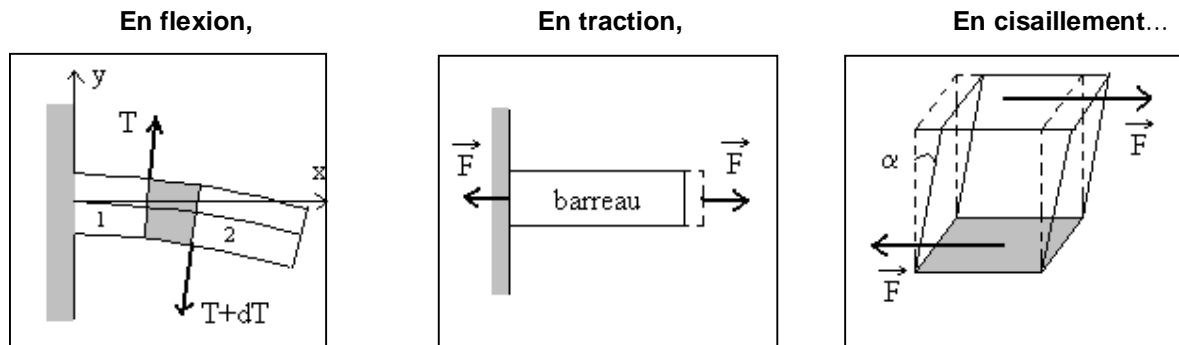
Les forces qui le « retiennent à sa position d'origine » s'appellent les forces d'inertie : elles sont d'autant plus importantes que les masses sont élevées et que les accélérations sont violentes.

Les fondations, ancrées dans le sol se déplacent avec celui ci, et le haut du bâtiment « suit » avec un retard d'autant plus important que les forces d'inertie sont importantes et que le matériau peut se déformer.

1.2.3 Modes de déformation d'un bâtiment :

Les caractéristiques de chaque élément de la construction et celles de l'ensemble formé par ces éléments et leurs types de liaisons vont conditionner les modes de déformation en fonction des caractéristiques vibratoires du sol d'implantation.

Les schémas ci-dessus illustrent des modes de déformation pour différents éléments :



On peut savoir à l'avance quel sera le mode de déformation de chaque élément constructif sous l'action d'un séisme et déterminer où il faut le renforcer pour éviter sa rupture fragile. Il faut en outre prévoir les modes de déformation globale de la construction. [3]

1-3- Conception parasismique des bâtiments :

1- Concept général de stabilité des bâtiments sous action sismique.

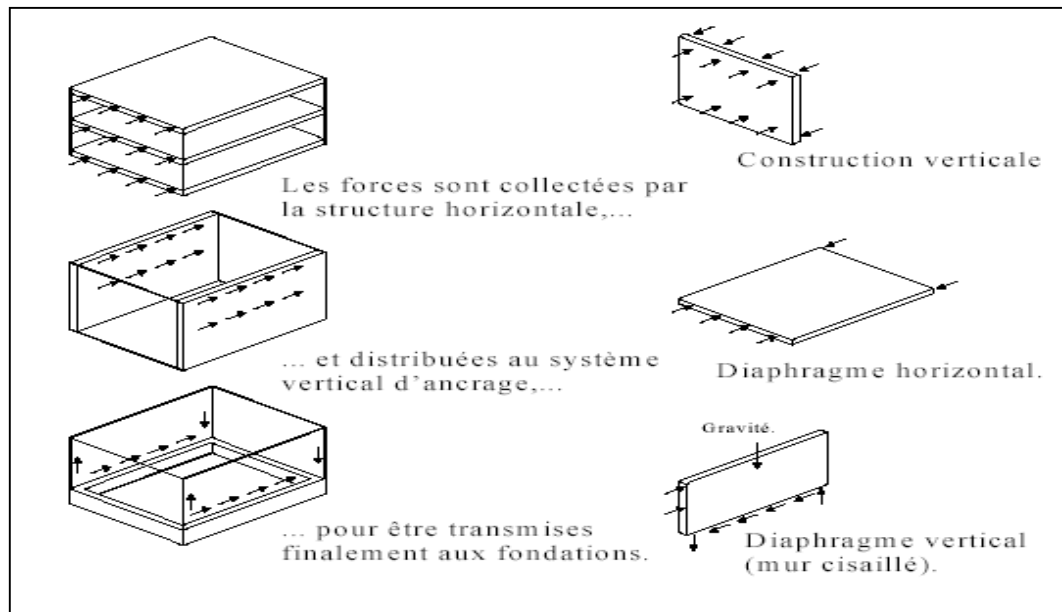


Figure4. Schéma général de fonctionnement en « boîte » pour la reprise des actions horizontales de séisme ou de vent.

Tous les bâtiments constituent des « boîtes », dont le fonctionnement général est schématisé à la Figure.1 et dont la stabilité implique le respect des 3 conditions suivantes:

- une résistance adéquate des plans:
- un choix convenable de ces plans
- des liaisons adéquates entre ces plans.

1-3-2 Objectif global du projet d'ossature parasismique :

L'objectif global du projet d'une ossature parasismique est de définir une structure capable de subir, sans s'effondrer, les déformations engendrées par l'action sismique.

Cet objectif peut être atteint avec succès par des projets d'ossatures de divers types et de divers degrés de capacité de dissipation d'énergie par déformations plastiques -Figure 2-en particulier :

- des ossatures où les déformations sont essentiellement élastiques
- des ossatures qui forment une seule zone plastique significative, en base.

Exemple : structure à noyau en béton armé

- des ossatures où sont formées de nombreuses zones dissipatives.

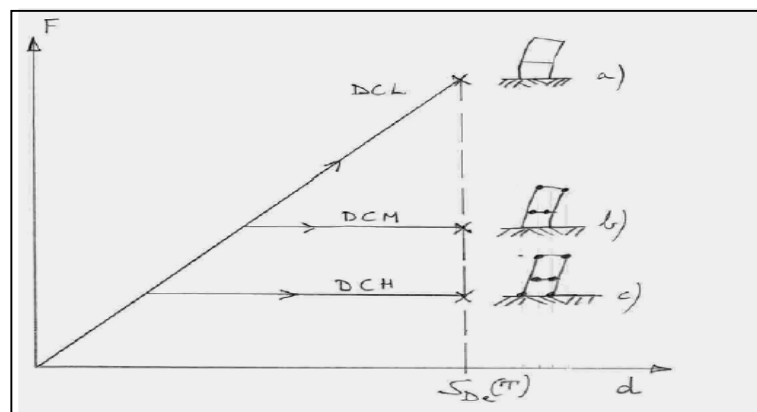


Figure 5 : Comportement d'ossatures de même période Tsoumises à poussée progressive jusqu'au déplacement de projet:

- a) projet à réponse purement élastique DCL,
- b) projet modérément dissipatif DCM
- c) projet très dissipatif DCH.

Ces 3 niveaux possibles de dissipativité des projets sont distingués par : [4]

- 1- des Classes de Ductilité de 3 niveaux , distinguées par les symboles DCL, DCM et DCH et par les valeurs du coefficient de comportement q associé à ces classes
- 2- des exigences de dimensionnement associées au niveau visé de ductilité locale et globale.

| Principe de dimensionnement | Classe de ductilité de la structure | Intervalle des valeurs de référence du coefficient de comportement q |
|---|-------------------------------------|--|
| comportement de structure faiblement dissipatif | DCL (limitée) | $q \leq 1,5 - 2$ |
| comportement de structure dissipatif | DCM (moyenne) | $q \leq 4$ également limité par type d'ossature |
| | DCH (haute) | uniquement limité par type d'ossature |

Tableau 01. : Principes de dimensionnement, classes de ductilité des structures et limites supérieures des valeurs de référence des coefficients de comportement[4]

I-3-3-Signification des « principes de conception parasismique » :

Dans le contexte sismique, les meilleurs projets en terme de sécurité sont obtenus en respectant les « principes de conception». Il convient de préciser trois choses à propos de ces « principes »:

- 1- le respect des principes de conception a pour résultat principal de minimiser le supplément de prix nécessaire pour passer d'une structure normale à une structure parasismique.
- 2- la structure secondaire doit toutefois être conçue pour continuer à reprendre les charges gravitaires lorsque le bâtiment est soumis aux déplacements causés par le séisme.
- 3- le respect des principes de conception laisse encore l'auteur de projet devant plusieurs choix à effectuer au départ du projet, car plusieurs solutions sont possibles qui respectent toutes les principes de conception parasismique.

1-3- 4- Principes de conception parasismique des bâtiments :

- 1 - Simplicité.
- 2 - Continuité.

- 3 - Régularité en plan.
- 4 - Régularité en élévation.
- 5 - Raideur et résistance à la torsion.
- 6 - Diaphragmes efficaces.
- 7 - Des éléments structuraux verticaux surdimensionnés.
- 8. Créer les conditions d'un mécanisme plastique global.
- 9 - Choix rationnels relatifs aux masses.
- 10- Largeur des contreventements.
- 11- Largeur des fondations.
- 12- Partition en sous structures.
- 13- Fixation des éléments non structuraux.

1-Régularité en plan :

Consiste à avoir des formes géométriques simples avec deux axes de symétrie.

2-Régularité en élévation

la figure 6,explique bien se principe important pour la conception des constructions parasismiques .

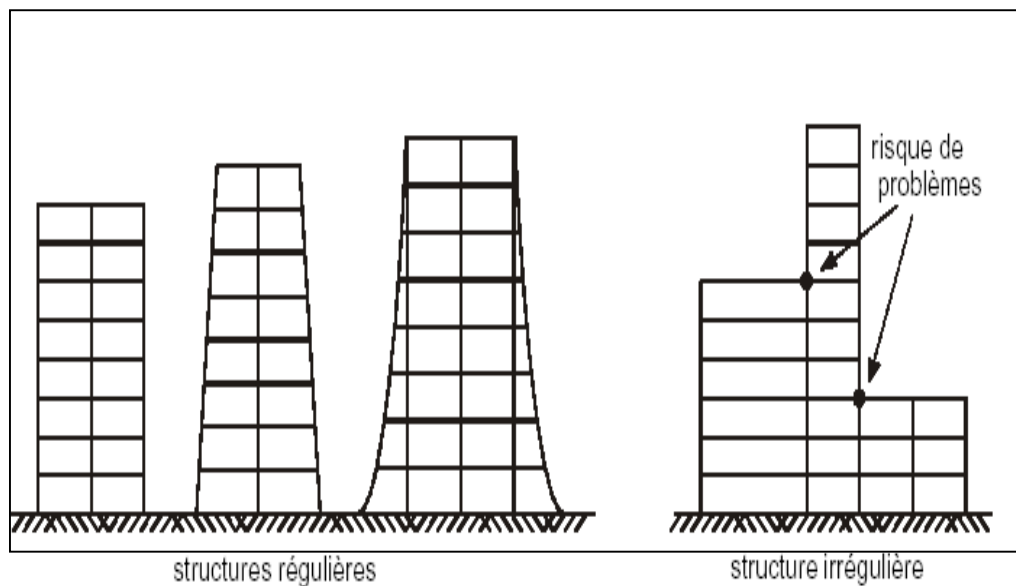


Figure6 : principe de régularité en élévation

3-Raideur et résistance à la torsion.

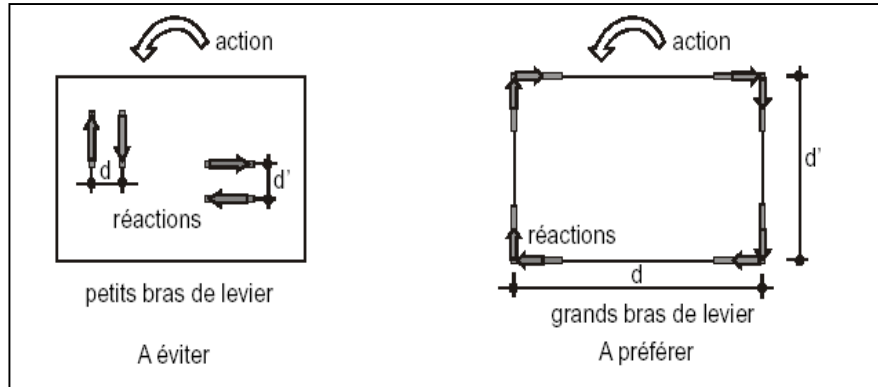


Figure 7 : schématisation de l'effet de la torsion.

4- Diaphragmes efficaces :

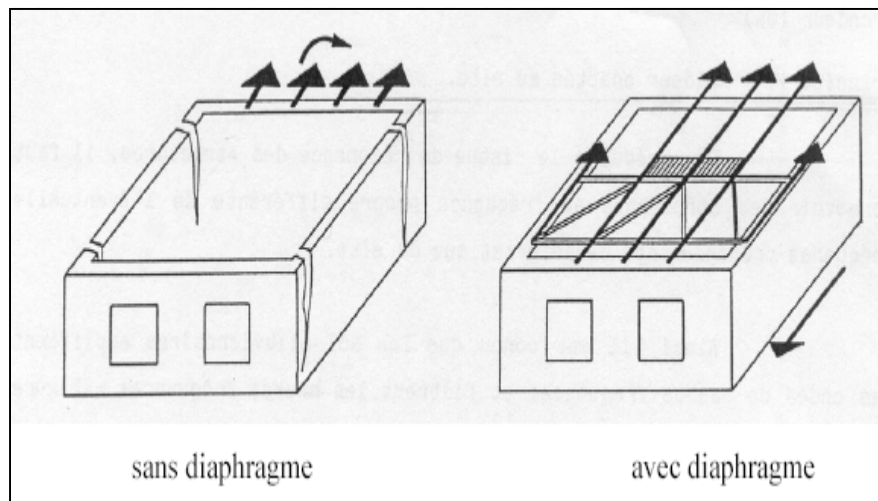


Figure8 : effet du diaphragme lors d'un séisme

5-Créer les conditions d'un mécanisme plastique global :

1 : le principe « poteaux forts – poutres faibles » pour la formation des rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les colonnes des ossatures en portique.

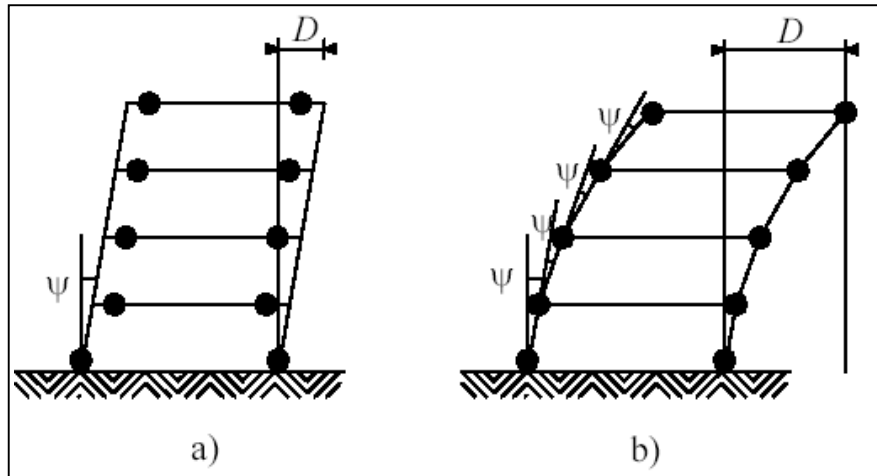


Figure 9 : mécanisme de ruine 1 et 2

2- un deuxième mécanisme caractériser par la formation des rotules plastiques au niveaux des poteaux figure 9-b ; poteaux faibles aura une suite catastrophique : l'empilement des planchers après séisme.

3-la plastification des diagonales et non des poutres ou poteaux dans les ossatures avec triangulations à barres centrées.

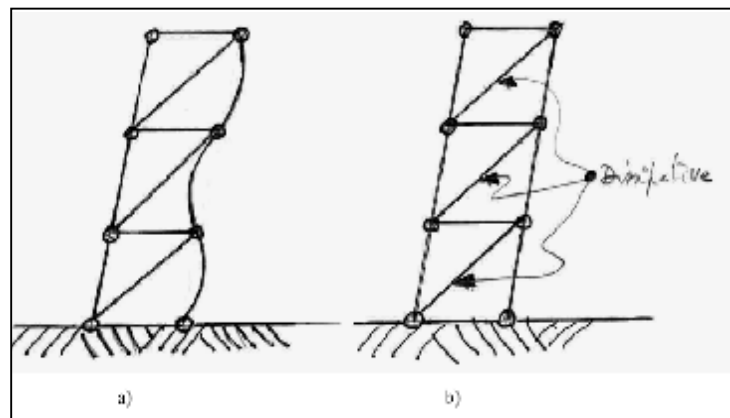


Figure 10 :mécanisme d'une ossature avec triangulations :a) à éviter b) souhaité.

6-Choix rationnels relatifs aux masses :

Le choix de planchers légers plus performants peut ainsi entraîner une réduction des quantités et coûts d'ossature et de fondation, car les planchers représentent environ 80% de la masse d'un bâtiment. Cette réduction de prix de l'ossature peut compenser le surcoût des planchers plus performants. Dans les structures flexibles dont la période $T > T_C$ correspond à la branche descendante du spectre de réponse en accélération, il est difficile de donner une

recommandation simple. En effet, si la masse m est plus importante, la période T est plus élevée, l'accélération $S_d(T)$ plus faible.

7- Largeur des contreventements :

Les structures de contreventement primaires à large base réduisent les sollicitations des barres du contreventement grâce à un bras de levier des efforts internes plus grand,

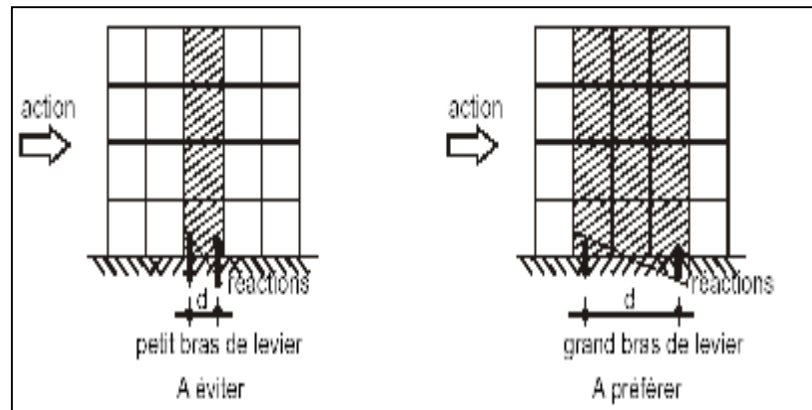


Figure 11 :effet de largeur des contreventements

8- Largeur des fondations :

Il est bien évident que les contraintes à la fondations diminuent avec la largeur de cette dernière donc,opter pour le choix d'un radier général peut être solution en cas de semelles isolées peuvent être critiques.

9- Partition en sous structures :

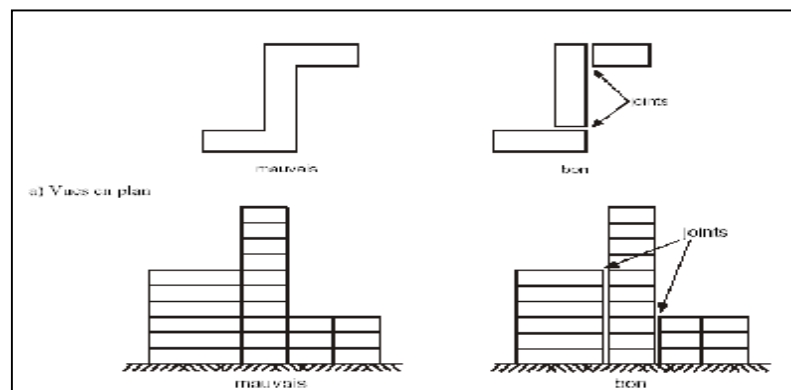


Figure 12 : fractionnement des bâtiments ou partitions avec joints sismiques.

10-Fixation des éléments non structurels :

L'ors d'un séisme ,et même avec une bonne conception structurelle le désintéret souvent accorder aux éléments non structurels(décoratifs) peut avoir de très graves résultats. Comme le montre les figures :13 ;14



Figure 13 : Le chute d'un élément décoratif lors d'un séisme .



Figure 14 :Impact du fronton devant le cinéma Palace... (Liège, 1983)

1-4 Options de conception :

On peut projeter des structures très dissipatives (DCH, DCM) ou peu dissipatives (DCL). Les aspects positifs de la capacité de dissipation d'énergie des éléments structuraux par déformation dans le domaine plastique ont mené à l'idée que cette « dissipativité » est pratiquement un synonyme de « bonne conception », au point de retenir cette caractéristique comme un « principe » à respecter.

1- Particularités de la structure peu dissipative DCL :

- un faible coefficient de comportement ($q = 1,5$ dans). [4]
- donc des forces sismiques de calcul et des sollicitations sismiques plus importantes qu'avec, par exemple, $q = 4$.

2- Structure peu dissipatives ou « sur-résistantes » :

Les projets de structures peu dissipatives sont logiques pour :

- des structures où l'action du vent est égale ou supérieure à l'action sismique, telles que des halles de faible masse, car le vent doit de toutes façons être repris élastiquement.
- des systèmes constructifs non dissipatifs qu'on ne désire pas changer, car le coût du changement de système est supérieur au coût de l'accroissement de matière nécessaire à la reprise de l'action sismique dans le domaine élastique.
- des ossatures dont les dimensions ne sont pas fixées par les vérifications relatives au non effondrement sous séisme majeur (ELU), mais par d'autres conditions. Cette circonstance existe d'autant plus que la séismicité est faible.

3- Structures dissipatives :

présentent les particularités suivantes:

- des forces sismiques de calcul réduites par un facteur q élevé, jusqu'à 6 ou plus
- des structures plus légères et une réduction des sollicitations à la fondation, si les vérifications du cas sismique déterminent les sections nécessaires
- un travail d'étude plus important nécessaire pour effectuer les vérifications spécifiques des contrôles plus exigeants des matériaux, en particulier des zones dissipatives, nécessaires pour vérifier que les bornes supérieures de résistance des éléments dissipatifs, imposées par le concept du projet capacitif, sont respectées.

I-5- La Conception en performance (PBD):

La procédure de conception des structures qui se base en multi niveau ou critère n'est pas nouvelle. La conception aux états limites considère les niveaux : de service et ultime. Dans le cas du chargement sismique, le but déclaré des codes de construction est de produire des constructions capables d'achever les objectifs de performances suivantes :

- Résister à des séismes mineurs sans dommages significatifs.
- Résister à des séismes modérés avec des dommages réparables.
- Résister à des séismes majeurs sans effondrement. [5] .

Mais comme la majorité des codes ne considèrent explicitement qu'un seul niveau (objectif) de performance, définit comme : Protection des occupants ;

Pour les structures destinées à résister aux séismes modérés et mineurs qui peuvent être rencontrés durant la vie des constructions, ces critères ne sont pas spécifiés explicitement.

Les séismes dans les espaces urbains ont montré que l'impact économique est très considérable donc le contrôle des dommages doit être mieux explicite en terme des considérations à prendre en compte durant la conception.

Alors, durant ses dernières années, une nouvelle philosophie pour la conception des constructions a été discutée entre les communautés des ingénieurs, adoptant la philosophie de conception en performances « Performance Based Design »

I-4-1- Les niveaux de performance :

Comme première étape de conception en performance, il faut définir un niveau d'endommagement acceptable due à un séisme, ce qui est le but des codes de conception.

Il n'y a pas un cadre général de ce niveau de dommage, mais il y'a quelques critères généraux acceptables pour la détermination des performances [5]

1- Sécurité des vies (life safety) :

C'est le but fondamental, ces pertes sont usuellement causées par l'effondrement des composantes de la structure.

2- Réparation de l'endommagement (reparable damage) :

Ici, il faut faire la distinction entre dommage réparable et dommage structurel non réparable.

3- Effondrement évité (collapse prevention) :

Il consiste à éviter les pertes de vie et des biens, la structure peut engendrer un sérieux dommage durant un séisme majeur mais, elle doit rester debout après le mouvement de terre. alors, la conception de plus qu'un niveau d'intensité d'attaque sismique doit être adopter comme une philosophie de base de la conception sismique

En terme de déplacement , la réponse structurelle peut être reliée à un état limite de déformation, qui à son tour supposé être lié à un certain niveau d'endommagement :[6].

| Niveau de performance | Etat d'endommagement | Déplacement relatif |
|---|----------------------|---------------------|
| totalment opérationnel, occupation immédiate. | négligeable | < 0,2 % |
| Opérationnel, endommagement modéré | réparable | < 0,5% |
| Sécurité sur les vies. | irréparable | < 1,5% |

| | | |
|------------------------------|--------|--------|
| Pré ruine, sécurité limitée. | sévère | < 2,5% |
| Ruine | | >2,5% |

Tableau 2: niveaux de performance, endommagement et déplacement relatif[6]

I-4-2-Approche de conception multi niveaux de performance :

En fonction de la structure et les éléments non structuraux, trois (03) catégories de dommage apparaître durant l'histoire du comportement d'une structure. [7]

1-dommages du contenu, qui dépend de l'accélération de chaque étage et de l'intégrité des éléments non structurel et les composantes structurels de la construction.

2-dommage des éléments non structurels : comme résultante des déformations induites par le séisme, le déplacement entre étage (Drift) qui est le caractère dominant dans se type

3-dommage des éléments structurel dues au local et ou globale désordre des éléments, fracture brutale des joints.....etc

L'approche de conception en performance considère les critères suivants :

1- Critère de rigidité:

Pour des raisons économiques, le contrôle de l'endommagement à travers la vérification de la rigidité structurelle est devenue un critère incontournable.

Pour l'endommagement structurel le déplacement global (en tête) de la structure peut fournir une bonne indication, mais ne peut adéquatement refléter l'endommagement des éléments non structuraux, qui dépend essentiellement du déplacement relatif entre 2 étages, La

rigidité requise dépend essentiellement du type de séisme (far-field et near-field regions) et du type de structure. La rigidité disponible (emmagasinée) dépend :

a- des déformations limites des éléments non structuraux .

- un endommagement mineur où les fissures 0.2-1mm n'affecte significativement pas le service et la réparation est facilement exécutable.

- un endommagement important où les fissures 1-2mm, n'affecte pas la sécurité des éléments mais la réparation devient coûteuse.

- un endommagement très important avec de larges fissures dépassant les 2mm, conduisant à la ruine partielle ou totale des éléments.

b- désolidarisation des éléments non structuraux de la structure porteuse

La conception parasismique moderne est favorable au fait de désolidariser les remplissages afin de les isoler vis-à-vis des déformations structurelles. .[8]

2- Critère de résistance :

Le critère de résistance est traditionnellement introduit comme un but primordial dans le dimensionnement parasismique; la structure doit donc satisfaire ce critère à travers la relation suivante demande de Résistance ; capacité de Résistance Les 2 termes de l'équation sont déterminés respectivement à partir de l'action sismique et la configuration structurelle. La demande de résistance peut être déterminée en utilisant plusieurs méthodes, et elle dépend du :

- type de séisme, se référant à son intensité, durée, période etc..
- type de structure
- spectre de dimensionnement, tiré du spectre élastique en utilisant le facteur de réduction de force R

Les étapes nécessaires pour déterminer la capacité de résistance sont comme suit:- établir un mécanisme favorisant la rotulation au niveau des poutres reconnu comme le mécanisme le moins exigeant si la notion de ductilité est considérée en respectant l'approche poteau fort - poutre faible.

- identifier les sections critiques ou dissipatives d'énergie, leur fournir le ferrailage nécessaire de résistance et de confinement afin de leur conférer l'aptitude ductile requise.
- dimensionner les régions préalablement conçues comme élastiques de façon à éviter la migration accidentelle des déformations plastiques.[8]

3- Critère de ductilité :

On entend par ductilité dans la conception structurelle, la capacité d'une structure de supporter de larges déformations dans le domaine post-élastique sans jamais enregistrer une réduction substantielle de résistance. Plusieurs règlements exigent à ce que ces structures aient la capacité de résistance garantissant le niveau de demande de ductilité résultant.

Pour les portiques auto stables, la plastification préférée est celle causée par un comportement flexionnel que celles causées par l'action de l'effort tranchant ou d'adhérence

qui sont à éviter, vu qu'elles conduisent à une réduction substantielle de la dissipation d'énergie.

Les récents développements dans la conception parasismique incluent le fait de doter la structure d'une ductilité suffisante comme il est recommandé pour la rigidité et la résistance. Pour ce, une méthodologie claire et cohérente pour le contrôle direct de ductilité doit être développée. [8]

I-5- Méthodes d'analyse:

Les critères de calcul structurel sont définis par les contraintes limites et forces évaluées dans les éléments structuraux à partir des niveaux prescrits sur l'effort tranchant latéral appliqué. Des modèles élastiques linéaires, non linéaires ou inélastiques non linéaires sont utilisés fonction du niveau de la réponse structurelle.

1- Élastiques linéaires:

a - Statique équivalente: (Equivalent lateral force analysis)

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le Dimensionnement des bâtiments régulières faiblement élevés . Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamental. La distribution horizontale des charges statiquement appliquées est proche du premier mode ce qui représente une grande simplification.

b - Superposition modale spectrale: (Mode superposition method)

Cette méthode est largement reconnue comme une puissante méthode pour le calcul de la réponse Dynamique linéaire des systèmes élastiquement amortis. Cette méthode s'avère intéressante car la Réponse des systèmes à plusieurs degrés de liberté (MDOF) est exprimée à travers une superposition Modale, chaque mode est déterminé à partir de l'analyse spectrale des systèmes à un seul degré de liberté (SDOF)

L'analyse modale consiste à combiner la réponse des différents modes par des règles de superposition modale afin d'obtenir la moyenne de la réponse structurelle maximale

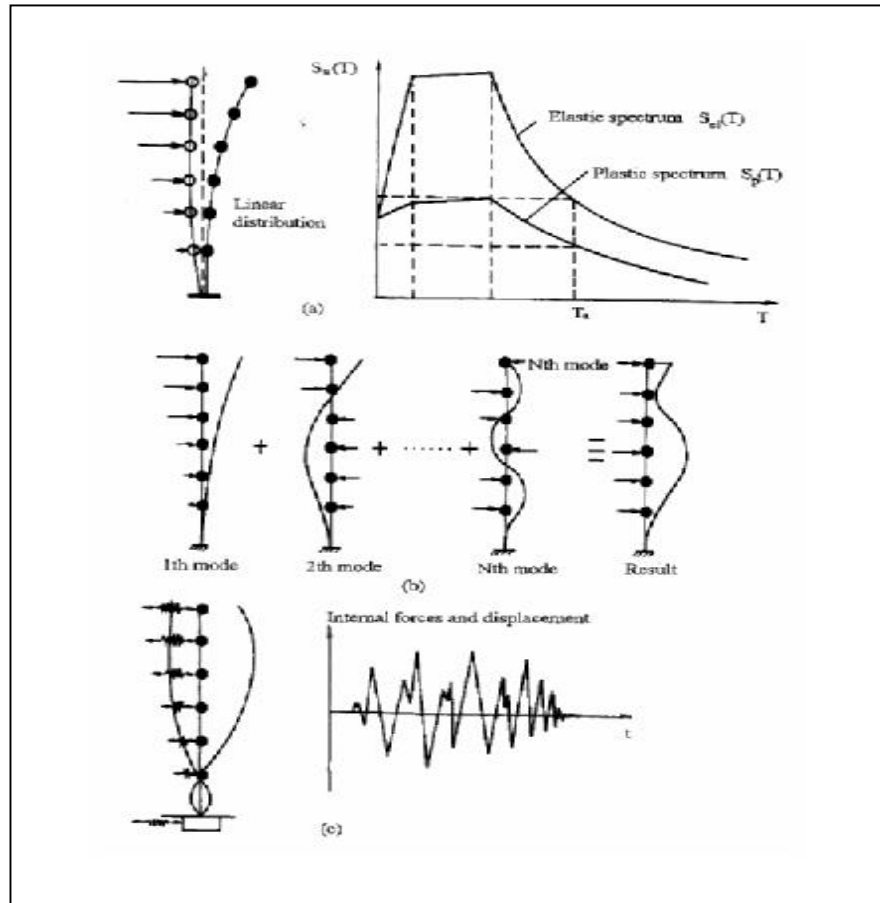


Figure 15 : méthodes d'analyse structurelles.

c - Analyse temporelle élastique: (Elastic time-history analysis, ETHA)

C'est l'analyse de la réponse dynamique linéaire faite par intégration directe dans le temps des équations du mouvement. L'un des principaux avantages de cette procédure c'est de conserver les réponses avec leurs signes respectifs. Néanmoins elle ne donne qu'un aperçu limité sur la réponse structurelle inélastique sous un séisme sévère.

2- Non linéaires et inélastiques non linéaires:

a- Analyse plastique: (Plastic analysis)

Cette procédure a été initialement développée pour les portiques métalliques afin de tirer profit de la redistribution des contraintes dans des systèmes redondants ductiles au delà des charges élastiques limites. Elle est généralement utilisée pour établir le mécanisme de ruine afin de comprendre le comportement ultime de la structure.

b- Analyse Pushover (Push-over analysis)

La structure est soumise à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur et la courbe inélastique charge - déplacement est obtenue en contrôlant le déplacement en tête de structure (fig 16). la méthode est relativement simple et fournit l'information concernant la résistance, la déformation, la ductilité et la distribution de la demande statique non linéaire; ce qui permet d'identifier les éléments critiques pouvant atteindre les états limites lors d'un séisme. malgré quelques limitations qui lui sont inhérentes telle que la négligence de la variation des allures de chargement ainsi que l'influence des modes supérieurs, cette méthode donne une estimation raisonnable de la capacité de déformation globale spécialement pour les structures où le premier mode est prépondérant. elle est plus appropriée pour des périodes courtes et structures faiblement élevées.

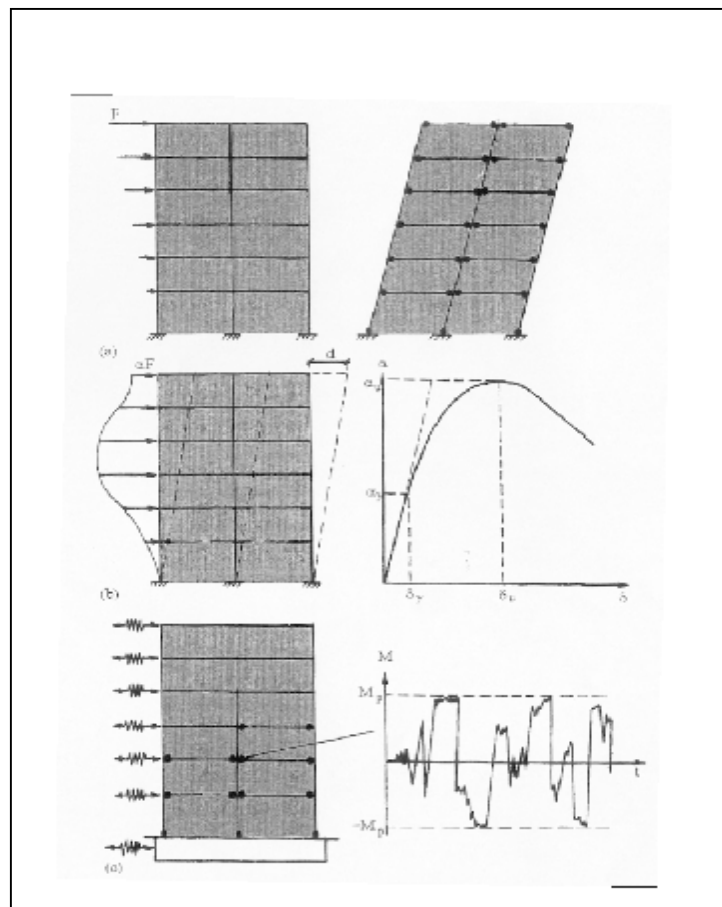


Figure 16 : méthodes d'analyse structurelle

d- Analyse modal pushover : (Multimodel Pushover Analysis, MPA)

Récemment développée, cette méthode est considérée comme une amélioration significative de L'analyse statique pushover couramment utilisée (POA), Il a été par ailleurs constaté que cette méthode :

* produise de très bons résultats pour des structures faiblement étagées (jusqu'à 5 niveaux) pour les déplacements d'étages ainsi que pour les rotations des rotules plastiques.

* surestime légèrement la réponse non linéaire pour les niveaux inférieurs et surestime celle des Niveaux supérieurs des structures moyennement élevées (jusqu'à 10 niveaux); mêmes Constatation que pour la méthode statique pushover avec chargement linéaire triangulaire (TLPOA).

* prédit les déplacements d'étage d'une manière excellente des niveaux supérieurs d'une structure élevée (entre 20 et 30 niveaux), mais elle reste à l'instar de la procédure (TLP) dans l'incapacité de prédire d'une manière exacte la rotation des rotules plastiques.

I-6-Routines d'évaluations :

I-6-1- ATC Applied Technology Council ATC 40:

Le document se limite au bâtiment et recommande l'utilisation de la méthode du spectre de capacité. la procédure s'articule sur la détermination et la conjugaison des spectres de demande et de capacité. Construire le spectre de capacité, la courbe force - déplacement d'un point de la structure est déterminée en utilisant l'analyse statique nonlinéaire (pushover analysis). les forces et les déplacements sont reconvertis en accélérations spectrales et déplacements spectraux en utilisant un système équivalent à un seul degré de liberté (SDOF).[9]

La demande sismique est déterminée en utilisant un spectre élastique hautement amorti. Le point caractérisant le niveau de performance suppose l'égalité entre capacité et demande sismique, fournit ainsi une estimation sur l'accélération (strength) et une estimation sur le déplacement (demande).il faut noter par ailleurs que l'utilisation du spectre inélastique est considéré plus approprié que l'utilisation d'un spectre élastique équivalent hautement amorti .

I-6-2-FEMA Federal Emergency Management FEMA 356:

Présente une variété d'objectifs de performance associés à des séismes probabilistes. Les méthodes d'analyse et de dimensionnement pour une performance à niveaux multiples vont de l'élastique linéaire à l'analyse inélastique temporelle. Le document définit les niveaux de performance pour les éléments non structuraux, et recommande des déplacements d'étage limites concordants à différents niveaux de performance, et ce, pour différents systèmes structurels autostables. [.10]

I-7-CONCLUSION :

*La philosophie de conception présentée en ce chapitre mis au point quelques nouveaux aspects importants, dérivés de l'expérience issue des deniers séismes qui doivent être introduire dans la pratique de la conception.

Dans le but de réduire les pertes économiques, il parait évident d'utiliser l'approche de conception à plusieurs niveaux (critères) de performance.

la méthodologie la plus pratique limiter les niveaux de performances a un maximum de trois (03) :

- état limite de service.
- endommagement.
- état limite ultime.

* Aujourd'hui, ou la pratique de la conception sismique est basée sur un seul niveau, on peut admettre que la première étape pour arriver à une procédure rationnelle utilisant un minimum de deux niveaux de performance :

- Etat limite de service.
- Etat limite ultime

*Les différentes méthodes d'analyse doivent être utilisé en fonction de la structure et l'importance du séisme.

La méthode de la conception joue un rôle sérieux dans la conception sismique.

Chapitre: II

Chapitre: II

Méthode Push-Over

I- Introduction :

Le béton s'est imposé comme un matériau de choix pour la construction des bâtiments: résistant à l'eau, façonnable, économique, il requiert de plus une maintenance réduite. Toutefois, il réagit en permanence avec le milieu environnant (température, humidité, gaz, sels agressifs) et vieillit. Sa durabilité dépend de la conception de l'ouvrage, du choix des matériaux et de la mise en œuvre. La mauvaise qualité du béton demeure la principale cause de désordres des structures en béton. Si le choix d'un produit ou d'une méthode de réparation s'avère une étape importante, il convient, cependant, de l'inscrire dans une démarche globale, un projet de réparation. Les objectifs du projet de réparation d'un ouvrage en béton armé doivent être d'enrayer les phénomènes de dégradation, de remettre en état le parement du béton, d'éviter l'apparition de nouveaux désordres et d'assurer une bonne durabilité. En outre, l'aspect esthétique doit être pris en compte. Le projet de réparation peut être décrit en six étapes:

- la détection de la dégradation,
- l'auscultation/diagnostic,
- l'établissement du projet de réparation,
- la mise en œuvre des produits,
- le contrôle et la vérification des résultats,
- la surveillance.

l'outil le plus performant pour donner une estimation réaliste du comportement d'une structure existante avant et après réhabilitation est : l'analyse pushover.

II- Méthode Pushover :

II-1 Introduction:

- ✓ Une évaluation fiable du comportement d'un bâtiment face à un tremblement de terre, en termes de dommages, requiert un outil permettant une analyse des structures au-delà du domaine élastique.
- ✓ La méthode d'analyse de type "pushover", basée sur les courbes de capacité (ou bien les courbes "pushover"), représente une nouvelle approche d'estimation de dommages (structurels et non structurels), incluant notamment les effets du comportement post-élastique.

- ✓ Les techniques d'analyse de structures consistent essentiellement à comparer un paramètre de demande de déplacement avec un paramètre de capacité.

II-2- Définition de l'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 de ruine commencent à apparaître dans la structure.

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (voire figure4) qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure.

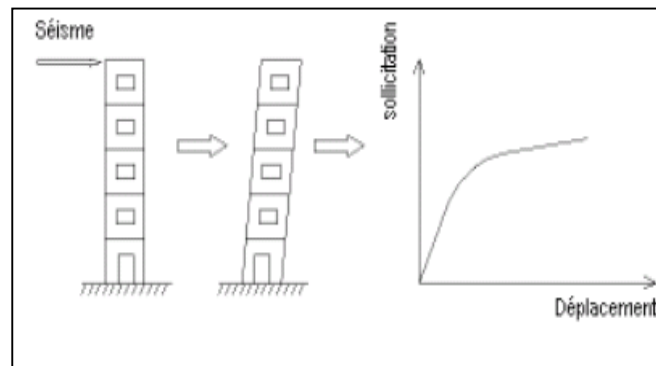


Figure 17 : signification physique de la courbe de capacité [11]

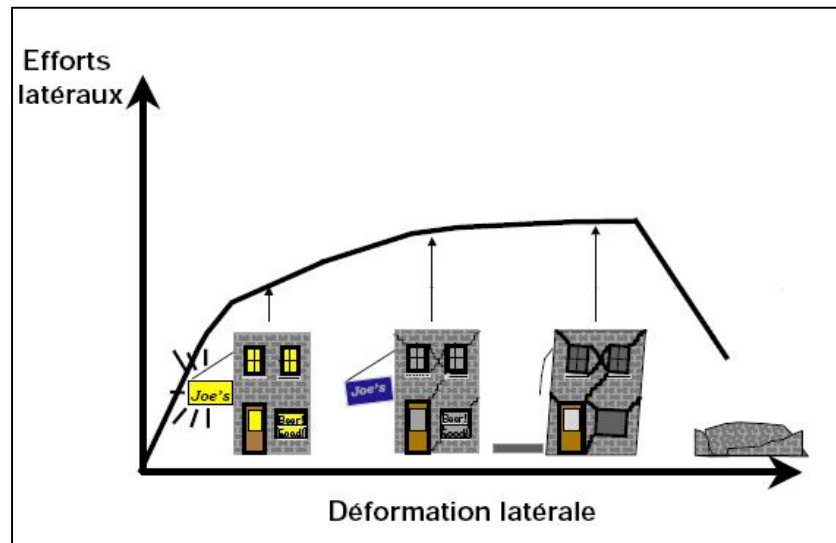


Figure 18 : Endommagement correspondant [11]

a/ Premier niveau

comportement élastique (non endommagement).

- b/ Deuxième niveau un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- c/ Troisième niveau endommagement avancé (aucune capacité de résistance).
- d/ Quatrième niveau effondrement de la structure

II-2-1-Origine de l'analyse Pushover :

L'analyse statique pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximale) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent.

II-2-2-But de l'analyse Pushover:

Le but de l'analyse pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

- ✓ l'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- ✓ la détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- ✓ les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- ✓ l'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations est supposée être grandes.

- ✓ l'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- ✓ l'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

II-2-3- Formulation de l'analyse Pushover.

La forme de la 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.

Le vecteur du déplacement relatif $X = \{\Phi\}x_i$ (x_i = déplacement au sommet), d'un système à plusieurs degrés de liberté.

l'équation différentielle du système à plusieurs degrés de liberté peut être écrite sous la forme :

$$[M]\{\ddot{\Phi}\} + C\{\dot{\Phi}\} + Q = -M\{\ddot{I}\}$$

où M et C sont les matrices masse et amortissent, Q le vecteur des forces dans les niveaux et x_g est l'action sismique.

Si nous définissons le déplacement de référence du système à un seul degré de liberté x^* par :

$$x^* = \frac{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T M \{I\}} x_i$$

[M] : matrice de masse.

[C] : matrice d'amortissement.

{f} : vecteur des forces dans les niveaux de la structure.

\ddot{x}_g : L'accélération du sol.

x^* sera noté comme étant le déplacement du système à un seul degré de liberté équivalent, donné par l'expression suivante :

$$x^* = \frac{\{\Psi\}^T [M] \{\Psi\}}{\{\Psi\}^T [M] \{I\}} x_i$$

En multipliant l'éq.(1) par $\{\Psi\}$, et en utilisant l'éq.(2), on obtient l'équation différentielle du système équivalent :

$\{\Psi_{n=1, n}\}$ niveau du toit

$$M^* \ddot{x} + C^* \dot{x} + f^* = -M^* \ddot{x}$$

M^*, C^*, P^* Désignent les propriétés du système équivalent et elles sont données par les formules suivantes avec :

$$M^* = \{\Psi\}^T [M] \{\Psi\}$$

$$f^* = \{\Psi\}^T \{f\}$$

$$C^* = \{\Psi\}^T [C] \{\Psi\} \frac{\{\Psi\}^T [M] \{\Psi\}}{\{\Psi\}^T [M] \{\Psi\}}$$

La forme du vecteur $\{\Psi\}$ est connue et est supposée représenter la déformé du système à plusieurs degrés de liberté durant sa réponse au séisme dans le premier mode.

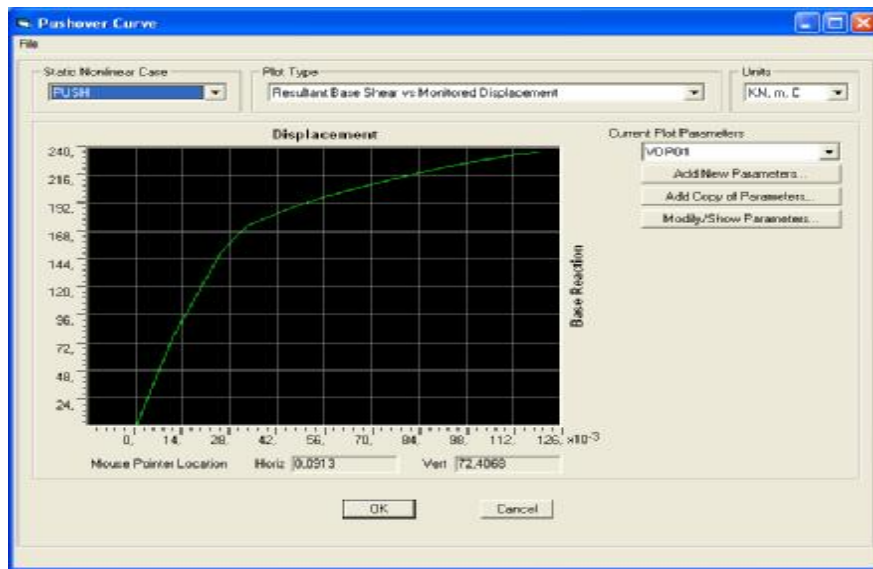


Figure19 : courbe push over

En déduire de la courbe bilinéaire reliant ces deux paramètres, qui peuvent être calculés pour calculer les paramètres du système à un seul degré de liberté et qui sont données par les expressions ci après :

$$x_y^* = \frac{\{\Psi\}^T [M] \{\Psi\}}{\{\Psi\}^T [M] \{\Psi\}} x_{t, e}$$

$$f_y^* = \{\Psi\}^T \{f_y\}$$

$\{f_y\}$: vecteur des forces dans chaque étage à la limite élastique ($V_y = \{1\}^T \{f_y\}$).

Ayant calculé ces caractéristiques, on peut déterminer la période élastique du système équivalent comme suit [11]

$$T_{eq} = 2p \sqrt{\frac{x_y^* M^*}{f_y^*}}$$

II-3- Principes théoriques du calcul Pushover :

Le Pushover est une méthode de calcul, utilisée en particulier pour l'évaluation des structures existantes, qui consiste à appliquer une charge statique, d'allure triangulaire, sur la structure à analyser. Cette allure triangulaire a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique. A partir de cette charge, qui est appliquée par étapes, le comportement non linéaire de la structure peut être défini. La non linéarité est en effet introduite dans la structure au moyen des paramètres des rotules de flexion et de cisaillement. [12]

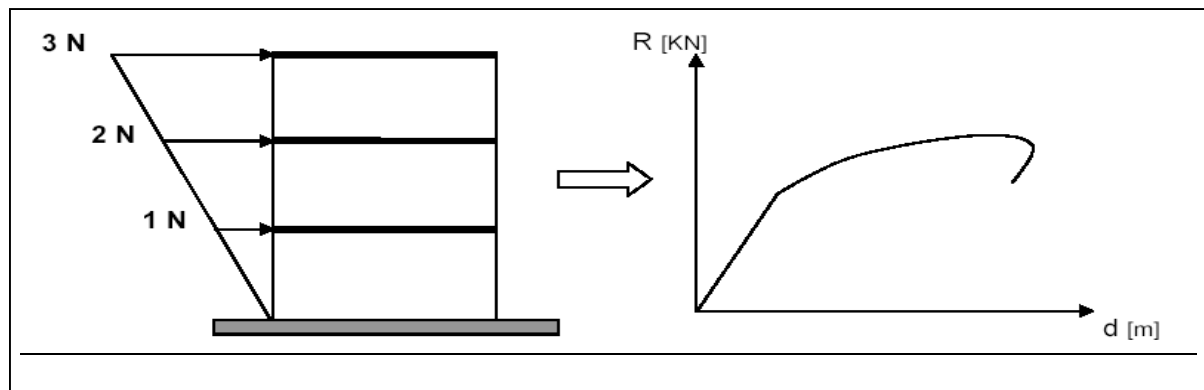


Figure20 : Calcul Pushover et courbe de capacité [12]

L'exécution d'un calcul Pushover a pour objectif d'éviter de se lancer dans des méthodes plus poussées comme par exemple des calculs non linéaires dynamiques temporels. Cette méthode dynamique est plus exacte, car elle permet de définir le comportement réel d'une structure face à un séisme (graphiques déplacement-temps, accélération-temps). Toutefois, dans ce type de méthode, la difficulté se situe dans le choix du séisme, et plus particulièrement de son accélérogramme. En effet, l'étude doit être basée soit sur un séisme naturel mesuré, soit sur un accélérogramme artificiel. La définition de cette donnée de base pose des problèmes non négligeables et parfois reste très approximative. Malgré ses limites, comme par exemple le fait de modéliser le séisme comme une action unidirectionnelle, le Pushover représente un moyen satisfaisant de calcul qui permet d'acquérir des connaissances utiles sur le comportement de la structure.

II-3-1 Courbe de capacité :

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe.».

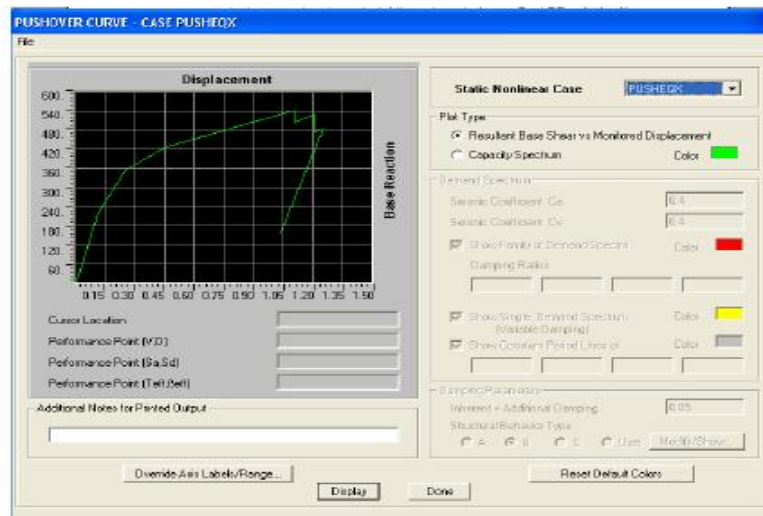


Figure21: Courbe de Capacité

II-3-2 Point de performance :

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci Avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des courbes « Spectre d'accélération S_d – Spectre de déplacement S_u ».

Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités :

- Réaction à la base / masse accélération
- Déplacement / Facteur de participation modale déplacement

Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'Eurocode 8 par exemple, permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux.

Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un « point de performance » qui permet de faire plusieurs considérations sur le comportement de la structure face au séisme. En principe, ce point devrait correspondre avec le déplacement maximal qu'on obtiendrait par la méthode non linéaire dynamique temporel.

le déplacement d'une structure équivalente élastique est trouvé par le prolongement de la partie élastique de la courbe de capacité jusqu'au croisement avec le spectre (point A). Le déplacement inélastique de la structure réelle est celui qui lui correspond sur la courbe de capacité au point B.

Avec cette construction, on peut par exemple définir si la structure nécessite une augmentation de sa capacité de déformation ou bien une augmentation de sa rigidité.[4]

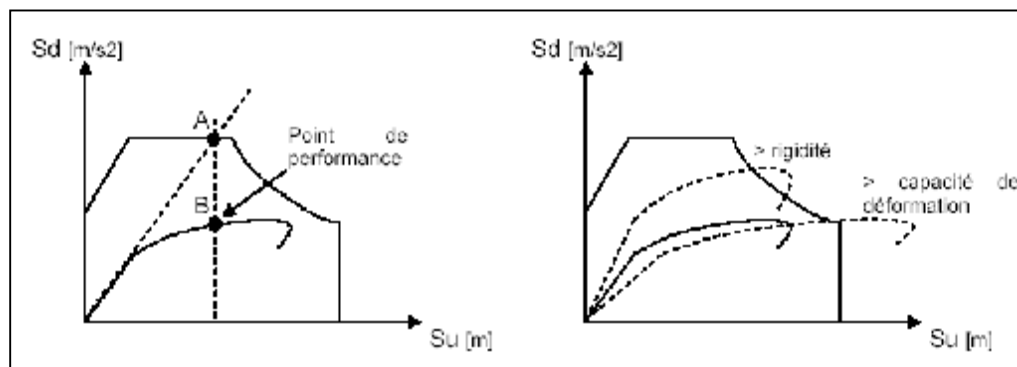


Figure 22 : Point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité.[4]

Les normes américaines FEMA [13], prévoient de croiser la courbe de capacité avec plusieurs spectres. Le comportement inélastique est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux. L'itération consiste en principe à trouver le point d'équilibre entre ductilité demandée et amortissement requis.

Le point de croisement de la courbe avec un spectre permet de définir la ductilité nécessaire à la structure (rapport entre point D et point C).

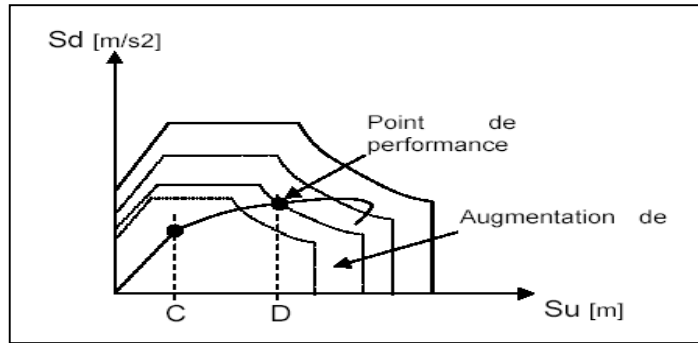


Figure 23 : Point de performance – principe de réduction du spectre

En plus de la courbe de capacité fournit par l'analyse pushover, on peut aussi suivre l'histoire de formation des rotules plastiques à chaque pas et le déplacement correspondant de chaque noeud de la structure.

CONCLUSION :

L'analyse pushover est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes.

Les résultats obtenus à partir d'une analyse pushover en termes de demande, de capacité et de rotules plastiques donne un aperçu sur le comportement de la structure.

Chapitre: III

Chapitre: III

Confinement du Béton et méthodes de renforcement

Introduction :

A ce stade de travail -déjà le problème est connu : une mauvaise qualité du béton des poteaux qui a donnée une structure incapable de répondre aux exigences voulues en terme de résistance, ductilité, rigidité,.....

Avant de procéder à telle ou telle méthode de renforcement, nous devons d'abord faire un aperçu sur les procédés existants.

III-1- Méthodes de renforcement s'appliquant aux poteaux :

L'endommagement au niveau des poteaux se manifeste suivant trois (03) classes :

- a- des fissures fines (horizontales ou diagonales) sans fracture du renforcement
- b- des fissures larges, perte du béton d'enrobage mais, sans désordre au niveau du ferrailage.
- c- Perte du béton, ouverture des cadres et flambement des barres longitudinales.

Selon le degré du dommage, différentes techniques peuvent être utilisées dans le but de palier au problème posé. [14]

III-1- 1-Injections du résine :

Les injections du résine et mortiers à résine sont utilisés seulement pour réparer les petites fissures qui ne sont pas profondes ;lorsque le ferrailage n'est pas endommagé.

Le gain peut être estimé en comparant le diagramme force-déplacement (H- δ) avant et après intervention.

Les résultats d'une telle comparaison sont très encourageants vis-à-vis le volume (coût) d'intervention.

On fait appel aux renouvellement et remplacement lorsque le niveau d'endommagement est plus grand :

- éclatement du béton. Figure : 24
- flambement des barres longitudinales Figure : 25
- ouverture des cadres. Figure : 26

Avant d'entamer l'opération de remplacement,un système de report de charges est prévu afin de délester les poteaux de leurs charges. [14]

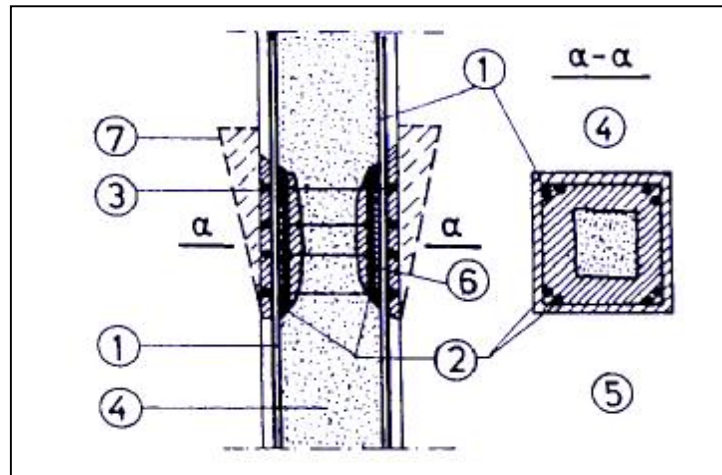


Figure : 24 Réparation superficielle : éclatement du béton

1=ferrailage existant,2=nouveau ferrailage ajouté,3=cadres ajoutés,4=ancien béton, 5=nouveau béton,6=recouvrement des barres,7=couverture.

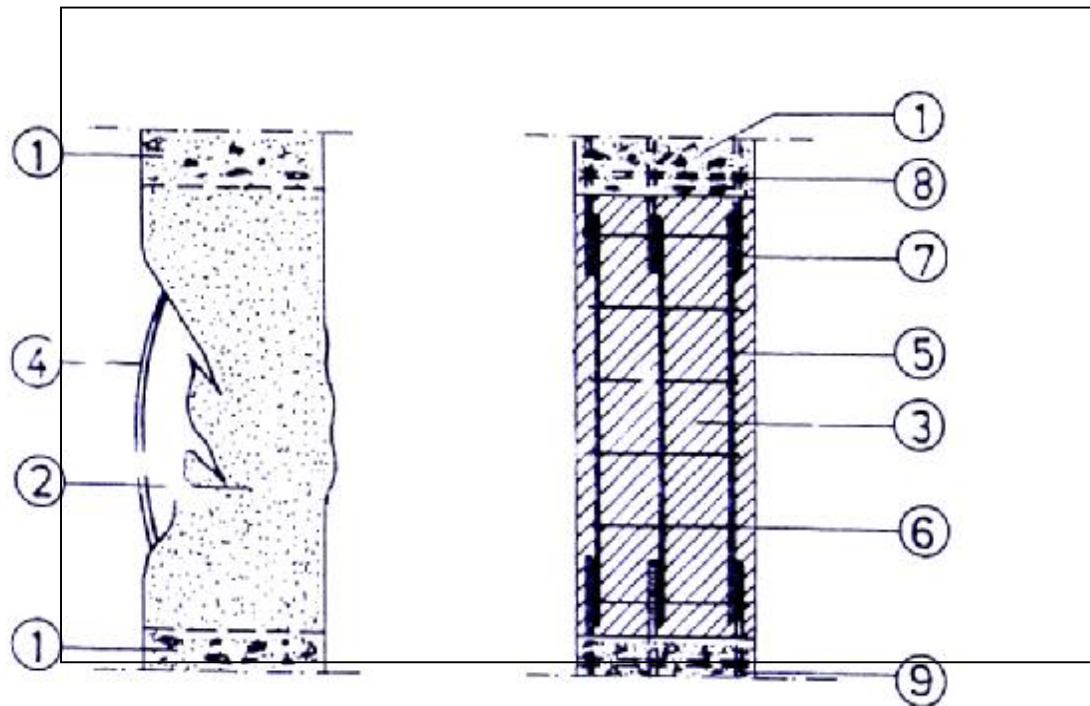


Figure : 25 Réparation sérieuse : Flambement des barres

Longitudinaux.

1=béton non endommagé,2=béton endommagé,3=nouveau béton,4=barre flambée, 5=nouveau ferrailage,6=nouveaux cadres,7=recouvrement,8et9=ferrailage existant.

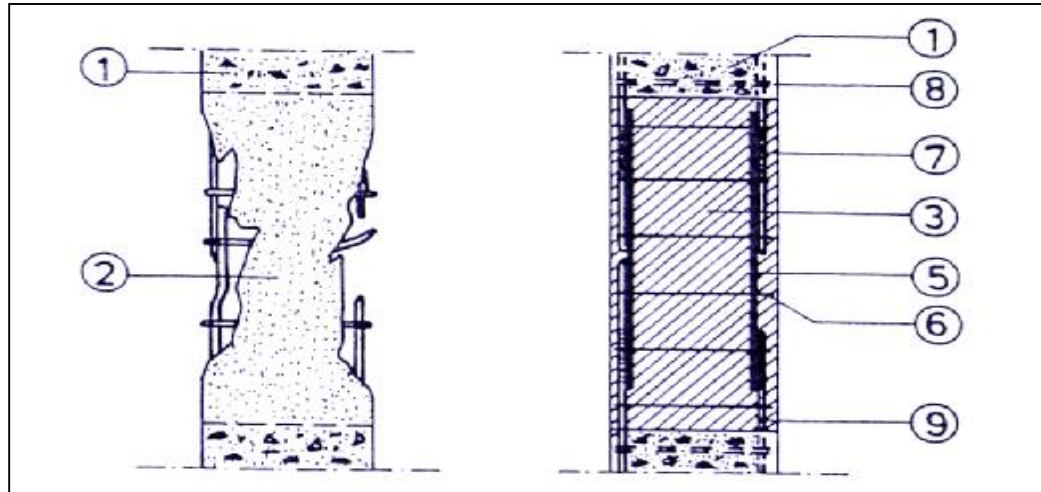


Figure : 26 Réparation d'un poteau très endommagé: ouverture des Cadres.

1=béton non endommagé,2=béton endommagé,3=nouveau béton,4=barre flambée, 5=nouveau ferrailage,6=nouveaux cadres,7=recouvrement,8et9=ferrailage existant.

III-1-2- Les chemises en béton armé :

Sont à utiliser en cas d'un sérieux dommage ou une résistance sismique inadéquate des poteaux. Suivant les conditions locales existantes, les gaines sont appliquées sur le périmètre des poteaux qui est l'idéal ou parfois sur une face du poteau ou plus .

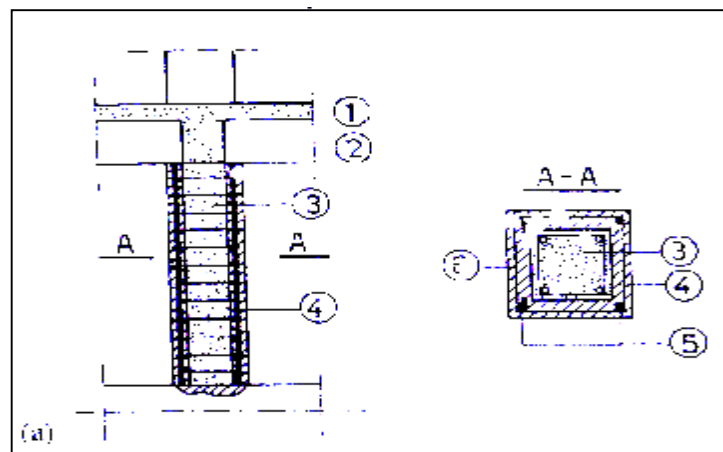


Figure :27 Réparation d'un poteau par gainage en béton armé.

1=plancher,2=poutre,3=ancien poteau,4=gaine en béton,5=barre longitudinale ajoutée.

Dans le cas où la gaine est limitée par la hauteur d'étage, une augmentation de l'effort axial et du cisaillement du poteau avec aucune augmentation de la capacité flexionnelle au joint c'est pourquoi les gaines doivent traverser le niveau du joint comme représenté sur la figure : 28 là, où la réparation du poteau est plus que nécessaire.

En cas où une face seulement est à réparer un traitement spécial de surface est à effectuer pour lier l'ancienne partie de la section à la nouvelle, aussi par l'ajout de nouveaux cadres aux anciens renforcements.

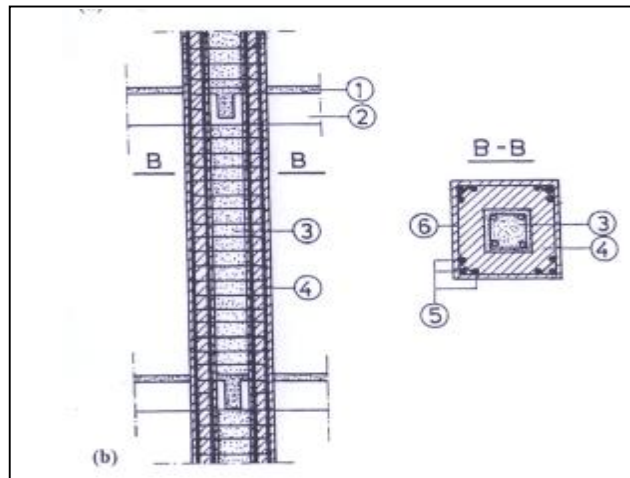
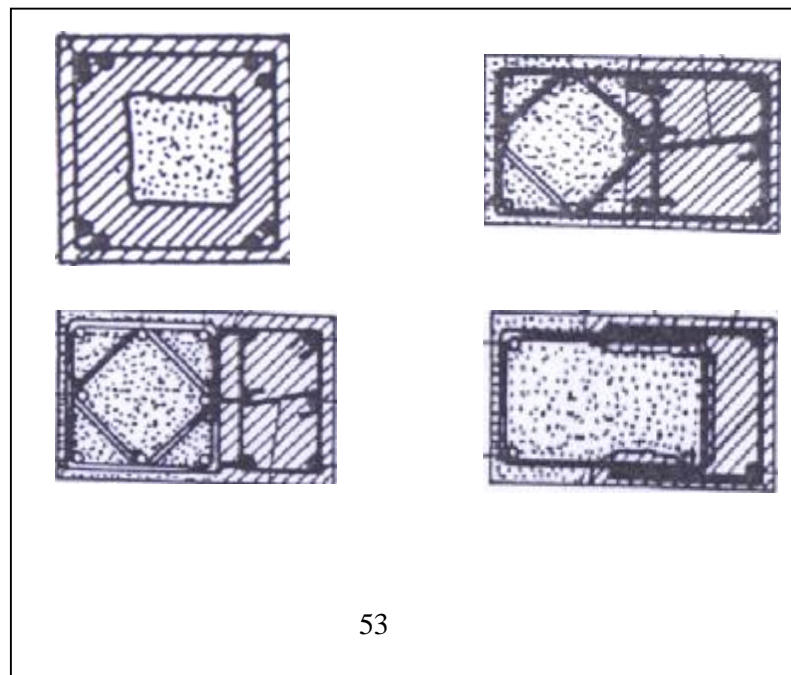


Figure :28 Illustration graphique du gainage traversant le noeud.

1=plancher,2=poutre,3=ancien poteau,4=gaine en béton,5=barre longitudinale ajoutée, 6=cadre ajouté.

-Ferrailage de la gaine et disposition constructives :

Plusieurs possibilités de disposition constructives sont disponibles comme l'illustre la figure suivante



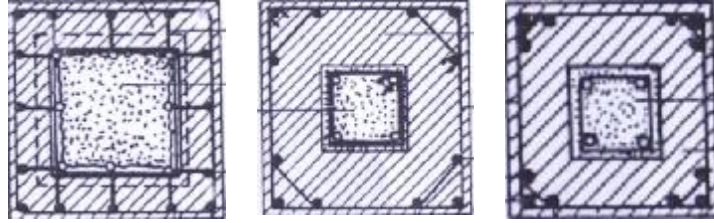


Figure : 29 Ferrailage de la gaine :disposition nconstructives

III-1-3- Cages en acier :

Généralement, cette technique n'est pas largement utilisée.

La cage est formée de quatre (04) cornières d'une dimension minimale de L50x 50x 5. qui sont liées l'une à l'autre par des moyens de liaison en jouant le rôle d'un confinement.

III-1-4 - Bandage par CFRP ou chemisage en acier :

(steel or FRP encasement) consiste à couvrir complètement le poteau existant par de très fines feuilles d'aciers ou tissus FRP .

Ce type d'intervention offre la possibilité d'avoir uniquement une très petite augmentation au niveau des dimensions des poteaux (4- 6mm) pour les feuilles d'aciers.

Ils sont localisés à une petite distance d'ancien poteau et le vide entre la feuille et la surface ancienne est à remplir par un mortier spécial.

Pour le CFRP, le renforcement se fait à travers le collage du tissu « polymère renforcé par les fibres du carbone » par la résine époxy sur la surface du béton, et cela va sans doute améliorer le confinement du béton en plus des autres caractéristiques à savoir : rigidité et résistance [14]

III-2-Matériau composite CFRP :

III-2-1-Introduction :

Dans les deux dernières dessinées, l'utilisation du polymère renforcé par des Fibres a augmenté considérablement dans la communauté du génie civil.

Les propriétés intrinsèques favorables possédées par ses matériaux (haute résistance / poids ; bon comportement/corrosion ; neutralité électromagnétique..) peuvent être exploités pour augmenter la résistance et/ ou la réhabilitation des constructions en béton, maçonnerie et bois. FRP est devenu une base pour les techniques de renforcement, réhabilitation aussi de plus en plus économiquement compétitif.[15]

La figure : 16 illustre l'augmentation considérable des études concernant l'utilisation de tissu FRP dans le domaine de construction, plus précisément de réhabilitation à travers le monde.

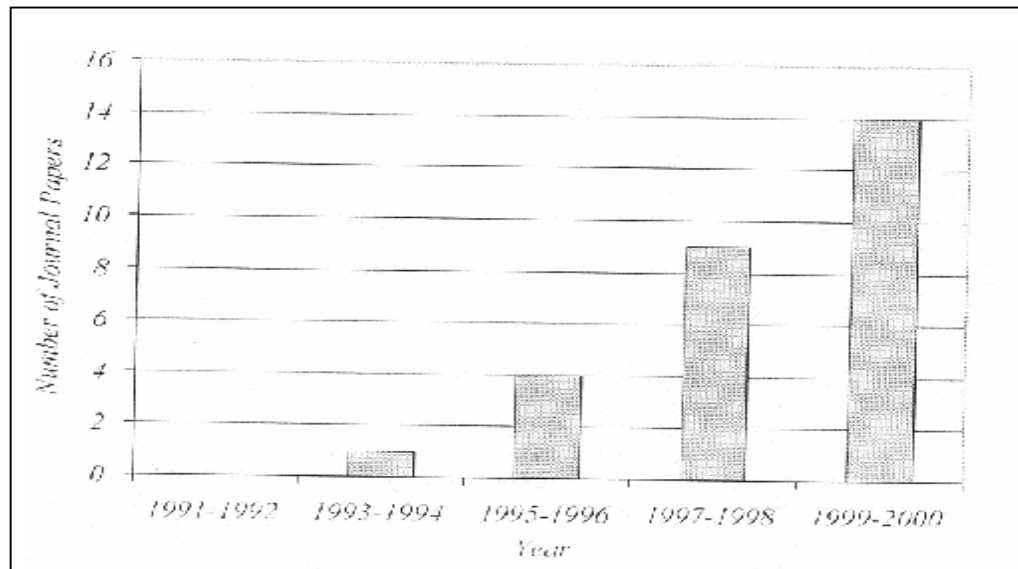


Figure 30 : Publication concernant réhabilitation par CFRP.

III-2-2- Composition de l'FRP :

Le matériau composite est formé par des fibres continus placés selon une ou plusieurs directions- bien sur de haute tension- par une résine polymérique de résistance relativement faible.

Essentiellement, la matrice a deux fonctions :

- - assurer la distribution de la charge sur toutes les fibres.
- - protéger les fibres contre les effets d'environnement.

Dans la fabrication d'FRP, les résines les plus fréquentes sont :

Polyester, vinylester et époxy.les fibres apportent au composites la résistance et la rigidité voulues le long de la direction longitudinale.

Les fibres les plus utilisés sont ceux du :

Charbon.

Aramide.

Fibres du verre.

Suivant cet ordre, ces fibres peuvent exhibés une déformation ultime de 1 à 4 %

La résistance ultime est d'approximativement 5700 à 3300 Mpa.

Le module d'élasticité est de 270 à 70 Gpa.

- Les propriétés mécaniques d'FRP dépend de ceux des constituants : de ces proportions relatives, orientations.

Une méthode simplifiée pour obtenir la résistance et le module d'élasticité du composite dans la direction des fibres consiste à prendre les valeurs correspondantes aux fibres et les multipliées par le rapport volumique des fibres.

Donc on néglige la contribution de la résine ce qui ne va pas produire une erreur appréciable et c'est une évaluation conservative.

FRPs sont utilisés pour les éléments en flexion et cisaillement en béton armé, maçonnerie et en bois. Mais aussi comme un confinement pour les poteaux en béton armé.[15]

III-2- Le redimensionnement et la sécurité des vérifications :

Les résultats expérimentaux récentes concernant le dimensionnement des poteaux réparés ont montrés ce qui suit :

* Dans le cas de la réparation par injection de résine, le rapport entre résistance avant et après réparation est autour du 01.

- généralement, les fissures réparées par résine époxy la réouverture ne se produit plus, mais des nouvelles fissures adjacentes aux anciennes .ont tendance à se développer
- la rigidité des poteaux réparés peut excéder 85% de la rigidité originale, de même pour la capacité de dissipation d'énergie.

$$R_{rep}/R_{orig} \approx 1 \quad K_{rep} / K_{orig} \approx 0.85 \quad E_{rep} / E_{orig} \approx 0.85$$

L'adhérence entre le béton et l'acier est assurée même pour un déplacement entre étage (drift) excédant les 4%.

* pour le cas du renforcement par gainage « jackets », les résultats expérimentaux ont montrées, que :

- le nouveau béton doit avoir une résistance d'au moins 5Mpa plus que l'élément original
- un facteur correcteur $\varphi \approx 0.80$ pour la résistance et la rigidité des éléments réparés doit être introduit pour prendre en compte surtout la non idéalité des conditions sur chantier (comparant à ceux du laboratoire)

$$R_{rep} / R_{orig} \approx 0.80 \quad K_{rep} / K_{orig} \approx 0.80$$

* En cas de réparation par des cages d'acier (cornières), le redimensionnement doit se faire conformément à ce qui a été suggéré précédemment.

* pour ce qui est de coller des feuilles d'acier ou de FRP, la résistance additionnelle au cisaillement V_{fc} du poteau doit être estimée par les expressions suivantes :

a- FRP :

$$O_u : V_{fc} = 2.t.E_p.e_u.h.\cot\theta$$

ou :

t : épaisseur du feuille.

E_p : module d'élasticité du matériau.

e_u : déformation du FRP (la valeur conservative est donnée par 0.005 pour FRP du charbon ; 0.01 pour FRP du verre et aramide).

h : dimension du poteau pour la section parallèle à V_{fc} .

θ : l'angle entre l'axe du poteau et les fissures diagonales, on considère souvent

$$\theta = 30^\circ \text{ (Priestley et Seible).}$$

b- l'acier :

$$V_{fc} = 2.t.f_y.h.\cot\theta \quad O_u' :$$

f_y : limite élastique pour les feuilles d'acier.

Le coefficient 2 est introduit pour prendre en compte que les feuilles sont collées sur chaque côté de la fissure.

Dans tous les cas le transfert des charges doit être vérifié au niveau de l'interface béton – acier collé. [14] l'étude entreprise dans ce mémoire considère un renforcement des poteaux de différentes structures par les deux méthodes suivantes :

- 1 – Un gainage en béton armé.

2 _ Un bandage par CFRP.

Donc nous sommes ramené à un calcul de deux sections confinées différemment :

- 1- un confinement traditionnel par une gaine en béton armé.
- 2- un confinement par bandage en CFRP.

Chaque variante a ces propres hypothèses qu'on va illustré dans ce qui suit.

III-3-Confinement par béton armé :

La relation contrainte-déformation du béton confiné dépend de plusieurs facteurs. Pour développer un modèle analytique de la courbe contrainte-déformation du béton confiné, plusieurs travaux de recherche ont été réalisés pour évaluer les effets d'un champ de variables telles que :

- nature et résistance du béton non confiné ;
- taux et distribution de l'armature longitudinale sur le périmètre du noyau ;
- taux, espacement et configuration de l'armature transversale ;
- forme de la section du béton confiné ;

- rapport entre l'aire de la section confinée et celle de la section totale ;
- vitesse de déformation ;
- armature transversale supplémentaire ;
- chargement cyclique ;
- caractéristiques des aciers ;
- intensité de l'effort normal ;
- gradient de déformation (qui fait toujours l'objet de controverse).

III-3-1- Aperçu historique :

Les premières recherches investies dans le comportement et la modélisation du béton confiné ont montré que la résistance et la déformation longitudinale correspondante à un béton confiné par une pression hydrostatique peut être exprimée par les relations suivantes :

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_1 \quad ; \quad \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left(1 + k_2 \frac{f_1}{f'_{co}} \right)$$

où f'_{cc} et ϵ_{cc} désignent respectivement la résistance maximale et la déformation correspondante sous l'action d'une pression hydrostatique latérale ; f'_{co} et ϵ_{co} désignent respectivement la résistance du béton non confiné et la déformation correspondante ; k_1 et k_2 sont des coefficients fonction de la composition du béton et de l'étreinte latérale.

III-3-2- Modèles représentatifs :

1- Kent & Park Modifié

Ce modèle a été originalement proposé par Kent et Park [16] et modifié par la suite par Park et al. Cette modification a porté essentiellement sur l'introduction d'un coefficient K tenant compte de l'effet du confinement sur l'amélioration de la résistance et la déformation ultime du béton.

Ce modèle est régi par les équations suivantes:

$$\text{- } \epsilon_c \leq 0.002K \quad f_c = K.f'_{co} \left[\frac{2\epsilon_c}{0.002K} - \left(\frac{\epsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right]$$

$$\text{- } \epsilon_c \geq 0.002K \quad f_c = Kf'_{co} [1 - Z_m (\epsilon_c - 0.002K)] \geq 0.2Kf'_{co}$$

$$\text{le terme} \quad Z_m = \frac{0.5}{\left(\frac{3 + 0.29f'_{co}}{145f'_{co} - 1000} \right) + \frac{3}{4} \rho_{sh} \sqrt{\frac{b_n}{s}} - 0.002K}$$

Définit la pente de la branche descendante dans le modèle corrigé ; avec $K = 1 + \frac{\rho_{sh} f_{yh}}{f'_{co}}$

2- Sheikh & Uzumeri :

Le développement de ce modèle est basé sur l'hypothèse stipulant que l'aire du béton effectivement confinée, déterminée selon la distribution de l'armature longitudinale, la configuration de l'armature transversale résultante et son espacement, est inférieure à l'aire du noyau de béton. Ce modèle a été ajusté par des résultats expérimentaux sur des spécimens à échelle réelle sous sollicitation concentrique. Les équations gouvernant le modèle établi pour des sections carrées et une distribution uniforme de l'armature longitudinale sont comme suit :

$$f_{cc} = 0.85 f'_{co} + f(\rho_{sh}, f_{sh}, \lambda, \eta)$$

Ce modèle a été ultérieurement modifié pour tenir compte, de l'effet bénéfique du gradient de déformation sur la ductilité, et de l'intensité de l'effort normal.

3- **Mander & al:**

Le modèle unifié , découlant des travaux de recherche entrepris par l'école New Zélandaise, est caractérisé par la simplicité de son application et par sa couverture de toutes les formes de section usuelles, a contrainte de confinement latérale effective, égale dans chaque direction, a été trouvée fonction du rapport des résistances à la compression du béton confiné f'_{cc} et non confiné f'_{co} . Ce modèle est défini comme suit:

$$f_c = \frac{f'_{cc} m r}{r - 1 + m^r} \quad \text{où} \quad m = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad \text{et} \quad \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 2.25 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f'_1}{f'_{co}}} - 2.0 \frac{f'_1}{f'_{co}} - 1.25$$

La pression passive latérale de confinement ($f'_1 = k_e f_1$) déployée par l'armature transversale sur le noyau du béton, résultant d'un état de compression triaxial, améliore nettement la résistance à la compression et éventuellement le comportement ductile. Partant de ce fait, la déformation longitudinale ultime de compression du béton confiné ne sera atteinte que par rupture de l'armature transversale. Le paramètre k_e représente le coefficient de confinement efficace tenant compte de l'effet d'arc sur le béton inscrit entre l'armature transversale et l'armature longitudinale.[17]

4- **Murat et al:**

Le modèle a été développé à partir d'une synthèse des modèles existants en introduisant l'influence du gradient de déformation. ce modèle a été validé par un large data expérimental, et il a été trouvé satisfaisant d'utilisation pour les sections où le gradient de déformation est constant. Les relations le régissant sont les suivantes :

$$f_c = f'_{cc} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{1+2K}} \leq f'_{cc} \quad \text{avec} \quad f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_{le}$$

où $K = \frac{k_1 f_{le}}{f'_{co}}$ représente l'indice de confinement effectif

Les divers modèles analytiques présentés semblent adopter le même principe que celui du modèle de Kent & Park modifié sauf que chacun a incorporé ses propres variables affectant le comportement contrainte-déformation du béton confiné. Cependant, le modèle de Mander & al. apparaît le modèle le plus approprié du moment qu'il présente une simplification par rapport aux modèles précédents en l'unifiant pour des sections circulaires et rectangulaires. En plus, ce modèle décrit une courbe contrainte déformation continue, en s'articulant sur une formulation mathématique simplifiée; ce qui lui a permis par ailleurs d'être communément repris et affiné dans plusieurs travaux ultérieurs.

II-3- Modèles de confinement par FRP :

Le béton confiné par FRP dispose d'une réponse distinct bilinéaire avec une zone de transition par rapport à la résistance du béton non confinée (f^{c0}). après quoi la tangente se stabilise à une constante jusqu'à atteindre la résistance ultime.

Plusieurs chercheurs ont constaté que la déformation mesurée dans le matériau composite de confinement à la rupture – en plusieurs cas – inférieure à la déformation ultime du matériau composite testé sous force uni axiale.

La figure : 31 présente le comportement du béton confiné par différents matériaux parmi eux le CFRP :

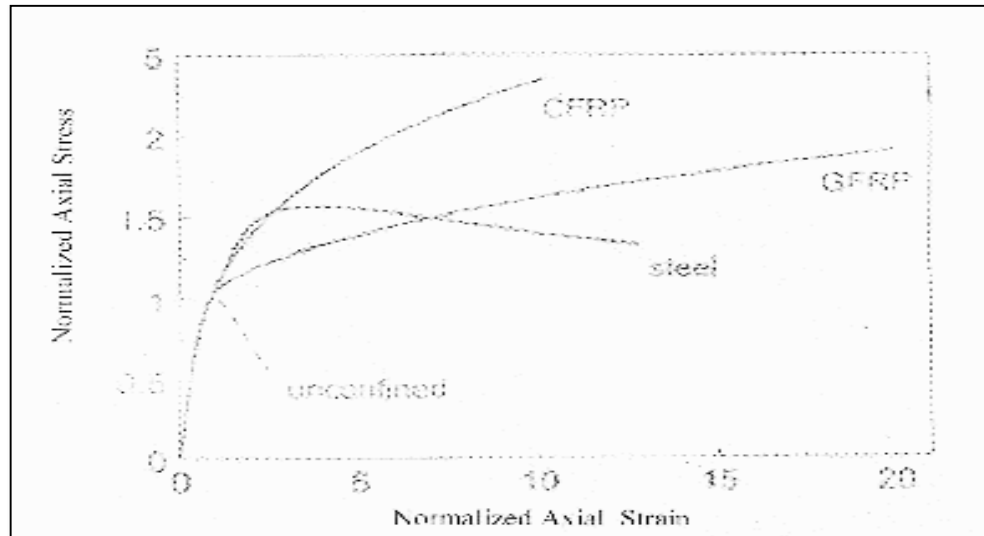


Figure : 31 Comportement contrainte déformation pour béton confiné
(Spoelstra et Monti ,2000).

On peut constater que le CFRP par rapport à l'acier et le GFRP, améliore nettement la capacité de résistance du béton confiné tout en diminuant sa ductilité.

1- Les modèles basés sur le confinement par acier :

- Faradis et Khalili (1981) :

Richard et Al (1928) ont développés une formule pour quantifier l'augmentation de la résistance à la compression due à l'application d'une pression triaxial (confinement actif).

$$\frac{f_{cc}}{f'_{c0}} = 1 + 4.1 \frac{P}{f'_{c0}}$$

- Newman and Newman (1972):

Propose l'expression suivante:

$$\frac{f_{cc}}{f'_{c0}} = 1 + 3.7 \left(\frac{P}{f'_{c0}} \right)$$

Faradis et Khalili ont appliqués les formules précédentes dans le cas du confinement par CFRP, en utilisant pour P la valeurs :

$$P_u = \frac{2f_{fu} \cdot n \cdot t}{D}$$

qui est la pression du confinement maximale que le FRP peut exercer avant la rupture , le modèle donné par Faradis et Khalili peut être résumé comme suit :

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = 1 + 1.41 \left(\frac{2f_{fu} \cdot n \cdot t}{f'_{c0} \cdot D} \right)$$

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = 1 + 3.7 \left(\frac{2 f_{fu} \cdot n \cdot t}{f'_{c0} \cdot D} \right)^{0.86}$$

$$e_{cc} = e_{c0} + 0.001 \left(\frac{E_f \cdot n \cdot t}{f'_{c0} \cdot D} \right)$$

$$f_c = \frac{E_{c0} \cdot e_c}{1 + e_c \left(\frac{e_{c0}}{f'_{cc}} \right) - \left(\frac{1}{e_{cc}} \right)}$$

2- Saadatmanesh et al (1994) :

Ce modèle est une extension du modèle de confinement déjà présenté par Mander et al (1988) proposé pour le confinement par acier.

Le modèle du Mander suggère une relation non linéaire entre la résistance confinée et la pression du confinement basée sur la surface de résistance ultime développé par Elwi et Murray (1977).est donné par la formule suivante pour une section circulaire

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = 2.245 \sqrt{\left(1 + 7.94 \frac{P}{f'_{c0}} - 2 \left(\frac{P}{f'_{c0}} \right) \right) - 1.254}$$

La déformation à la contrainte du pic pour béton confiné est donnée par :

$$\frac{e_{cc}}{e_{c0}} = 1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} \right) - 1$$

Toute la relation contrainte _déformation est basée sur une équation proposée par Popovics(1973) :

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x}$$

Ou : $x = \varepsilon_c / \varepsilon_{cc}$; $r = E_{c0} / E_c - E_{sec}$; $E_{sec} = f'_{cc} / f'_{c0}$.

Saadatmanesh et al appliquent les équations données auparavant dans le cas du confinement par FRP en utilisant pour P la formule donnée par Faradis et Khalili

leur modèle peut être récapituler par la formule suivante :

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = 2.254 \sqrt{\left[1 + 7.94 \left(\frac{2 f_{fu} \cdot n \cdot t}{f_{c0} \cdot D} \right) \right] - 4 \left(\frac{f_{fu} \cdot n \cdot t}{f_{c0} \cdot D} \right) - 1.254}$$

ce modèle n'a pas été confronté aux résultats expérimentaux mais issu par des études paramétriques est pas comparer aux autres par aucune étude expérimentale mais utilisé pour les études paramétriques.

3- Miyauchi et al (1997) :

Miyauchi et al proposent les équations suivantes pour estimer l'effet du confinement par CFRP sur la résistance :

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = 1 + 4,1.K_e \left(\frac{2.f_{ju.n.t}}{f'_{c0}.D} \right)$$

Ou : K_e est un coefficient empirique effectif généralement on le donne la valeur de 0.85.

Les essais sont menés par des spécimens avec P_u / f'_{c0} varie entre 0.1 à 0.5.

Pour e_{cc} deux (02) équations empiriques sont proposées :

$$\frac{e_{cc}}{e_{c0}} = 1 + 10.6 \left(\frac{P_u}{f'_{c0}} \right)^{0.373} \dots\dots\dots \text{Pour } f'_{c0} = 30Mpa .$$

$$\frac{e_{cc}}{e_{c0}} = 1 + 10.5 \left(\frac{P_u}{f'_{c0}} \right)^{0.525} \dots\dots\dots \text{Pour } f'_{c0} = 50Mpa$$

Finalemnt la relation complète contrainte axiale –déformation pour le béton confiné consiste à une branche parabolique modelée par la même équation que le béton non confiné suivait d'une ligne tangente à la parabole au oint d'inter section :

$$f_c = f'_{c0} \left(\frac{2e_c}{e_{c0}} \right) - \left(\frac{e_c}{e_{c0}} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } : 0 \leq e_c \leq e_{tan}$$

$$f_c = f'_{c0} - I(e_{c0} - e_c) \dots\dots\dots \text{pour } : e_{tan} \leq e_c \leq e_{cc}$$

Ou :

$$e_{tan} = e_{c0} - (\lambda e_{c0}^2 / 2 f'_{c0})$$

et :

$$I = \frac{1}{e_{c0}^2} \left(-2f'_{c0} \frac{e_{cc}}{e_{c0}} + \sqrt{4.f'_{c0}.e_{cc}^2 - 2f'_{c0}.e_{c0}.e_{cc} + f'_{cc}.e_{c0}^2} \right)$$

4- Kono et al (1998) :

Kono et al ont développés deux équations empiriques pour l'évaluation du contrainte max et la déformation correspondante pour des cylindres en béton confiné.

Dans ses équations, les rapports $\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}}$ et $\frac{e_{cc}}{e_{c0}}$ sont en corrélation linéaire avec la pression

ultime P_u reliée avec le rapport $\left(\frac{P_u}{f'_{c0}} \right)$ comme suit :

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = 1 + 0.0572P_u$$

$$\frac{e_{cc}}{e_{c0}} = 1 + 0.280P_u$$

-la seconde équation est obtenue en utilisant les valeurs expérimentaux pour la déformation e_{c0} . les constatations suivantes ont été émises :

-la résistance du béton inconfiné varie entre 32.3 et 34.8 Mpa.

-la déformation latérale est mesurée, les résultats indiquent que seulement un pourcentage de la déformation ultime du CFRP (entre 38% à 59%) est atteint à la fissuration

c'est pourquoi, les deux équations proposées incorporent en eux même le phénomène de fissuration prématurée « premature failure ».

5 -a- Toutanji (1999) :

Le modèle proposé par Toutanji (1999) nous donne une courbe contrainte – déformation caractérisée par deux différentes régions :

- A La première, le comportement des cylindres confinés n'est pas appréciablement différent de celui du béton inconfiné : cela est due à l'expansion latérale limitée qui a eu lieu .pour ce stade,l'auteur propose les équations suivantes :

$$f_c = \frac{A \cdot \epsilon_c}{1 + B \cdot \epsilon_c + C \epsilon_c^2}$$

ou : A,B sont deux paramètres reliés à la pente de la première région , le point d'intersection avec la deuxième région est définit comme correspondant à une déformation latérale égale à 0.002 (2 ‰).

A la deuxième région , ou le CFRP est complètement actif et le comportement est fortement influencé par la rigidité du système du confinement ,la relation contrainte déformation est modélisée comme suit :

$$f_c(\epsilon_l) = f'_{c0} \left[1 + 3.5 \left(\frac{P(\epsilon_l)}{f'_{c0}} \right)^{0.85} \right]$$

ou f_c est la contrainte axiale exprimée fonction de la déformation latérale , et

$$\epsilon_c = \epsilon_{c0} \left[1 + (310.57 \cdot \epsilon_l + 1.90) \frac{f_c(\epsilon_l)}{f'_{c0}} - 1 \right].$$

Ou e_c est la déformation axiale exprimée fonction de la déformation latérale .

- la courbe contrainte axiale – déformation peut être obtenue par la combinaison des deux équations précédentes, ou la déformation latérale (ϵ_l) augmente de 0.002 jusqu'à la déformation ultime du composite .
- les coefficients utilisés sont obtenus par une analyse des résultats des tests conduit par Toutanji .

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = \left[1 + 3.5 \left(\frac{P_u}{f'_{c0}} \right)^{0.85} \right]$$

$$\frac{e_{cc}}{e_{c0}} = 1 + \left[\left(310.57 \frac{f_{ju}}{E_f} + 1.90 \frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} \right) - 1 \right]$$

b-Saafi et al 1999 :

Saafi et al proposent un modèle identique à celui de Toutanji avec la seule exception que cette fois l'analyse est basée sur des résultats expérimentaux obtenus par des encasements en CFRP (non pas en feuilles) .

les expressions de la contrainte et la déformation ultime données par Saafi sont comme suit :

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = \left[1 + 2.2 \left(\frac{P_u}{f'_{c0}} \right)^{0.84} \right]$$
$$\frac{e_{cc}}{e_{c0}} = 1 + \left[\left(537 \frac{f_{ju}}{E_f} + 2.6 \right) \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right]$$

6 - Spoelstra et Monti (2000) :

Les ingrédients de base du modèle proposé par Spoelstra et Monti sont ceux constitutive pour béton inconfiné sous une compression uniaxiale édité par Pantazopoulou et Mills (1995) ou les équations traduit la relation entre la déformation latérale et axiale.

$$e_l(e_c, P) = E_{c0}e_c - \frac{f_c(e_c, P)}{2bf_c(e_c, P)}$$

et le modèle confiné donné par Mander (déjà vu) .

La relation complète contrainte axiale – déformation pour le béton confiné est établie à travers une procédure itérative pour laquelle la déformation axiale, la déformation latérale correspondante et la contrainte axiale sont déterminées par itération à travers l'équation précédemment citée et ceux de Mander jusqu'à atteindre la déformation ultime du FRP . Les expressions finales pour : contrainte axiale –déformation issues de ce modèle sont donnés par :

$$e_{cu} = e_{ccMander} \left[\frac{E_{sec}(E_{c0} - E_{sec,u})}{E_{sec}(E_{cu} - E_{sec})} \right]$$

$$f_{cu} = E_{sec,u} e_{cu} \quad \text{et:}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{ccMander}}{e_{ccMander}}$$

$$E_{sec,u} = \frac{E_{cu}}{1 + 2bf_{cu}}$$

des expressions plus applicable pour la contrainte et la déformation ultime sont aussi proposées par les auteurs :

$$\frac{f'_{cu}}{f'_{c0}} = 0,2 + 3 \sqrt{\frac{P_u}{f'_{c0}}}$$

$$\frac{e_{cu}}{e_{c0}} = 2 + 1,25 \frac{E_{c0}}{f'_{cu}} e_{ju} \sqrt{\frac{P_u}{f'_{c0}}}$$

Cette analyse a été menée en considérant que :

$$\varepsilon_{c0} = 0.002 = 2\text{‰}$$

Le module d'élasticité du béton peut atteindre jusqu'à 20% de variation en respectant la valeur de référence $5700\sqrt{f'_{c0}}$ et cela pour $f'_{c0} = 30 \div 50$ Mpa.

7- Xiao et Wu (2000) :

Xiao et Wu proposent une relation contrainte axiale – déformation bilinéaire à la première phase exprimée par :

$$f_c = E_{c0} e_c + \frac{2E_l v_c^2}{1 + \frac{E_l}{E_{c0}}(1 - v_c - 2v_c^2)} e_c$$

Là, v_c est le coefficient de poisson initial du béton.

La deuxième phase est exprimée par :

$$f_c = 1.10f'_{c0} + \left[(4.1 - 0.75 \frac{f'_{c0}{}^2}{E_l}) E_l (0.0005 + 7(\frac{f'_{c0}}{E_l})^{0.8} e_c \right]$$

La contrainte et la déformation du pic est donnée par :

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = 1.10 + (4.1 - 0.75 \frac{f'_{c0}{}^2}{E_l}) \frac{P_u}{f'_{c0}}$$

$$e_{cc} = \frac{e_{fu} - 0.0005}{7(\frac{f'_{c0}}{E_l})^{0.8}}$$

Les équations précédentes sont calibrées à la base des résultats expérimentaux des essais menés par l'auteur sur des spécimens confinés par le tissu CFRP avec $\frac{P_u}{f'_{c0}}$ varie entre 0.14 et 0.7. La déformation du composite e_{FRP} peut avoir 50% à 80 % de la déformation de rupture

III-4-3- comparaison des modèles :

Dans ce qui suit, une comparaison des modèles précités est établi en terme de prédiction de

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}}$$

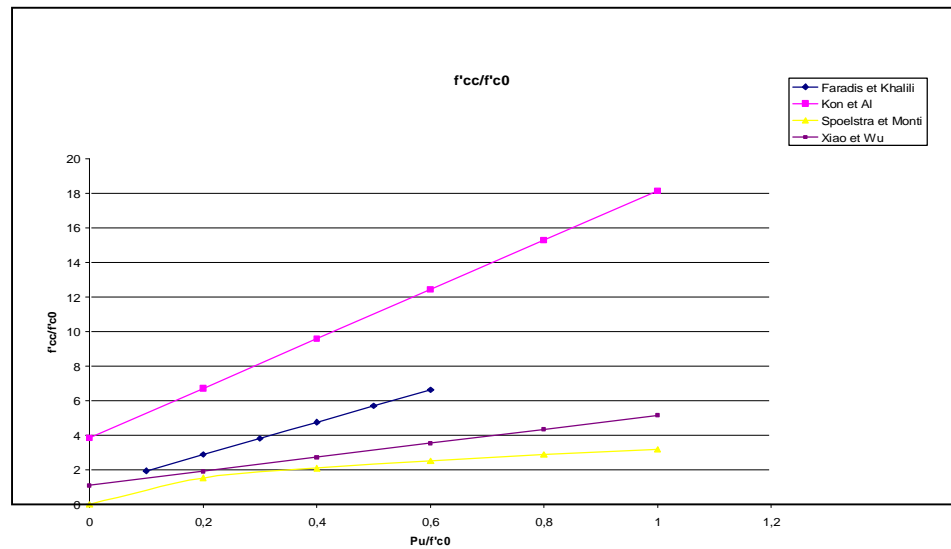


Figure :32 Comparaison des différents modèles pour la prédiction de $\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}}$

On peut marquer la grande différence des résultats, le modèle donné par Kono et Al est sensible à la résistance avant confinement, aussi prédit des déformations élevées pour un

rapport $\frac{Pu}{f'_{c0}}$ par exemple.

La diversité des paramètres utilisés entre les différents modèles ne permet pas de bien estimer la différence entre ses modèles.

Les différents modèles disponibles sont résumés dans le tableau suivant

| Modél | f'_{cc} théorique | e_{cc} théorique |
|--------------------|---|---|
| Faradis et Khalili | $\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = 1 + 1.41 \left(\frac{2 f_{fu} \cdot n \cdot t}{f'_{c0} \cdot D} \right)$ $\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = 1 + 3.7 \left(\frac{2 f_{fu} \cdot n \cdot t}{f'_{c0} \cdot D} \right)^{0.86}$ | $e_{cc} = e_{c0} + 0.001 \left(\frac{E_f \cdot n \cdot t}{f'_{c0} \cdot D} \right)$ |
| Saadatmanesh et al | $\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = 2.245 \sqrt{\left(1 + 7.94 \frac{P}{f'_{c0}} - 2 \left(\frac{P}{f'_{c0}} \right) - 1.254 \right)}$ | $\frac{e_{cc}}{e_{c0}} = 1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} \right) - 1$ |
| Kono et al | $\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = 1 + 0.0572 P_u$ | $\frac{e_{cc}}{e_{c0}} = 1 + 0.280 P_u$ |
| Toutanji | $\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = \left[1 + 3.5 \left(\frac{P_u}{f'_{c0}} \right)^{0.85} \right]$ | $\frac{e_{cc}}{e_{c0}} = 1 + \left[\left(310.57 \frac{f_{fu}}{E_f} + 1.90 \frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} \right) - 1 \right]$ |
| Saafi et al | $\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = \left[1 + 2.2 \left(\frac{P_u}{f'_{c0}} \right)^{0.84} \right]$ | $\frac{e_{cc}}{e_{c0}} = 1 + \left[\left(537 \frac{f_{fu}}{E_f} + 2.6 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right) \right]$ |
| Spoelstra et Monti | $\frac{f'_{cu}}{f'_{c0}} = 0,2 + 3 \sqrt{\frac{P_u}{f'_{c0}}}$ | $\frac{e_{cu}}{e_{c0}} = 2 + 1,25 \frac{E_{c0}}{f'_{cu}} e_{fu} \sqrt{\frac{P_u}{f'_{c0}}}$ |
| Xiao et Wu | $\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = 1.10 + (4.1 - 0.75 \frac{f'_{c0}{}^2}{E_l}) \frac{p_u}{f'_{c0}}$ | $e_{cc} = \frac{e_{fu} - 0.0005}{7 \left(\frac{f'_{c0}}{E_l} \right)^{0.8}}$ |

Tableau 3 : synthèse sur les modèles de confinement par CFRP

Chapitre: IV
Chapitre: IV

Modélisation

IV-1- Introduction :

Dans ce travail, nous allons étudier une structure existante en vue de son analyse Sismique. Les logiciels d'éléments finis permettent d'évaluer la vulnérabilité des bâtiments vis-à-vis des séismes. C'est une procédure relativement longue et complexe. Pour les nouveaux bâtiments une méthode élastique comme celles des forces de remplacement ou du spectre de réponse convient parfaitement car un dimensionnement en capacité ou même souvent une bonne conception (régularité de l'ouvrage) suffit. De plus le coût engendré par une modélisation non linéaire n'est pas négligeable. Pour les bâtiments existants, lorsque l'on a des doutes sur la conception et que l'on a besoin de faire une étude approfondie du comportement au séisme, une modélisation s'impose pour obtenir la capacité totale du bâtiment face à un séisme et le niveau de dommage en fonctions des sollicitations. Pour ce faire, il y a deux solutions possibles qui sont ; soit de réaliser un calcul par la méthode Pushover soit d'effectuer un calcul non linéaire dynamique (temporel). Ce dernier étant beaucoup trop lourd et posant passablement de problèmes, nous nous concentrerons sur la méthode statique non linéaire Pushover qui est une méthode statique de simulation des séismes.

cette partie de ce travail constitue donc aussi en quelque sorte une aide à la modélisation d'un bâtiment avec le logiciel SAP non linéaire. Néanmoins, il peut être aussi utile avec un autre programme car la méthodologie et une partie des difficultés rencontrées sont indépendantes du programme utilisé.

IV-2 Modélisation :

SAP 2000 étant un programme d'éléments finis, il importe en premier lieu de déterminer quels sont les types d'éléments qui vont modéliser au mieux nos différents éléments structuraux. Par exemple : Une façade en maçonnerie se comporte comme un système en cadre avec des zones rigides dans les angles et des zones déformables au milieu. Il faut donc modéliser la structure de manière adéquate. Il existe 3 types d'éléments finis principaux que sont les éléments linéaires, surfaciques et solides.

Dans cette étude nous n'utiliserons pas les solides pour les éléments linéaires unidimensionnels que sont les poutres. Ce sont donc eux que nous allons utiliser. Néanmoins, ce n'est pas l'idéal pour les murs de grandes dimensions. [18]

Schéma de la modélisation par éléments finis :

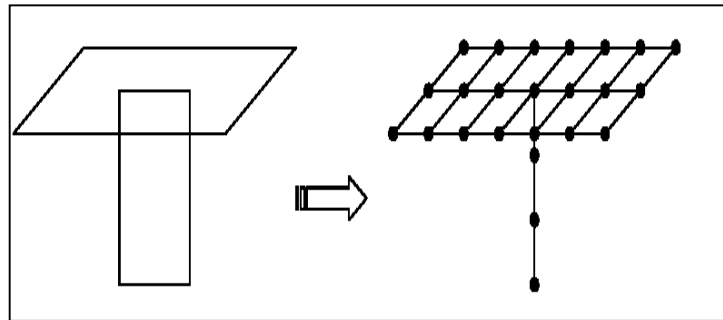


Figure 33 : Modélisation par éléments finis [18]

IV-3 Définition de la structure dans SAP 2000 :

Afin d'illustrer cette partie, nous avons effectué toutes les étapes avec un cas simple.

Cela permet une meilleure compréhension des étapes et des résultats.

On a choisit d'effectuer une analyse 2D (deux dimensions), en prenant en considération uniquement le portique principal de la structure qui se ressent comme suit :

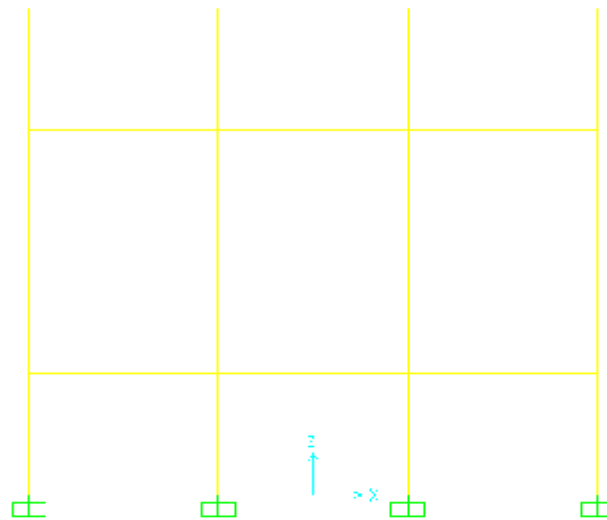


Figure 34 : portique principale de la structure étudiée

- Nouveau modèle :

Nous avons sélectionné la structure de notre modèle. Nous avons défini les lignes de constructions du modèle (nombre d'étages et hauteurs d'étages). Nous avons ensuite choisi « grid only » afin d'avoir uniquement les lignes de construction.

modélisation se fait par étapes.

Le début de la modélisation se fait principalement par le menu « define » montré ci-dessous. Les 3 premiers menus sont les trois premières étapes de la modélisation. [12]

-Propriété des matériaux (« Material Properties ») :

Nous avons défini deux matériaux dans notre modèle, le béton et l'acier.

Comme la structure étudiée est déjà existante, et en vue d'avoir la vraie résistance du béton, on a choisit de l'avoir à travers des essais de carottage. une fois expertisée, les résultats obtenus nous donnent un premier désordre : la résistance du béton des poteaux supposée avoir une valeur de 25Mpa est seulement de 12Mpa.

Donc, la structure étudiée se définit comme suit :

- Structure étudiée :

On étudie le portique principal d'un bâtiment d'habitation existant dans la région de Constantine, comportant des poteaux ayant un béton de faible résistance à la compression (12Mpa)alors qu'elle est supposée être de 25mpa,

F Une analyse pushover est appliquée au portique, l'accent sera mis sur les critères de performances :

- F Résistance
- F Ductilité
- F Rigidité

IV-3-1-Hypothèses :

Ü Il paraît évident d'introduire la notion de rigidité fissurée ou effective (EI_{eff}) dans les calculs pour s'approcher du comportement réel de la structure.

Ü Plusieurs auteurs ont donnés des estimations de cette rigidité, on peut citer :

1- Freeman- Kappos: [19](Capacity spectrum method)

Ces auteurs recommandent pour les rigidités effectives les valeurs suivantes :

$EI_{eff} = 50 \% EI_g$ poteaux RDC.

$EI_{eff} = 60 \% EI_g$pour les autres.

$EI_{eff} = 35 \% EI_g$pour les poutres.

2-Eng.Structure (2001) : [20]

$EI_{eff} = (60 \% \div 80 \%)EI_g$pour les poteaux.

$E_{\text{eff}} = (30 \% \div 50 \%)EI_g$ pour les poutres.

3-Pauley – Priestley : [21]

$I_{\text{eff}} = 0,35 I_g$ pour les poutres.

$I_{\text{eff}} = 0,60 I_g$ pour les poteaux externes

$I_{\text{eff}} = 0,80 I_g$Pour les poteaux internes.

qui sont les valeurs introduites dans cette étude.

IV-3-2-Cas d'étude :

Pour enrichir ce travail,les structures chgoisis sont à travées égales comportant un nombre d'étages variable (R+1 ;R+2 ;R+3)

F on a trois (03) portiques (R+1),(R+2),(R+3).

F les coffrages et ferrillages respectent les clauses et exigences du Règlement parasismique algérien RPA99(version 2003).

F avec un entre axe constant de 4,0m .

F une hauteur d'étage constante prise égale à 3,0m

On a donc trois variantes a étudier :

- la structure initiale
- la structure renforcée par gainage en béton armé
- la structure renforcée par CFRP.

*Donc, pour la modélisation du portique on doit définir deux béton :

- celui des poteaux avec $f_{c28} = 12 \text{ Mpa}$

- celui des poutres avec $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

IV-4-Données techniques :

1- Caractéristiques géométriques et ferrillage des poutres :

| Elément : | Dimension : | As | A's | Cadre : |
|-----------|-------------|--------|--------|---------|
| Poutre | (30 x 40) | 4 Ø 14 | 4 Ø 14 | Ø8 |

Tableau4 : Caractéristiques géométriques et ferrillage des poutres

2- Caractéristiques géométriques et ferrillage des poteaux :

| Elément : | Dimension : | As | Cadre : |
|-----------|-------------|------------------|---------|
| Poteau 0 | (30 x30) | 4 Ø 16 4 Ø 14 | Ø8 |
| Poteau1 | (60 x60) | 4 Ø 16 4 Ø 14 | Ø8 |
| Poteau 2 | (30 x 30) | 4 Ø 16 4 Ø 14 | Ø8 |

Tableau :5 Caractéristiques géométriques et ferrillage des poteaux

3-Caractéristiques des matériaux :

1- Béton :

| Fc 28(Mpa) | Eb (Mpa) | Ft28 (Mpa) | γ_b | ρ |
|------------|----------|------------|------------|--------|
| 25 | 32164 | 2.1 | 2.5 | 0.2 |
| 12 | 25183 | 132 | 2.5 | 0.2 |

2- Acier :

| FeE 400 (Mpa) | Es (Mpa) | ϵ_e | ϵ_u |
|---------------|----------|--------------|--------------|
| 400 | 210000 | 2‰ | 10‰ |

Tableau :6 Caractéristiques des matériaux

| Charge : | Etage | Terrasse |
|----------|------------------------|---------------------|
| G | 5 KN/m ² | 6 KN/m ² |
| Q | 1.75 KN/m ² | 1 KN/m ² |

Tableau7 : Chargement appliqué

Pour pouvoir appliquer l'analyse pushover ;il faut définir au préalable les rotules plastiques ainsi que leurs longueurs sur les différents éléments structurels (poteau et poutre)donc nous devons éclairer les notions suivantes :

- rotule plastique
- longueur plastique.

IV-7- Rotules plastiques et longueur plastique :

Après le début de plastification des barres longitudinales ,la déformation se concentre dans une région appelée rotule plastique .

L'étendue de cette zone contrôle le comportement post élastique des éléments structurels donc de tout le système porteur.

La figure : 32 montre la simplification faite sur la distribution de la courbure pour permettre le calcul du déplacement en tête du poteau

La courbure plastique $\Phi_p = \Phi_u - \Phi_y$ est supposée constante sur une longueur équivalente de plastification qu'on appelle l_p : longueur plastique.[23]

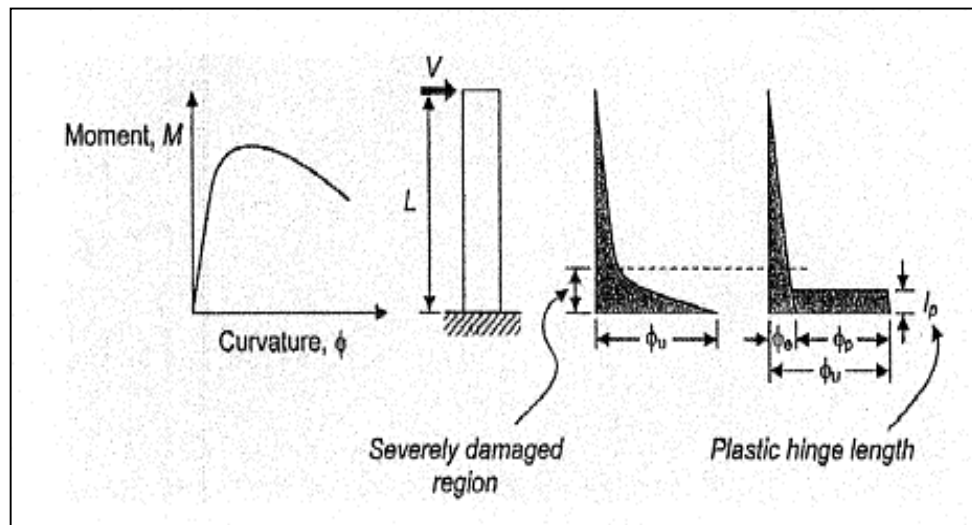


Figure 35: Définition de la longueur de la rotule plastique.

Sous la supposition de linéarité entre la courbure à la limite élastique Φ_y et la longueur de l'élément l , le déplacement à la limite élastique : Δ_y pour le poteau en porte-à-faux est estimé :

$$\Delta_y = \frac{\Phi_y l^2}{3}$$

La courbure Φ_p est considérée constante à l'intérieur de la longueur l_p d'où on peut écrire :

$$q_p = \Phi_p l_p = (\Phi_u - \Phi_y) l_p$$

Alors que , le déplacement à la rotule plastique , Δ_p ,est donné par :

$$\Delta_p = q_p(l - 0.5l_p)$$

D'où :

$$\Delta_u = \Delta_y + q_p(l - 0.5l_p).$$

Pour isoler la longueur de la rotule plastique ,on peut écrire :

$$l_p = l - \sqrt{l^2 - 2(m-1) \frac{\Delta_y}{\Phi_u - \Phi_y}}$$

D'où :

$$m = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

La notion de longueur plastique a fait l'objet un travail de recherche considérable de part le monde ;plusieurs expressions ont été formulées :

1- Baker [24] :

Pour mieux comprendre la relation moment-courbure pour les poteaux et les poutres , 94 poteau/poutre essais ont été conduit par six (06) laboratoires sous la direction du CEB en 1960. les variables suivantes ont été considérées :

- résistance du béton
- résistance d'acier.
- nature du chargement

A la base des résultats obtenues,Baker a proposé l'équation suivante pour le calcul de l_p :

$$l_p = K_1.K_2.K_3 \left(\frac{z}{d} \right)^{0.25} .d$$

ou' :

z est la distance entre la section critique et le point de déflexion.

d est la hauteur effective de la poutre.

2-Baker et Amarakone :

Baker et Amarakone_ [25] simplifient l'équation précédente pour obtenir l'expression suivante :

$$l_p = 0.8k_1k_3 \left(\frac{z}{d} \right) c$$

Ou' :

C : est la profondeur de l'axe neutre au moment de ruine.

3-Mattock[26] :

Mattock a conduit 37 essais sur poutres en étudiant l'effet de plusieurs paramètres :

- 1- résistance du béton $f'_c = 28 \div 41Mpa.$
- 2- hauteur effective de poutre $d = 254 \div 508mm$

3- résistance de l'acier $f_y = 324 \div 414 \text{ Mpa}$

4- Gradient du moment $(\frac{z}{d}) = 2.75 \div 11$

A la base de ces essais, Mattock nous a donné l'équation empirique suivante :

$$l_p = \frac{d}{2} \left[1 + (1.14 \sqrt{\frac{z}{d}} - 1) \left\{ 1 - \left(\frac{q - q'}{q_b} \right) \sqrt{\frac{d}{16.2}} \right\} \right]$$

En 1967, Mattock a revenue sur sa formule en la simplifiant ainsi [27]

$$l_p = \frac{d}{2} + 0.05z$$

5- Corley [28] :

Pour investir le travail de Mattock, Corley a testé 40 poutre simplement appuyée, il a étudié l'effet du confinement, les dimensions géométriques, le gradient du moment et la résistance à la traction du renforcement.

Corley a conclu que la longueur de la rotule plastique est fonction de la géométrie de poutres mais, la taille de la poutre n' a pas d'influence significatif sur la capacité de rotation. Le travail de recherche conduit par Corley a été couronné par l'expression simplifiée suivante pour le

calcul de l_p .

$$l_p = \frac{d}{2} + 0.2 \frac{z}{\sqrt{d}}$$

6- Park et al [29] :

Park et al ont testés des poteaux avec des section carrés ($550 \times 550 \text{ mm}^2$) et $\frac{l}{h} = 2$

Ils conclurent que l_p obtenu expérimentalement a une valeur autour de $0.42h$ ou' h est la hauteur du poteau. ils prennent pour les poteaux en béton armé un longueur plastique $l_p = 0.4h$.

En utilisant la même approche Priestley et Park[30] propose les équations suivantes :

$$l_p = 0.08l + 6d_b$$

en révisant cette équation pour différents nuances de l'armature de flexion renforcement flexionnel, Pauley et Priestley[31] ont proposés l'expression suivante :

$$l_p = 0.08l + 0.022d_b f_y \quad \text{ou' :}$$

d_b : Φ de la barre longitudinale de flexion .

f_y : résistance de l'acier en traction.

Avec une longueur de la rotule plastique $l_p \approx 0.5h$ pour des poteaux typiques.

7- Sakai et Sheikh[32] :

Sur la base d'une recherche bibliographique intense, Sakai et Sheikh ont reportés que l_p augmente avec le rapport l/h . Ils ont établis des courbes bilinéaires illustrant la relation entre l_p et l/h .

Ils conclurent que l_p est affectée par renforcement transversal, le taux de chargement axial et le rapport l/h .

8- Sheikh et Khoury:

Sur la base d'essais menés sur des poteaux en béton à haute résistance par sheikh et al ;ont constater que la longueur de la rotule plastique l_p mesurée est approximativement égale à $0,1h$.

$$l_p = 0,10 h.$$

Relation ductilité locale- ductilité globale :

La relation entre la ductilité sectionnelle et structurale est assez complexe, surtout pour les structures de type portiques multi étagés .

Pour les structures de type port à faux, Paulay et Priestley, Park et Paulay ont démontré un lien entre ces deux ductilités :

$$m_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y}$$

En exprimant m_{Δ} en fonction des déplacements et de la ductilité sectionnelle, le résultat obtenu est :

$$m_{\Delta} = 1 + 3 \frac{l_p}{l} (m_b - 1) \left[1 - 0.5 \frac{l_p}{l} \right]$$

Si on isole m_b , le résultat obtenu est :

$$m_b = 1 + \frac{(m_{\Delta} - 1)}{3 \frac{l_p}{l} (1 - 0.5 \frac{l_p}{l})}$$

Ainsi la ductilité sectionnelle m_b , dépend du rapport de la longueur de la rotule plastique sur la longueur du porte-à-faux de l'élément

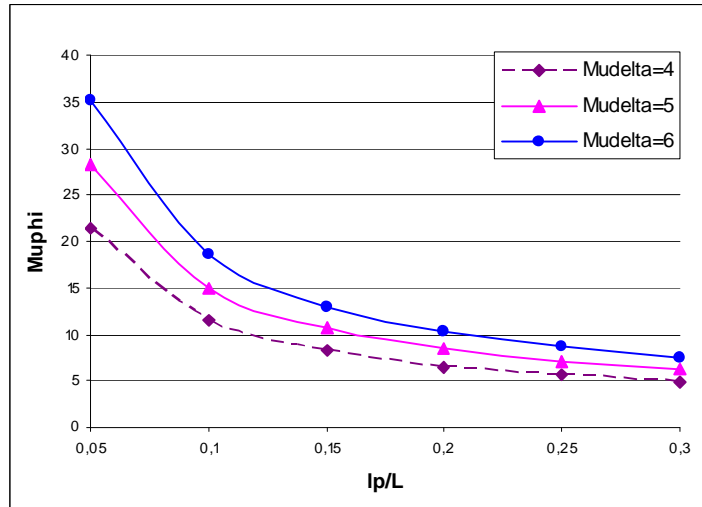


Figure 36: courbe $m_{\phi} = f \frac{l_p}{l}$

Donc plus la longueur de la rotule plastique est petite par rapport à la longueur de la colonne plus la ductilité sectionnelle m_{ϕ} , est grande

De études ont permis d'établir les constatations suivantes : [33].

- la longueur de la rotule plastique a un très grand effet sur la capacité de déplacement des élément structurels .des comparaison annoncent une variation d'environ 30% de capacité de déplacement due à l_p peut être enregistrée
- l'effort tranchant de base pour ls modèles avec des rotules plastiques définie par l'utilisateur du software (SAP) est ceux définit par défaut est presque la même, la variation est au maximum inférieur à 5%. [33] ;donc la capacité de l'effort tranchant de base ne dépend pas des caractéristiques de rotules utilisées (Default properties or user defined properties).
- le modèle de calcul par des rotules définit par l'utilisateur est préféré en terme de compatibilité du comportement non linéaire avec les propriétés des éléments, alors que celui par des rotules définit par défaut est recommandé en raison de simplicité .les deux voies sont utilisés pour l'application de l'analyse nonlineaire de part le monde. [33].L'endommagement qui apparaît au niveau des constructions est la signification physique de formation des rotules plastiques.
- Pour le cas étudié,on a opté pour des rotules dont la longueur prise égale à 0,1h.

IV-7- Rotation de ruine selon l'ATC40 [9] et FEMA356[10] :

L'ATC40 et FEMA365 fournissent un ordre de grandeur des rotations de ruine pour les poutres et les poteaux qui ne prennent en compte que très peu de paramètres.

Dans ces guides américains , la loi moment – rotation comporte une phase élastique puis un plateau plastique de longueur a, la ruine étant atteinte pour une rotation plastique b, une fois la rotation de ruine atteinte, la capacité portante de l'élément disparaît comme le montre la figure :

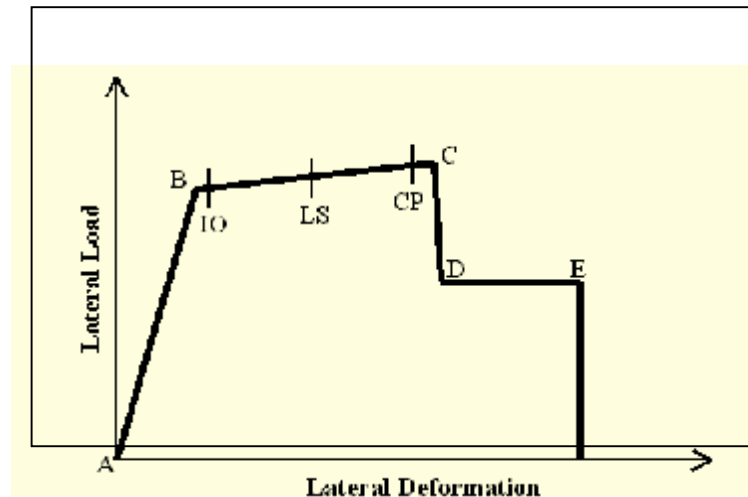


Figure37 : rotule de la FEMA 356_[10]

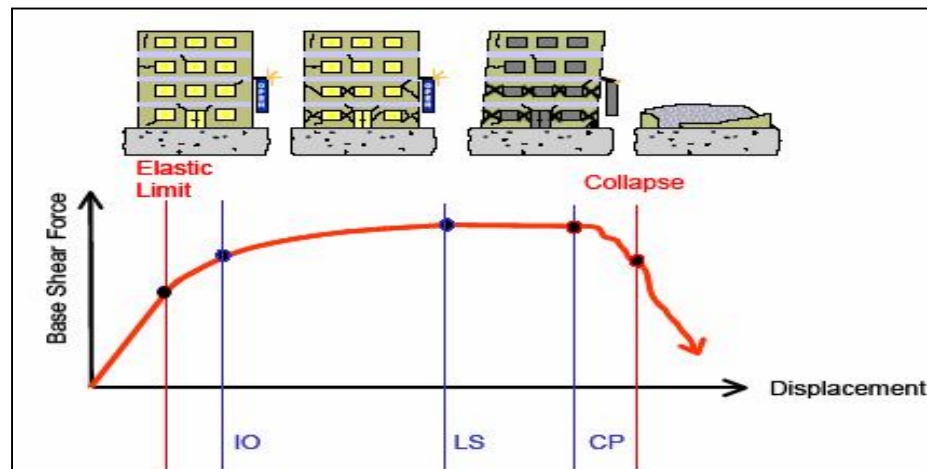


Figure38 .séquence de rotation et endommagement correspondant

Ces deux figures expliquent le comportement local et global d'une structure soumise aux poussées successives (principe de la méthode pushover) décrivant le comportement dès le domaine élastique, puis post élastique et plastique jusqu'à la ruine.

Les tableaux 8 ,9 respectivement donnent des valeurs de rotations plastiques limites pour les poutres et poteaux ayant différentes dispositions constructives selon l' ATC40. Ainsi le

FEMA365 donne des valeurs de rotations plastiques différentes pour les poutres dans le tableau :

- Le comportement non linéaire des rotules plastiques de chaque élément est décrit par les relations moment-rotation.
- Les moments correspondant aux différents états de déformation de la rotule sont déterminés par les formules suivantes :

Pour les poteaux :

$$M_B = 0,7.EI_c.q_y$$

$$M_C = 1,25.M_B$$

$$M_D = M_E = 0,6.M_B$$

Pour les poutres:

$$M_B = 1,25EI_B.q_y$$

$$M_C = 1,25M_B$$

$$M_D = M_E = 0,2M_B$$

Avec:

M_B : moment de plastification

M_C : moment ultime, soit la déformation spécifique du béton $e_{ub} = 3,5\text{‰}$ soit un allongement de l'acier $\varepsilon_{us} = 10\text{‰}$ $e_{us} = 10\text{‰}$ est atteint

q_y : rotation de plastification donnée par : $q_y = f_y \cdot \frac{l_v}{3}$

f_y : courbure nominale de plastification estimée comme suit : $f_y = 2,1 \cdot \frac{e_{es}}{l_s}$

l_v : portée du cisaillement

e_{es} : valeur caractéristique de l'allongement de plastification de l'acier

l_s : longueur de la section de poteau ou poutre

Pour répondre aux besoins de modéliser les rotules plastiques aux extrémités des éléments linéaires poteaux et poutres ; la FEMA356 recommande des valeurs caractérisant les différents états de déformation de la rotule regroupées dans les tableaux 11 et 12 respectivement pour les poutres et les poteaux.

*** Résultats des moments caractérisant la lois du comportement des poteaux et poutres :**

| Elément : | M_B | M_C | M_D | M_E |
|------------|--------|--------|-------|-------|
| Poteau R+1 | 166.59 | 208.23 | 99.95 | 99.95 |
| Poteau R+2 | 166.59 | 208.23 | 99.95 | 99.95 |
| Poteau R+3 | 166.59 | 208.23 | 99.95 | 99.95 |
| poutres | 478.60 | 598.25 | 95.72 | 95.72 |

Les noyaux des nœuds ont été modélisés comme zones rigides ; limitant la concentration des déformations plastiques uniquement aux zones dissipatives d'énergie des éléments concourants aux nœuds c'est-à-dire poteaux et poutres à travers les longueurs plastiques l_p dont nous avons déjà parlé.

Calcul des conditions de rotation selon FEMA365 :(voir annexe)

| Effort normal : | | | | | Effort tranchant : | | | |
|-----------------|------|------------|-------------------------------------|--------|--------------------|------|------|--------------------|
| Elément | Ag | Fc28 (t/m) | $\frac{P}{Ag} \cdot \frac{1}{Fc28}$ | Vt kn | b(m) | d(m) | Fc28 | $Vt/b.d.\sqrt{Fc}$ |
| Poteau R+1 | 0.09 | 1200 | 0.33 | 26.56 | 0.3 | 0.3 | 1200 | 0,33 |
| Poteau R+2 | 0.09 | 1200 | 0.51 | 19.80 | 0.3 | 0.3 | 1200 | 0,05 |
| Poteau R+3 | 0.09 | 1200 | 0.70 | 22.27 | 0.3 | 0.3 | 1200 | 0,23 |
| poutres R+1 | / | / | / | 97.87 | 0.3 | 0.4 | 2500 | 0,55 |
| poutres R+2 | / | / | / | 106.52 | 0.3 | 0.4 | 2500 | 0,61 |
| poutres R+3 | / | / | / | 119.27 | 0.3 | 0.4 | 2500 | 0,83 |

Les résultats obtenus dans les colonnes 5 et 10 sont à utiliser pour la détermination des rotations ,niveaux de performances et critères d'acceptances selon FEMA 356 (voir Annexes).

Rotations et niveaux de performances correspondants (voir annexe)

| Elément : | b(m) | | | Rotations et niveaux de performance | | | | |
|-------------|-----------------|----------------|-------|-------------------------------------|-----|-------|-------|-------|
| | P /Ag . Fc28 | Vt/b.d. √Fc | a | b | c | IO | LS | CP |
| Poteau R+1 | 0.67 | 0.33 | 0.015 | 0.025 | 0.2 | 0.003 | 0.012 | 0.015 |
| Poteau R+2 | 0.09 | 0.05 | 0.02 | 0.03 | 0.2 | 0.005 | 0.015 | 0.02 |
| Poteau R+3 | 0.36 | 0.23 | 0.015 | 0.025 | 0.2 | 0.003 | 0.012 | 0.015 |
| poutres R+1 | / | 0,55 | 0,025 | 0,005 | 0,2 | 0,01 | 0,02 | 0,025 |
| poutres R+2 | / | 0,61 | 0,025 | 0,005 | 0,2 | 0,01 | 0,02 | 0,025 |
| poutres R+3 | / | 0,83 | 0,025 | 0,005 | 0,2 | 0,01 | 0,02 | 0,025 |

V_t : effort tranchant maximal déduit de la sollicitation non sismique.

P : pourcentage d'acier tendue $P = \frac{A_s}{b.d}$

P' : pourcentage d'acier comprimé $P' = \frac{A'_s}{b;d}$

P_{bal} : pourcentage d'acier d'équilibre $P_{bal} = \frac{455}{630 + F_e} \cdot \frac{f_{c28}}{F_e}$

Si : $A_s = A'_s$ → $\frac{P - P'}{P_{bal}} = 0$

de cela , on va avoir les facteurs d'acceptance qui vont être introduit dans le fichier données de l'analyse pushover pour la caractérisation des rotules plastiques.

- Facteurs d'acceptance :

Qui sont les rapport des rotations ($\frac{IO}{IO}, \frac{LS}{IO}, \frac{CP}{IO}$) à introduire comme donnée lors de la déclaration des rotules plastiques

| poteaux | | | poutres | | |
|---------|-----|-----|---------|------|------|
| R+1 | R+2 | R+3 | R+1 | R+2 | R+3 |
| 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 4 | 3 | 4 | 2 | 2 | 2 |
| 5 | 4 | 5 | 1,25 | 1,25 | 1,25 |

IV-8- Estimation des nouvelles résistances pour éléments renforcés :

1- Gainage en BA variante1 : e=15Cm

Ce qui est recommandé localement est d'attribuer à la section initiale une gaine du béton armé avec comme épaisseur e = 15 cm sur tout le contour.

La nouvelle section des poteaux sera (0.6m x 0.6m) .comme le représente la figure 39:

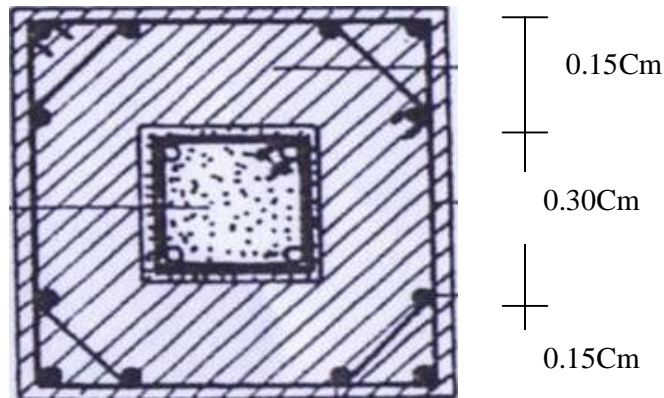


Figure39: Section du poteau renforcé par gainage en

On a deux béton de résistance différentes pour simplifier les calculs nous optons pour une résistance équivalente on aura donc :

$$f_c \text{ éq} = (12 \times 0.3 \times 0.3) + 4 \times 25 \times (0.3 \times 0.15) + (4 \times 25 \times 0.15 \times 0.15) / 0.6 \times 0.6$$

$$f_c \text{ éq} = 21.75 \text{ mPa}$$

Le module d'élasticité pour ce béton sera

$$E_{\text{eq}} = 11000 \sqrt[3]{21.75} = 30705.25$$

$$E_{\text{eq}} = 30705.25$$

La nouvelle section des poteaux est (0.6x0.6)m avec une résistance équivalente à la compression est égale à 21.75Mpa.

1-Gainage en BA variante1 : e=7Cm

La gaine de 7Cm est utilisée de part le monde est plutôt recommandée pour ne pas modifier les caractéristiques de la structure initiale soit en terme de comportement et /ou l'aspect architectural. en utilisant un béton auto plaçant d'une résistance $f_c = 40\text{Mpa}$ qui va nous donner une résistance équivalente égale à

$$f_{c \text{ eq}} = 24,30 \text{ mPa}$$

$$E_{\text{eq}} = 31861,15$$

2- Renforcement par CFRP :

Pas de modification sectionnelle seule la résistance et le module d'élasticité prennent les valeurs intrinsèques du matériau.

Renforcement des poteaux par le tissu TFC :

Cette opération est envisagée à travers l'utilisation de tissus de fibres de carbone Type STFC Sika wrap_ 230C ayant une épaisseur nette de fibres de 0.13mm, une résistance nominale de 4300N/mm² et un allongement nominale de 1.8%

La nouvelle résistance du béton confiné par ce tissu, est évaluée par la relation suivante :

$$f_{cc} = f_{c0} + 2K_e \cdot f_l \dots\dots\dots (1)$$

f_l : Pression latérale du confinement

$$f_l = 2f_{rp} \cdot t / b \dots\dots\dots (2) \text{ Pour une section avec angles arrondis.}$$

K_e : coefficient d'efficacité de la section confinée.

$$K_e = \frac{1 - [(b-2r)^2 + (h-2r)^2] / 3A_g - \delta_{sl}}{1 - \delta_{sc}}$$

Avec les données suivantes:

$$r = 5 \text{ cm (rayon du congé)}$$

$$b = h = 30 \text{ cm}$$

$$A_g = bh - (4 - \pi) r^2$$

$$A_g = 878.54 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 4 T 14 + 4 T 14 = 14.2 \text{ cm}^2$$

$$\delta_{sl} = A_l / B = 1.578\%$$

$$K_e \approx 0.692$$

On a : $f_{c0} = 12 \text{ Mpa}$

f_{cc} visée : 25 Mpa

$$(1) \dots \dots \dots f_l = (f_{cc} - f_{c0}) / 2 K_e \\ = (25 - 12) / 2 \times 0.692$$

$$f_l = 9.393 \text{ Mpa}$$

$$(2) \dots \dots \dots t = (f_l \cdot b) / 2 f_{rp}$$

$$t = 3.27 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

Nombre du (feuillet) lits :

$$n = t_{\text{total}} / t_{\text{unité}} = 0.327 / 0.13 = 2.52$$

Soit 3 feuillets, donc :

$$t_i = 0.39 \text{ mm}$$

$$f_i = 11.18 \text{ Mpa.} \quad \longrightarrow \quad f_{cc} = 12 + 2(0.692 \cdot 11.18) \cdot 0.8$$

$$f_{cc} = 24.37 \text{ Mpa}$$

Donc par trois (03) feuillets on a largement satisfait la demande en terme de résistance.

$$e_{cc} = 0.004 + 2.8 \frac{r_{jrp} \cdot f_{jrp} \cdot e_{jrp \cdot rup} \cdot 0.6}{f_{cc}}$$

$$r_{jrp} = \frac{3.9 \cdot 10^{-4} \cdot 4 \cdot 0.3}{0.3 \cdot 0.3}$$

$$r_{jrp} = 5.2 \cdot 10^{-3}$$

$$e_{cu} = 0.004 + 0.6 \frac{2.8 \cdot 5.2 \cdot 10^{-3} \cdot 4300 \cdot 1.8 \cdot 10^{-2}}{24.37}$$

$$e_{cu} = 0.032$$

$$\longrightarrow e_{cu} = 32 \text{ ‰}$$

- Pour la déformation : $e_{jrp} = 0.6 e_{jrp \cdot rup}$

Les observations des différents séismes (depuis Northridge 1994) ont montrés que les effondrements des batiments ont été dus à un épuisement de leur=s capacité de déformation et non pas dépassement de leurs capacité de résistance ;des coefficients minorateurs sur l'efficacité de bandage ont été introduit pour parer à l'aléa de mise en œuvre :

80%.....résistance

60%.....déformation.

IV-7-Application de l'analyse pushover sur les portiques étudiées [12

]:

Cela à travers les étapes suivantes :

Step 1: Defining Hinge Properties (Pushover)

Step 2: Assigning Hinge Properties (Pushover)

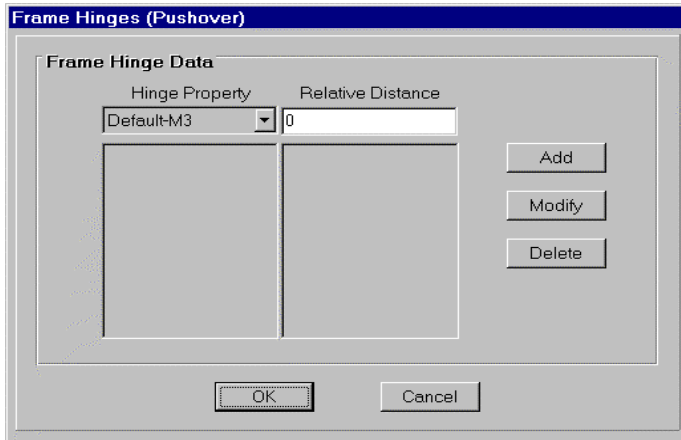


figure:40 step 3: viewingg hinge properties (Pushover)

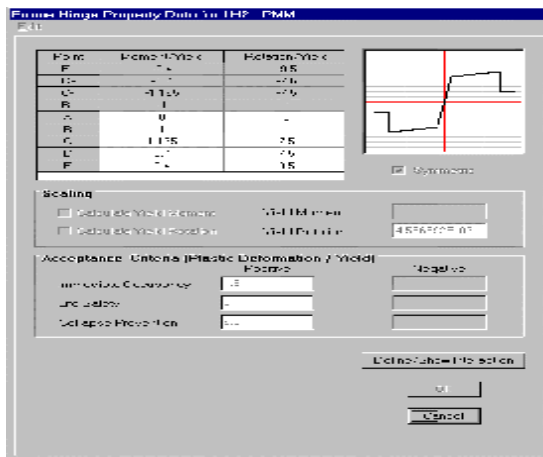


Figure:41 step 4: Defining hinge properties

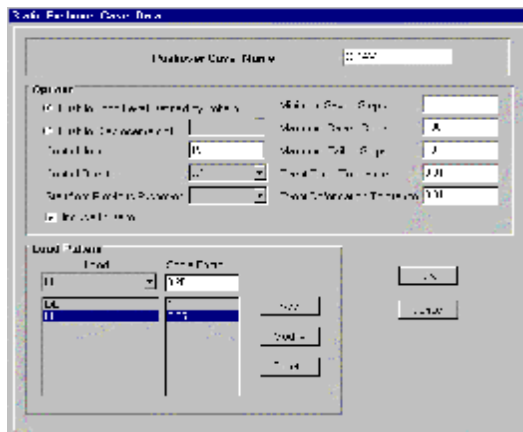


Figure42 step 5: define static pushover case

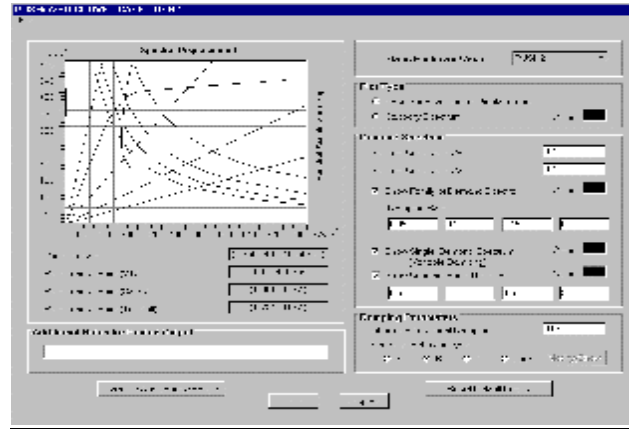


Figure 45: step 8: capacity spectrum for pushover load

PUSHOVER CAPACITY, DEMAND COMPARISON

| Step | Ux (") | Uy (") | Rd (") | Rd (") | Rd (") | Ux (") | Uy (") | DRP10 | PP10 |
|------|--------|--------|-----------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|
| 0 | 0.156 | 0.050 | 4.002E-01 | 0.000 | 0.012 | 0.159 | 0.000 | 1.000 | 1.000 |
| 1 | 0.156 | 0.050 | 0.019 | 0.001 | 0.012 | 0.161 | 0.000 | 0.985 | 1.230 |
| 2 | 0.156 | 0.049 | 0.018 | 0.001 | 0.012 | 0.162 | 0.000 | 0.970 | 1.230 |
| 3 | 0.156 | 0.050 | 0.114 | 0.010 | 0.012 | 0.170 | 0.000 | 0.955 | 1.230 |
| 4 | 0.156 | 0.050 | 0.100 | 0.010 | 0.012 | 0.167 | 0.000 | 0.955 | 1.230 |
| 5 | 0.156 | 0.087 | 0.188 | 0.025 | 0.012 | 0.220 | 0.021 | 0.957 | 1.230 |
| 6 | 0.156 | 0.088 | 0.193 | 0.024 | 0.012 | 0.218 | 0.021 | 0.951 | 1.230 |
| 7 | 0.156 | 0.117 | 0.291 | 0.040 | 0.012 | 0.210 | 0.022 | 0.952 | 1.234 |
| 8 | 0.156 | 0.136 | 0.350 | 0.055 | 0.012 | 0.215 | 0.022 | 0.951 | 1.234 |
| 9 | 0.002 | 0.135 | 0.001 | 0.000 | 0.012 | 0.000 | 0.000 | 0.950 | 1.230 |
| 10 | 0.001 | 0.101 | 0.001 | 0.000 | 0.012 | 0.000 | 0.000 | 0.948 | 1.232 |
| 11 | 0.000 | 0.161 | 0.000 | 0.000 | 0.012 | 0.000 | 0.000 | 0.947 | 1.230 |
| 12 | 0.016 | 0.107 | 0.000 | 0.000 | 0.012 | 0.016 | 0.000 | 0.943 | 1.260 |
| 13 | 0.018 | 0.098 | 0.000 | 0.000 | 0.012 | 0.018 | 0.000 | 0.940 | 1.254 |
| 14 | 0.010 | 0.077 | 0.000 | 0.000 | 0.012 | 0.010 | 0.000 | 0.938 | 1.230 |
| 15 | 0.006 | 0.041 | 0.000 | 0.000 | 0.012 | 0.006 | 0.000 | 0.944 | 1.234 |
| 16 | 0.133 | 0.050 | 0.013 | 0.001 | 0.012 | 0.137 | 0.001 | 0.931 | 1.233 |
| 17 | 0.161 | 0.047 | 0.010 | 0.001 | 0.012 | 0.161 | 0.000 | 0.929 | 1.230 |
| 18 | 0.201 | 0.052 | 0.000 | 0.000 | 0.012 | 0.200 | 0.000 | 0.927 | 1.233 |

figure46 step9: table for capacity spectrum

PUSHOVER CURVE

| Step | Displacement | Base Shear | R-1 | R-10 | I0-L5 | L5-CP | CP-C | C-D | C-E | E-DCRS |
|------|--------------|------------|-----|------|-------|-------|------|-----|-----|--------|
| 0 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 3 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 5 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 7 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 8 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 9 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 11 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 12 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 13 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 14 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 15 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 16 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 17 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 18 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 19 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 20 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 21 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Figure 47 step 10: table for pushover curve

l' application de l'analyse pushover à travers le logiciel SAP 2000 v.11, sur les portiques étudiés nous à donner des résultats en terme de séquence de rotulation, déplacement, courbe de capacité,...etc. présenté dans la suite du travail.

Chapitre: V

Chapitre: V

Présentation et analyse des résultats

V- Présentation des résultats:

F On a trois (03) portiques (R+1),(R+2),(R+3).

F Les coffrages et ferrillages respectent les clauses et exigences du règlement parasismique algérien RPA.

L'analyse pushover a été conduite en poussant les structures jusqu'à ce qu'elles atteignent un déplacement en tête égal à 1%

V-1-Séquences de rotulation :

Illustration graphique du développement des rotules plastiques au niveau des éléments dissipatives d'énergie :

V-1-1Rigidité non fissurée :

a- Portique 1 :

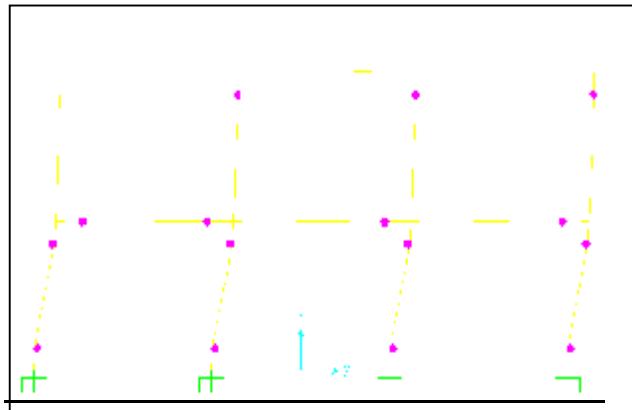


Figure50 Séquences de rotulation (R+1)

Apparition des rotules en tête des poteaux.

(R+1) structure ramassée peu déformable.

Mécanisme mixte

b- Portique 2 :

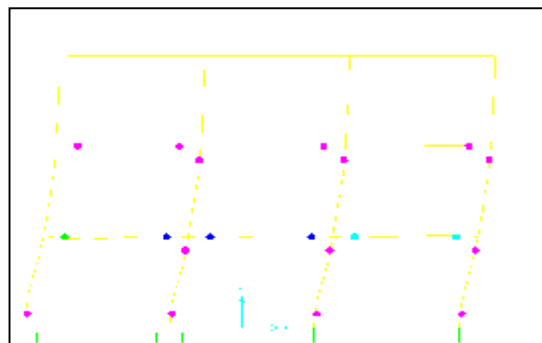


Figure 51 : Séquences de rotulation (R+2)

-mécanisme mixte

- Développement des rotules au premier lieu dans les poutres extrêmes et base des poteaux du premier niveau puis passent en tête,
- On enregistre une migration des rotules en tête de poteaux avec formation d'un niveau soft(RDC).
- Apparition des rotules LS (limitation exigée par le code algérien).

c- Portique 3 :

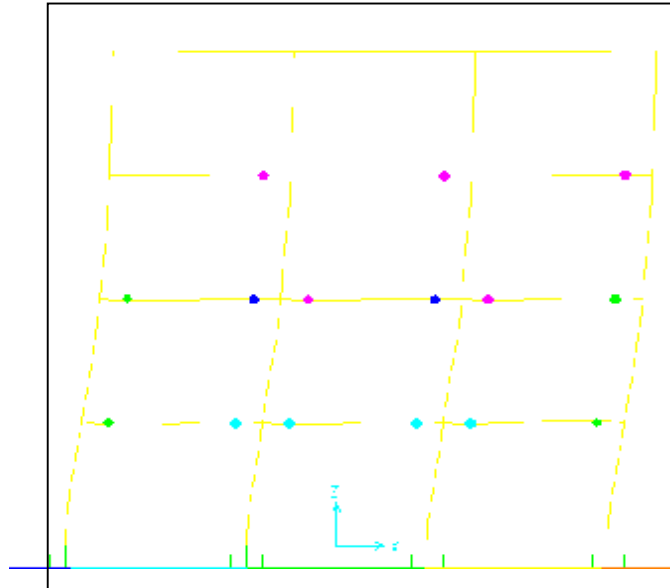


Figure 52 :Séquences de rotulation (R+3)

Les rotules du type LS et CP apparaissent aux poutres du premier niveau ;
 Mécanisme devient plus généreux(rotules en pied de poteaux du RDC)
 Développement des rotules plastiques à l'extrémité des poutres des 3 niveaux

La figure suivante spécifie le type des rotules apparaît durant l'analyse push over



V-1-2- Rigidité fissurée :

a- Portique 1 :

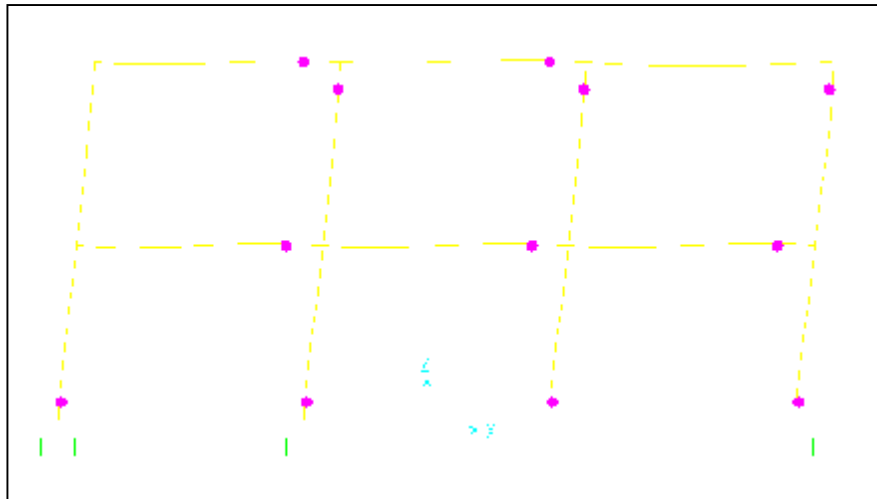


Figure 53 : Séquences de rotation (R+1)

Migration des rotules plastique en tête de poteaux (03)

Mécanisme mixte.

b- Portique 2 :

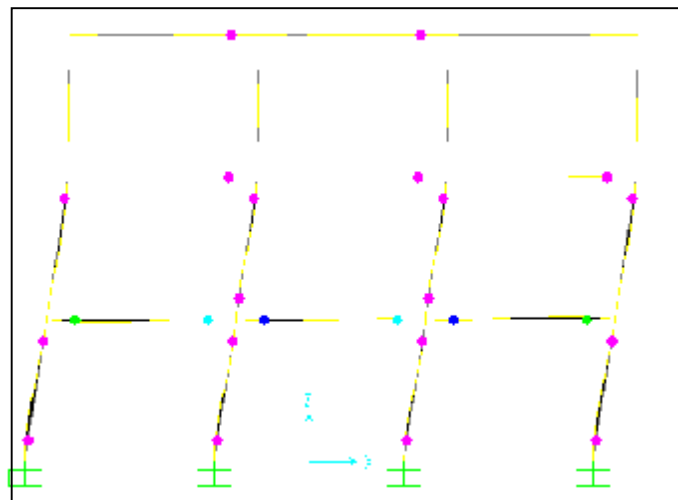


Figure 54 : Séquences de rotation (R+2)

Migration de rotules plastique en tête de poteaux (06)

Mécanisme mixte.

c- Portique 3 :

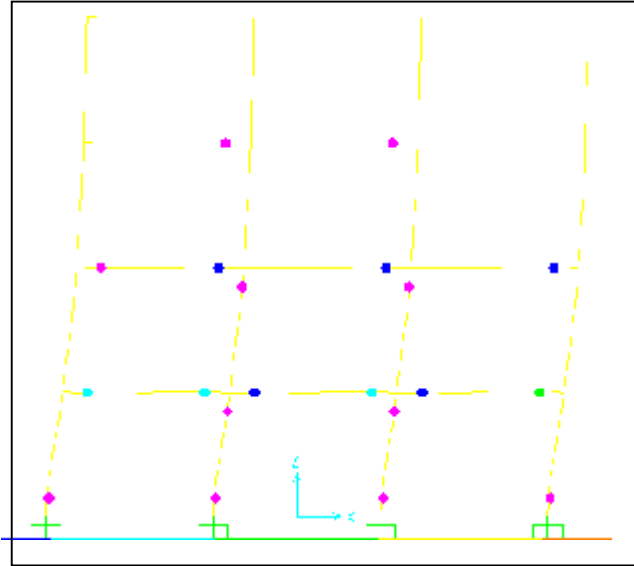


Figure 55 :Séquences de rotulation (R+3)

Aucune migration des rotules en tête de poteau n'est enregistrée

Mécanisme généreux

L'introduction de la rigidité fissurée dans l'analyse a modifié les résultats.

Une comparaison entre les deux cas de figures nous permet de dire que le type des rotules et la manière dont ils se développent est modifié et donc on aura deux estimations différentes

Réduction de nombre de rotules qui ont migrées en tête de poteaux.

V-1-3 Capacité de résistance et capacité de déformation

a- capacité de déformation (Déplacement en tête) :

Les déplacements en tête ont été enregistrés lorsque LS est atteint c'est-à-dire lorsque les rotules d'un même niveaux ont atteint LS ou lorsque un niveau soft est formé.

Le déplacement capacité est fixé à 1%H (déformation garantie par le code)

Rigidité Non fissurée :

| Portique : | Déplacement D | Déplacement C | $\frac{C_d}{D_d}$ |
|------------|---------------|---------------|-------------------|
| 01 | 0,06 m | 0,06 m | 1 |
| 02 | 0,09 m | 0,049m | 0,54 |
| 03 | 0,12 m | 0,054m | 0,45 |

Rigidité fissurée :

| Portique : | Déplacement D | Déplacement C | $\frac{C_d}{D_d}$ |
|------------|---------------|---------------|-------------------|
| 01 | 0,06 m | 0,06m | 1 |
| 02 | 0,09 m | 0,07m | 0,77 |
| 03 | 0,12 m | 0,087m | 0,65 |

Tableau 18 : Déplacement en tête

b-Capacité de résistance(effort tranchant de base)

Valeurs obtenues par la courbe de capacité fournit par l'analyse pushover

a- structures initiales :

| | $V_{capacité}$ | $V_{demande}$ | Obs $\frac{V_c}{V_d}$ |
|-------|----------------|---------------|-----------------------|
| (R+1) | 69,43 | 72,03 | 0,97 |
| (R+2) | 104,40 | 110,97 | 0,94 |
| (R+3) | 118,14 | 150,03 | 0,78 |

On remarque qu pour les trois cas de figure, la demande en terme de l'effort tranchant de base dépasse la capacité fournit par les structures,

Le dépassement de la demande s'aggrave avec l'augmentation de nombre d'étages.

La demande en terme de déplacement est nettement supérieure à la capacité du déplacement sauf que cette capacité se voit améliorée si la rigidité fissurée est considérée.

Le calcul avec la rigidité fissurée a donné des déplacements supérieurs à ceux du rigidité non fissurée. comme le montre le tableau suivant ;

| Gain en déplacement | (R+1) | (R+2) | (R+3) |
|----------------------|-------|-------|-------|
| $\frac{d_F}{d_{NF}}$ | 1 | 1,43 | 1,61 |

V-1-4-Etapes de formation des rotules plastiques :

Portique (R+1) rigidité non fissurée :

| <i>Step</i> | <i>Elément</i> | <i>Nombre de rotules</i> | <i>Type de rotule</i> |
|-------------|----------------|--------------------------|-----------------------|
| 1 | Pot | 1 | B |
| | pout | 0 | / |
| 2 | Pot | 3 | B |
| | pout | 3 | B |
| 3 | Pot | 5 | B |
| | pout | 3 | B |
| 4 | Pot | 6 | B |
| | pout | 3 | B |
| 5 | Pot | 9 | B |
| | pout | 4 | B |
| 6 | Pot | 11 | B |
| | pout | 4 | B |
| 7 | Pot | 11 | B |
| | pout | 4 | B |
| 8 | Pot | 11 | B |
| | pout | 4 | B |
| 9 | Pot | 11 | B |
| | pout | 4 | B |
| 10 | Pot | 11 | B |
| | pout | 4 | B |

Portique (R+1) rigidité fissurée :

| <i>step</i> | <i>Elément</i> | <i>Nombre de rotules</i> | <i>Type de rotule</i> |
|-------------|----------------|--------------------------|-----------------------|
| 1 | Pot | 1 | B |
| | pout | 0 | / |
| 2 | Pot | 1 | B |
| | pout | 2 | B |
| 3 | Pot | 3 | B |
| | pout | 5 | B |
| 4 | Pot | 5 | B |
| | pout | 5 | B |
| 5 | Pot | 5 | B |
| | pout | 5 | B |
| 6 | Pot | 5 | B |
| | pout | 5 | B |
| 7 | Pot | 5 | B |
| | pout | 5 | B |
| 8 | Pot | 6 | B |
| | pout | 5 | B |
| 9 | Pot | 6 | B |
| | pout | 5 | B |
| 10 | Pot | 7 | B |
| | pout | 5 | B |

Portique (R+2) rigidité non fissurée :

| <i>step</i> | <i>Elément</i> | <i>Nombre de rotules</i> | <i>Type de rotule</i> |
|-------------|----------------|--------------------------|-----------------------|
| 1 | pot | 0 | / |
| | pout | 2 | B |
| 2 | pot | 2 | B |
| | pout | 3 | B |
| 3 | pot | 4 | B |
| | pout | 4 | B |
| 4 | pot | 6 | B |
| | pout | 5 | 4B / 1 IO |
| 5 | pot | 7 | B |
| | pout | 6 | 5B / 1 IO |
| 6 | pot | 10 | B |
| | pout | 10 | 4B / 3IO / 2 LS / 1CP |
| 7 | pot | 11 | B |
| | pout | 10 | 3B / 3IO / 3 LS/ 1CP |
| 8 | pot | 11 | B |
| | pout | 10 | 3B / 1IO / 1 LS/ 5 CP |
| 9 | pot | 11 | B |
| | pout | 10 | 2B / 2IO / 6 CP |
| 10 | pot | 11 | B |
| | pout | 10 | 2B / 2IO / 4CP / 2 C |
| 11 | pot | 11 | B |
| | pout | 10 | 2B / 2IO / 4CP / 2 C |
| 12 | pot | 11 | B |
| | pout | 10 | 2B / 2IO / 4CP / 2 C |
| 13 | pot | 11 | B |
| | pout | 10 | 2B / 2IO / 3CP / 3c |

Portique (R+2) rigidité fissurée :

| <i>step</i> | <i>Elément</i> | <i>Nombre de rotules</i> | <i>Type de rotule</i> |
|-------------|----------------|--------------------------|------------------------|
| 1 | pot | 0 | / |
| | pout | 1 | B |
| 2 | pot | 2 | B |
| | pout | 3 | B |
| 3 | pot | 4 | B |
| | pout | 5 | B |
| 4 | pot | 8 | B |
| | pout | 6 | B |
| 5 | pot | 11 | B |
| | pout | 7 | 4 B / 3 IO |
| 6 | pot | 14 | B |
| | pout | 7 | 3 B / 2 IO / 1 LS |
| 7 | pot | 14 | B |
| | pout | 7 | 3 B / 3 IO / 1 LS |
| 8 | pot | 14 | B |
| | pout | 10 | 6 B / 2 IO / 1LS/ 1 CP |
| 9 | pot | 14 | B |
| | pout | 11 | 7 B / 1 IO / 1LS/ 2 CP |
| 10 | pot | 14 | B |
| | pout | 11 | 5 B / 2 IO / 2LS/ 2 CP |
| 11 | pot | 14 | B |
| | pout | 11 | 5 B / 2 IO / 1LS/ 3CP |

Portique (R+3) rigidité non fissurée :

| <i>step</i> | <i>Elément</i> | <i>Nombre de rotules</i> | <i>Type de rotule</i> |
|-------------|----------------|--------------------------|----------------------------|
| 1 | pot | 0 | / |
| | pout | 0 | / |
| 2 | pot | 0 | / |
| | pout | 1 | B |
| 3 | pot | 0 | / |
| | pout | 4 | 3B / 1IO |
| 4 | pot | 0 | / |
| | pout | 7 | 5B / 2 CP |
| 5 | pot | 0 | / |
| | pout | 8 | 3B / 3 IO / 2 CP |
| 6 | pot | 0 | / |
| | pout | 10 | 5B / 3 IO / 2 CP |
| 7 | pot | 2 | B |
| | pout | 13 | 5B / 4 IO / 2 CP / 2 LS |
| 8 | pot | 3 | B |
| | pout | 15 | 6B / 4 IO / 2LS/ 3 CP / |
| 9 | pot | 6 | B |
| | pout | 15 | 5B / 4 IO / 4LS/ 4 CP / |
| 10 | pot | 6 | B |
| | pout | 15 | 3B / 4 IO / 7 CP / 1C |
| 11 | pot | 6 | B |
| | pout | 15 | 3B / 3 IO / 1 LS 6 CP / 2C |
| 12 | pot | 6 | B |
| | pout | 15 | 3B / 1 IO / 3LS 6 CP / 2C |
| 13 | pot | 6 | B |
| | pout | 15 | 3B / 4LS/ 6 CP / 2C |
| 14 | pot | 6 | B |
| | pout | 15 | 3B / 4LS/ 6 CP / 2C |

| | | | |
|-----------|------|----|----------------------|
| 15 | pot | 6 | B |
| | pout | 15 | 3B / 4LS/ 6 CP / 2C |
| 16 | pot | 8 | B |
| | pout | 15 | 2B / 1IO/ 10 CP / 2C |
| 17 | pot | 8 | B |
| | pout | 15 | 3B / 1IO/ 10 CP / 2C |
| 18 | pot | 8 | B |
| | pout | 15 | 3B / 1IO/ 10 CP / 2C |
| 19 | pot | 9 | B |
| | pout | 16 | 3B / 1IO/ 9CP / 3C |
| 20 | pot | 10 | B |
| | pout | 16 | 3B / 1IO/ 8CP / 4C |
| 21 | pot | 11 | B |
| | pout | 16 | 3B / 1IO/ 6CP / 6C |

Portique (R+3) rigidité fissurée :

| <i>step</i> | <i>Elément</i> | <i>Nombre de rotules</i> | <i>Type de rotule</i> |
|-------------|----------------|--------------------------|-----------------------|
| 1 | Pot | 0 | / |
| | pout | 0 | / |
| 2 | Pot | 0 | / |
| | pout | 1 | B |
| 3 | Pot | 0 | / |
| | pout | 6 | B |
| 4 | Pot | 2 | B |
| | pout | 10 | / |
| 5 | Pot | 4 | B |
| | pout | 12 | 7B / 3IO |
| 6 | Pot | 6 | B |
| | pout | 13 | 7B / 5IO / 1 LS |
| 7 | Pot | 6 | B |

| | | | |
|----|------|----|-----------------------|
| | pout | 13 | 6B / 4IO / 3 LS |
| 8 | Pot | 6 | B |
| | pout | 15 | 6B / 6IO / 2 LS / 1CP |
| 9 | Pot | 6 | B |
| | pout | 15 | 6B / 5IO / 3 LS / 1CP |
| 10 | Pot | 6 | B |
| | pout | 15 | 6B / 5IO / 3 LS / 1CP |

V-1-5- Courbes de capacité :

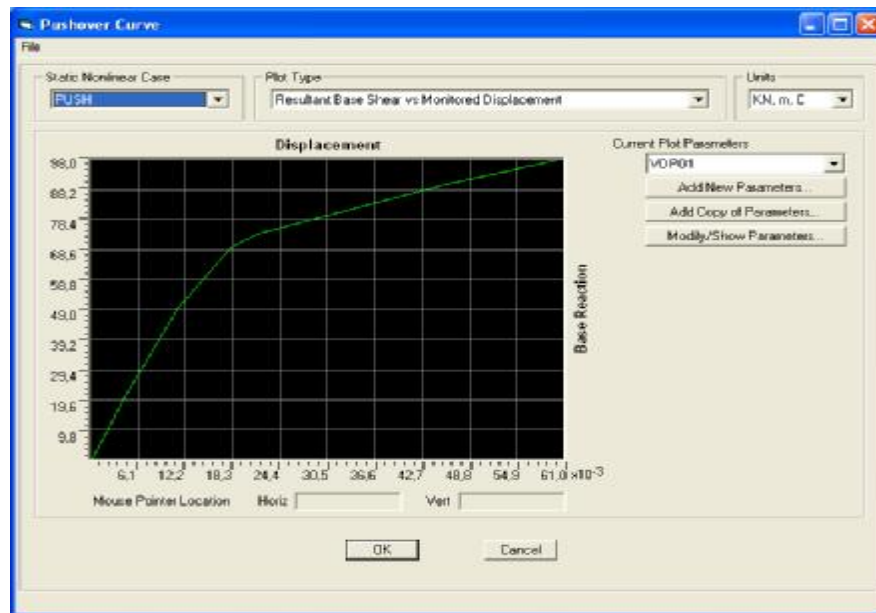


Figure56 : courbe de capacité R+1

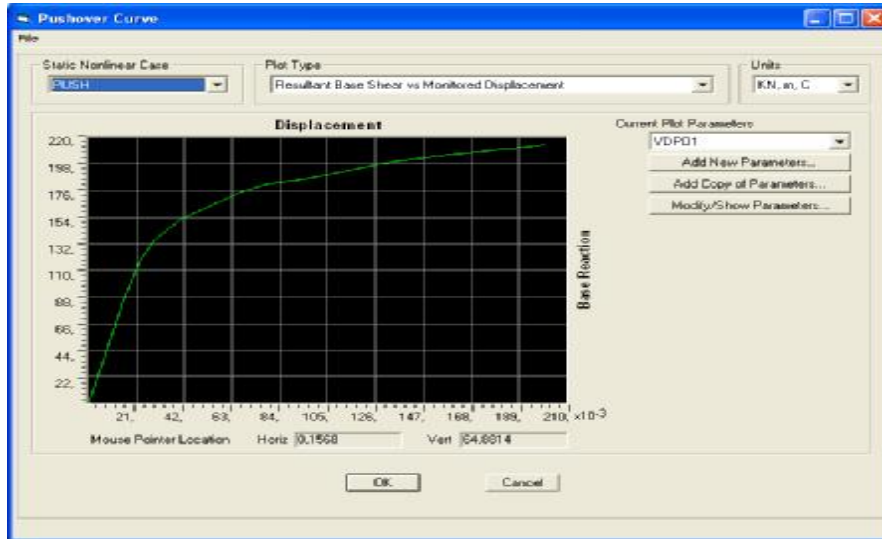


Figure 57: courbe de capacité R+2

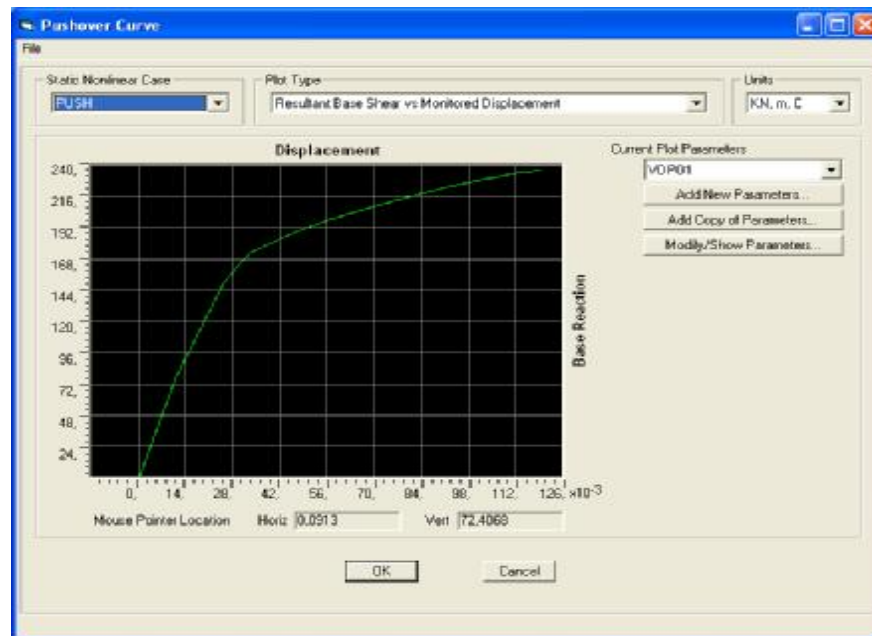


Figure 58 : courbe de capacité R+3

V-1-6- Discussion:

L'application de la méthode Push-Over nous a permis de suivre le comportement de la structure au-delà du domaine élastique et cela en suivant l'histoire de formation des rotules plastiques dès son apparition à n'importe quel élément structurel.

- i- On peut au premier lieu remarquer que la différence des résultats entre les portiques étudiés avec une rigidité fissurée avec ceux analysés avec une rigidité non fissurée.
S'accentue fonction du nombre d'étages.
- ii- Pour le (R+1) la première rotule apparaisse en tête du poteau puis en pied avant qu'elle passe aux poutres et avec chaque pas de l'analyse le nombre des rotules augmente sans que le type change : toujours de type « B ».
- iii- Pour le (R+2) la première rotule de type « B » apparaisse au niveau des poutres d'extrémités , l'étape suivante nous donne des rotules de type « B » en tête et pieds des poteaux, cette fois à chaque pas de l'analyse le nombre des rotules augmente et le type change .les autres types apparaissent : IO puis LS, la première rotule de type CP apparaît aux poutres ,ici on remarque qu'en poteaux les rotules restent toujours de type « B » .En poussant l'analyse on enregistre des rotules de type « C » en poutres, On a un mécanisme de ruine au niveau des poutres RDC en notant toujours des rotules « B » au niveau des poteaux.
- iv- En ce qui concerne le (R+3) la première rotule est du type « B » enregistrée au niveau des poutres d'extrémités
La différence des résultats entre R fissurée et R non fissurée est remarquable et donc peut modifier le comportement réel de la structure ceci confirme l'exigence d'en tenir dans la phase de modélisation de la structure.
Lorsque les poutres sont considérées le nombre des rotules augmente et le type passe de « B » à « IO » et on n'a enregistré aucune rotule jusqu'à ce que cette dernière passe au type « CP » , cependant pour le cas des poteaux la nature des rotules reste toujours de type « B »
Le mécanisme enregistré favorise l'apparition des rotules plastiques, aux extrémités des poutres (après apparition des rotules à la base des poteaux) conduisant ainsi à une meilleure dissipation d'énergie
Ceci pourra être attribué à la flexibilité qui augmente avec le nombre de niveaux accentuant le comportement structurel de type flexionnel, amenant la structure à profiter de la redondance hyperstatique..

Récapitulatif :

- La dissipation d'énergie se fait à travers les poutres jusqu'à la ruine .
- On arrive à la ruine sans que le déplacement relatif atteigne sa valeur minimale préconisée par le code RPA supposée assurant le niveau Life Safety (LS).
- La capacité de résistance et la capacité de déformation est inférieure à la demande et cela est constatable à travers les courbes de capacités fournies par l'analyse Push-Over faite par le SAP non linéaire.

Constat :

- Ici on a une question qui se pose :
Comment rendre cette structure apte à répondre aux exigences recommandées en terme de résistance et de déformation ?
Pour ce , l'opération de renforcement s'impose

Conclusion :

- L'introduction de la notion de rigidité fissurée nous permet de s'approcher du comportement réel des structures soit en résistance ou en ductilité.
- La faible résistance à la compression du béton (poteaux) à rendre la structure fragile et le mécanisme de ruine dominant est mixte créant par moment des niveaux soft. (R+1 ; R+2)
- On enregistre des rotules CP et même C avant d'atteindre le déplacement supposé garanti par la structure.
- l'effort tranchant capacité est moins que la demande donc on a un manque en terme de capacité de résistance.
- Les résultats de l'analyse pushover nous permettent de juger la nécessité de renforcement pour pouvoir satisfaire les deux critères de performance :
Ductilité __ Résistance.

V-2- Résultats pour la structure renforcée par gainage en BA : e =15 Cm

V-2-1-Séquence de rotation : Portique (R+1) :

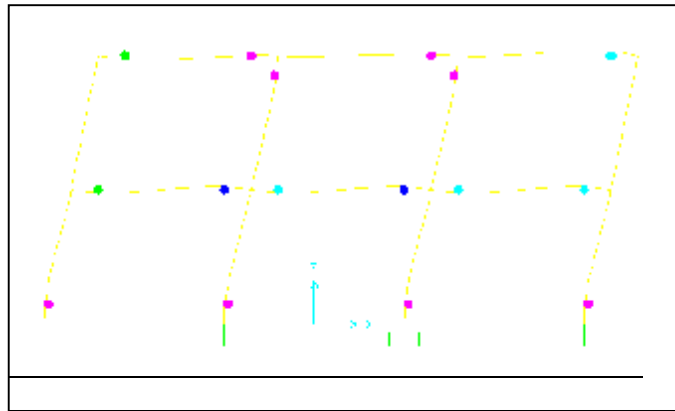


Figure 59 :Séquences de rotation (R+1)

Portique (R+2) :

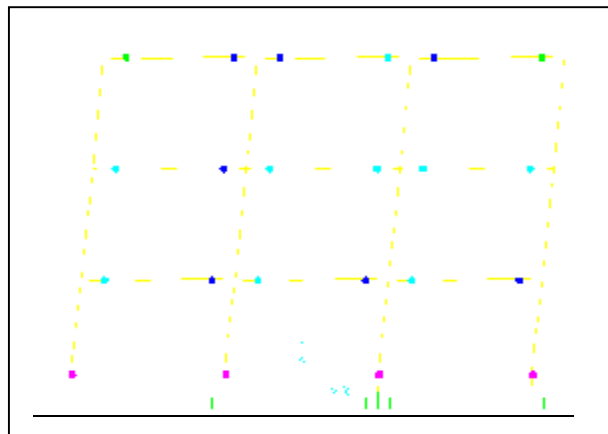


Figure 60 :Séquences de rotation (R+2)

Portique (R+3):

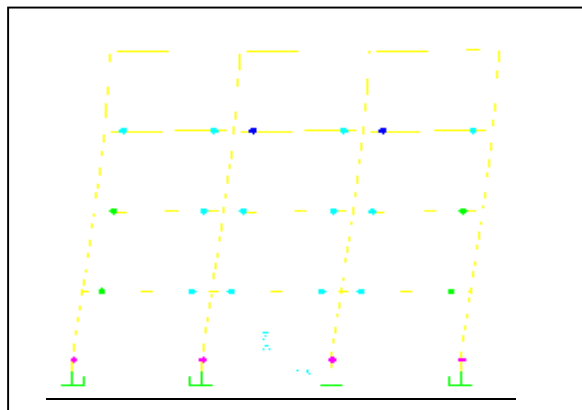


Figure 61 :Séquences de rotulation (R+3)

V-2-2 Capacité de résistance et capacité de déformation

a- capacité de déformation (Déplacement en tête) :

(e=15 Cm):

| Portique : | Déplacement en tête : | Demande en déplacement : | $\frac{C_d}{D_d}$ |
|------------|-----------------------|--------------------------|-------------------|
| R+1 | 0.066 m | 0.06m | 1 |
| R+2 | 0 ,082m | 0.09m | 1 |
| R+3 | 0.094m | 0.12m | 0,78 |

- La capacité de déplacements pour les portiques renforcés par gainage en BA est égal ou légèrement inférieure à la demande préconisée par le RPA 99 .

b- Capacité de résistance(effort tranchant de base)

a- **structure renforcée par gainage en béton armé** : $e = 15Cm$

| | A | D | Q | R | W(KN) | V(KN) |
|-------|------|------|------|---|--------|--------|
| (R+1) | 0,15 | 2,38 | 1,20 | 5 | 962,4 | 86,61 |
| (R+2) | 0,15 | 2,38 | 1,20 | 5 | 1368 | 123,12 |
| (R+3) | 0,15 | 2,38 | 1,20 | 5 | 1881,6 | 170,0 |

| | $V_{capacité}$ | $V_{demande}$ | Obs $\frac{V_c}{V_d}$ |
|-------|----------------|---------------|-----------------------|
| (R+1) | 125,15 | 86,61 | 1,44 |
| (R+2) | 275,25 | 123,12 | 2,2 |
| (R+3) | 430,03 | 170,0 | 2,52 |

V-2-3--Etapes de formation des rotules plastiques :

Portique (R+1)

| <i>step</i> | <i>Elément</i> | <i>Nombre de rotules</i> | <i>Type de rotule</i> |
|-------------|----------------|--------------------------|-----------------------|
| 1 | Pot | 0 | / |
| | pout | 0 | / |
| 2 | Pot | 1 | B |
| | pout | 0 | / |
| 3 | Pot | 4 | B |
| | pout | 1 | B |
| 4 | Pot | 4 | B |
| | pout | 4 | B |
| 5 | Pot | 4 | B |
| | pout | 6 | B |
| 6 | Pot | 5 | B |
| | pout | 6 | B |
| 7 | Pot | 5 | B |
| | pout | 8 | 3B /1IO |
| 8 | Pot | 6 | B |
| | pout | 9 | 7B /2IO |
| 9 | Pot | 6 | B |
| | pout | 10 | 8B /2IO |
| 10 | Pot | 6 | B |
| | pout | 10 | 7B /3IO |
| 11 | Pot | 6 | B |
| | Pout | 10 | 3B /7IO |
| 12 | Pot | 6 | B |
| | Pout | 10 | 2B /8IO |
| 13 | Pot | 6 | B |
| | Pout | 10 | 2B /4IO/4LS |
| 14 | Pot | 6 | B |
| | Pout | 10 | 2B /3IO/5LS |
| 15 | Pot | 6 | B |
| | Pout | 10 | 2B /2IO/3LS/2CP |

Portique (R+2)

| <i>step</i> | <i>Elément</i> | <i>Nombre de rotules</i> | <i>Type de rotule</i> |
|-------------|----------------|--------------------------|-----------------------|
| 1 | pot | 0 | / |
| | pout | 1 | B |
| 2 | pot | 0 | / |
| | pout | 8 | B |
| 3 | pot | 3 | B |
| | pout | 9 | B |
| 4 | pot | 4 | B |
| | pout | 9 | B |
| 5 | pot | 4 | B |
| | pout | 13 | 12B / 1IO |
| 6 | pot | 4 | B |
| | pout | 16 | 15B / 1IO |
| 7 | pot | 4 | B |
| | pout | 17 | 16B / 1IO |
| 8 | pot | 4 | B |
| | pout | 18 | 12B / 5IO / 1LS |
| 9 | pot | 4 | B |
| | pout | 18 | 7IO / 2 LS / 2CP |
| 10 | pot | 4 | B |
| | pout | 18 | 5 LS / 13CP |
| 11 | pot | 4 | B |
| | pout | 18 | 18CP |
| 12 | pot | 4 | B |
| | pout | 18 | 16CP / 2 C |
| 13 | pot | 4 | B |
| | pout | 18 | 16CP / 2 C |
| 14 | pot | 4 | B |
| | pout | 18 | 14CP / 4C |
| 15 | pot | 4 | B |
| | pout | 18 | 13CP / 5 C |

| | | | |
|-----------|-------------|---------|----------------|
| 16 | pot pout | 4 18 | B 12CP /6C |
| 17 | pot pout | 4 18 | B 9CP /9C |
| 18 | pot pout | 4 18 | B 8CP /10 C |
| 19 | pot pout | 4 18 | B 6CP /12 C |

Portique (R+3)

| <i>step</i> | <i>Elément</i> | <i>Nombre de rotules</i> | <i>Type de rotule</i> |
|-------------|----------------|--------------------------|---------------------------|
| 1 | pot pout | 0 1 | / B |
| 2 | pot pout | 0 9 | / B |
| 3 | pot pout | 1 12 | B 8B / 4IO |
| 4 | pot pout | 0 14 | / 4B /9IO/ 1LS |
| 5 | pot pout | 4 16 | B 6B / 9 IO /1LS |
| 6 | pot pout | 4 18 | B 4B / 10 IO /2LS/2 CP |
| 7 | pot pout | 4 18 | B 11 IO /3CP/ 4LS |
| 8 | pot pout | 4 18 | B 2 IO/12LS/ 4 CP |
| 9 | pot pout | 5 18 | B 5LS/ 13CP / |
| 10 | pot pout | 8 18 | B 14 CP /4LS |
| 11 | pot | 8 | B |

| | | | |
|-----------|------|----|--------------|
| | pot | 18 | 14 CP /4LS |
| 12 | pot | 8 | B |
| | pout | 18 | 4LS/14CP /1C |
| 13 | pot | 8 | B |
| | pout | 18 | 4LS/14CP /1C |
| 14 | pot | 8 | B |
| | pout | 18 | 4LS/13CP /2C |
| 15 | pot | 8 | B |
| | pout | 18 | 4LS/12CP /3C |
| 16 | pot | 8 | B |
| | pout | 18 | 4LS/10CP /4C |
| 17 | pot | 8 | B |
| | pout | 18 | 4LS/8CP /6C |
| 18 | pot | 8 | B |
| | pout | 18 | 4LS/7CP /7C |
| 19 | pot | 8 | B |
| | pout | 18 | 4LS/6CP /8C |
| 20 | pot | 8 | B |
| | pout | 18 | 4LS/5CP /9C |

V- 2-4-- Analyse des résultats :

L'application de la méthode Push-Over nous a permis de suivre le comportement de la structure au-delà du domaine élastique et cela en suivant l'histoire de formation des rotules plastiques dès son apparition à n'importe quel élément structurel

On peut remarquer au premier lieu l'augmentation du nombre des étapes du push que la structure peut parcourir avant d'atteindre la ruine comparativement à ceux enregistrés pour la structure initiale.

Pour le (R+1) la première rotule apparaisse en tête du poteau puis en pied avant qu'elle passe aux poutres et avec chaque pas de l'analyse le nombre des rotules augmenter sans que le type change : toujours de type « B » donc la dissipation d'énergie ce fait à travers les poutres.

v- Pour le (R+2) la première rotule de type « B » apparaisse au niveau des poutres d'extrémités , l'étape suivante nous donne des rotules de type « B » en tête et

pieds des poteaux,cette fois à chaque pas de l'analyse le nombre des rotules augmente et le type change .les autres types apparaissent : IO puis LS, la première rotule de type CP apparaît aux poutres , on remarque que les rotules des poteaux les rotules restent toujours de type « B » .en poussant l'analyse on enregistre des rotules de type « C » en poutres, on a un mécanisme de ruine au niveau des poutres RDC en notant toujours des rotules « B » au niveau des poteaux.

- vi- En ce qui concerne le (R+3) la première rotule est du type « B » enregistrée au niveau des poutres d'extrémités, puis passent en base des poteaux jusqu'à ce que cette dernière passe au type « CP » en poutres.en poteaux et jusqu'à la ruine elle reste de type « B » Le mécanisme de ruine se forme en poutres.

Avec l'augmentation du nombre d'étage la possibilité de redistribution des moments augmente et l'histoire de formation des rotules devient un vrai miroir du comportement post-élastique de la structure en passant des rotules IO et LS jusqu'à CP et C

V-2-5- Courbe de capacité :

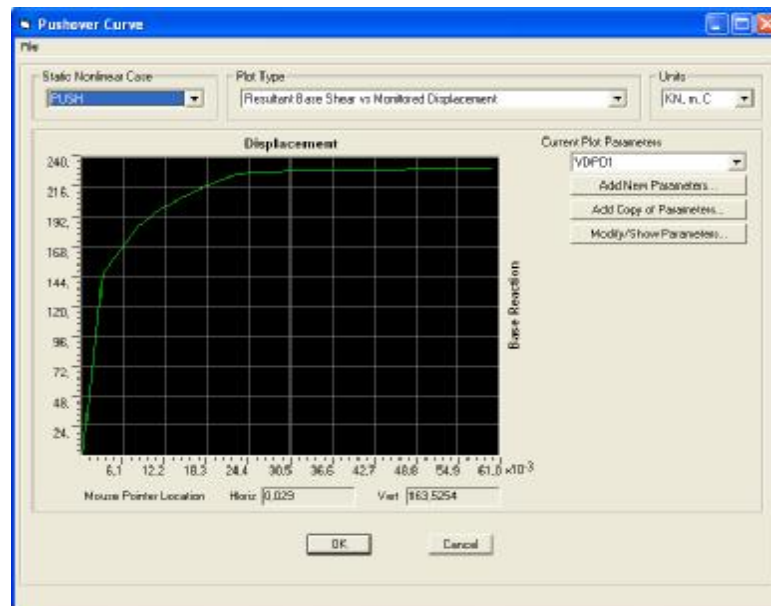


Figure58_:Courbe de capacité (R+1) renforcée par gainage en BA

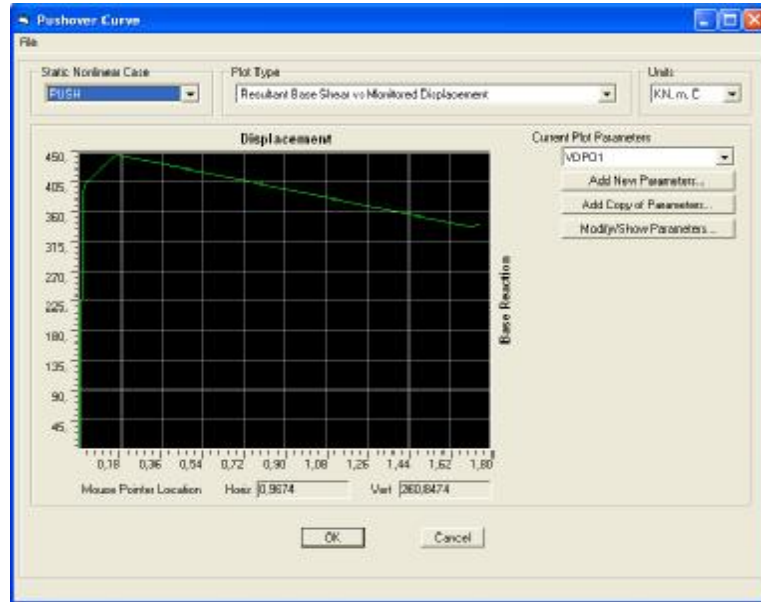


Figure59 : Courbe de capacité (R+2) renforcée par gainage en BA

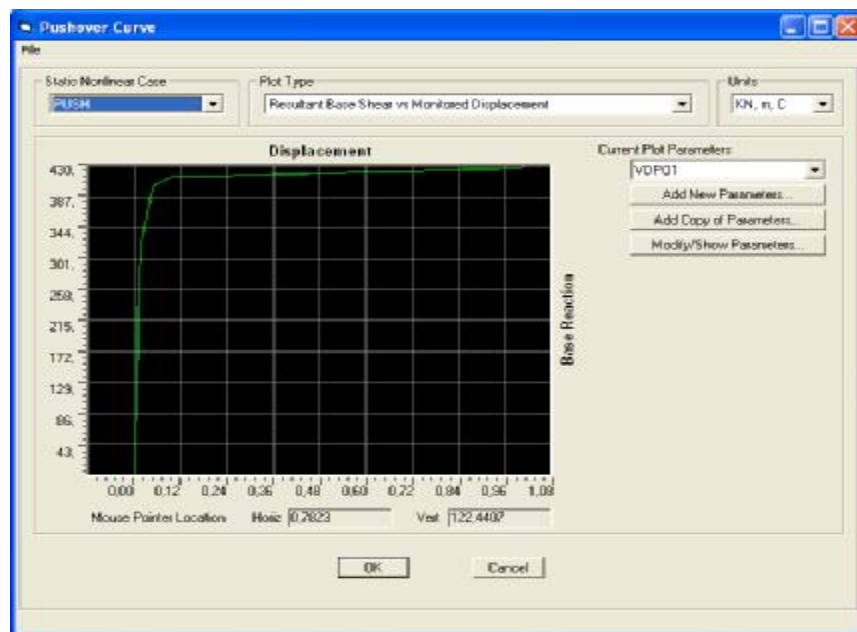


Figure60 : Courbe de capacité (R+3) renforcée par gainage en BA

Conclusion :

* La solution de renforcement par gainage traditionnel en BA a arrivée à corriger le problème de résistance et la nouvelle structure se comportes mieux

* La courbe de capacité nous montre que le déplacement augmente avec l'augmentation de l'effort tranchant de base jusqu' à une certaine valeur ou il descend progressivement (R+2) si non reste constant jusqu' à la ruine ; Alors la structure cesse de se déplacer .

V-3- Résultats pour la structure renforcée par gainage en BA e=7cm :

V-3-1-Séquence de rotulation :

Portique (R+1) :

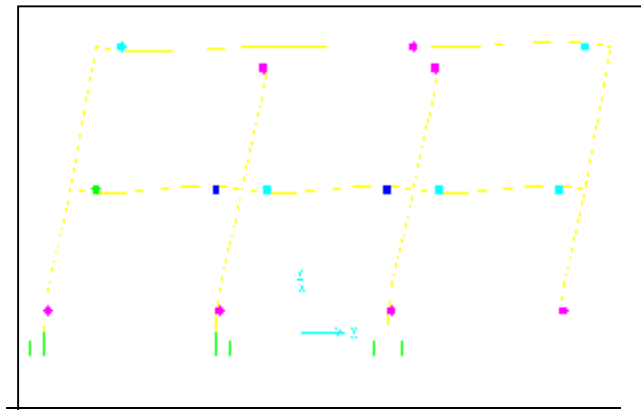


Figure 62 :Séquences de rotulation (R+1)

Portique (R+2) renforcé par gainage en B A :

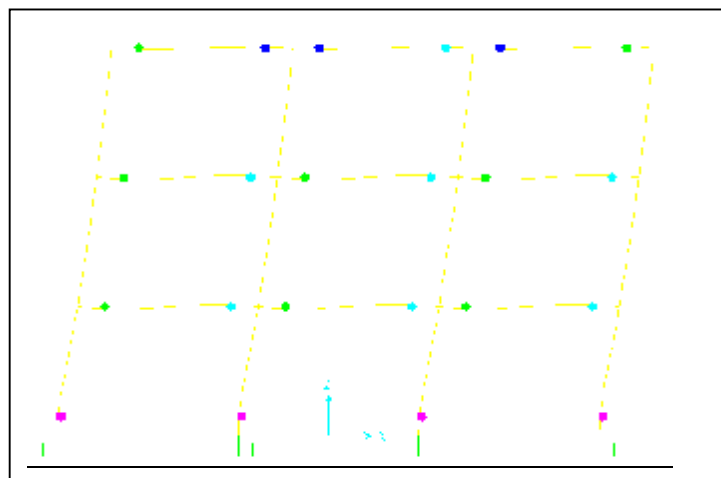


Figure 62 :Séquences de rotulation (R+2)

Portique (R+3) renforcé par gainage en B A :

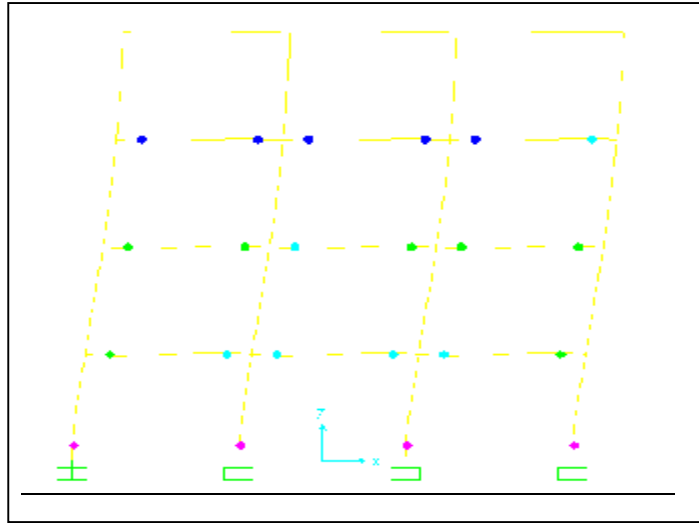


Figure 63 :Séquences de rotulation (R+3)

V-3-2 Capacité de résistance et capacité de déformation

a- capacité de déformation (Déplacement en tête) :

| Portique : | Déplacement en tête : | Demande en déplacement : | $\frac{C_d}{D_d}$ |
|------------|-----------------------|--------------------------|-------------------|
| R+1 | 0.06 m | 0.06m | 1 |
| R+2 | 0.089m | 0.09m | 1 |
| R+3 | 0.0102m | 0.12m | 0,85 |

- La capacité de déplacements pour les portiques renforcés par gainage en BA e = 7 Cm arrive plus au moins à satisfaire la demande en déplacement.

b-Capacité de résistance (effort tranchant de base)

structure renforcée par gainage en béton armé : $e = 7Cm$

| | A | D | Q | R | W(KN) | V(KN) |
|-------|------|------|------|---|---------|--------|
| (R+1) | 0,15 | 2,38 | 1,20 | 5 | 862,56 | 77,63 |
| (R+2) | 0,15 | 2,38 | 1,20 | 5 | 1326,24 | 151,67 |
| (R+3) | 0,15 | 2,38 | 1,20 | 5 | 1789,92 | 161,10 |

| | $V_{capacité}$ | $V_{demande}$ | Obs $\frac{Vc}{Vd}$ |
|-------|----------------|---------------|---------------------|
| (R+1) | 180 | 77,63 | 2,3 |
| (R+2) | 354,30 | 151,67 | 2,33 |
| (R+3) | 367,84 | 161,10 | 2,28 |

V-3-3--Etapes de formation des rotules plastiques :

a- Portique (R+1) renforcé par gainage en B A :

| <i>step</i> | <i>Elément</i> | <i>Nombre de rotules</i> | <i>Type de rotule</i> |
|-------------|----------------|--------------------------|-----------------------|
| 1 | Pot | 0 | / |
| | pout | 0 | / |
| 2 | Pot | 0 | / |
| | pout | 1 | B |
| 3 | Pot | 4 | B |
| | pout | 2 | B |
| 4 | Pot | 5 | B |
| | pout | 4 | B |
| 5 | Pot | 6 | B |
| | pout | 6 | B |
| 6 | Pot | 6 | B |
| | pout | 6 | 5B /1IO |
| 7 | Pot | 6 | B |
| | pout | 8 | 5B /3IO |
| 8 | Pot | 6 | B |

| | | | |
|-----------|------|----|-------------------|
| | pout | 9 | 2B /7IO |
| 9 | Pot | 6 | B |
| | pout | 9 | 1B /8IO |
| 10 | Pot | 6 | B |
| | pout | 9 | 1B /5IO /3LS |
| 11 | Pot | 6 | B |
| | Pout | 10 | 1B/3IO/5LS |
| 12 | Pot | 6 | B |
| | Pout | 10 | /1B /2IO/5LS /1CP |

Portique (R+2)

| <i>step</i> | <i>Elément</i> | <i>Nombre de rotules</i> | <i>Type de rotule</i> |
|-------------|----------------|--------------------------|-----------------------|
| 1 | pot | 0 | / |
| | pout | 1 | B |
| 2 | pot | 0 | / |
| | pout | 7 | B |
| 3 | pot | 3 | B |
| | pout | 12 | B |
| 4 | pot | 4 | B |
| | pout | 13 | B |
| 5 | pot | 4 | B |
| | pout | 15 | B |
| 6 | pot | 4 | B |
| | pout | 18 | 3B / 11IO/4LS |
| 7 | pot | 4 | B |
| | pout | 17 | / 3IO/7LS/8CP |
| 8 | pot | 6 | B |
| | pout | 18 | 2LS/16CP |
| 9 | pot | 6 | B |
| | pout | 18 | 15CP/1LS /2C |
| 10 | pot | 6 | B |
| | pout | 18 | 15CP/1LS /2C |
| 11 | pot | 6 | B |
| | pout | 18 | 4C/1LS/13CP |

| | | | |
|-----------|-------------|---------|--------------------|
| 12 | pot pout | 6 18 | B 16CP / 2 C |
| 13 | pot pout | 6 18 | B 16CP / 2 C |
| 14 | pot pout | 6 18 | B 1LS//9CP / 8C |

Portique (R+3)

| <i>step</i> | <i>Elément</i> | <i>Nombre de rotules</i> | <i>Type de rotule</i> |
|--------------------|-----------------------|---------------------------------|------------------------------|
| 1 | pot pout | 0 1 | / B |
| 2 | pot pout | 0 6 | / B |
| 3 | pot pout | 1 11 | B 9B / 2IO |
| 4 | pot pout | 0 16 | / 7B /6IO/ 2LS |
| 5 | pot pout | 3 18 | B 3B / 9 IO /3LS/3CP |
| 6 | pot pout | 4 18 | B 3B / 9 IO /3LS/3 CP |
| 7 | pot pout | 4 18 | B 1B/6 IO /4CP/ 7LS |
| 8 | pot pout | 4 18 | B 5 IO/6LS/ 7CP |
| 9 | pot pout | 4 18 | B 2IO/4LS/ 12CP / |
| 10 | pot pout | 4 18 | B 12CP /6LS |
| 11 | pot pout | 4 18 | B 1 C /2LS /15CP |
| 12 | pot | 6 | B |

| | | | |
|-----------|------|----|----------|
| | pot | 18 | 16CP /2C |
| 13 | pot | 8 | B |
| | pout | 18 | 16CP /2C |
| 14 | pot | 8 | B |
| | pout | 18 | 16CP /2C |
| 15 | pot | 8 | B |
| | pout | 18 | 15CP /3C |
| 16 | pot | 8 | B |
| | pout | 18 | 15CP /3C |
| 17 | pot | 8 | B |
| | pout | 18 | 13CP /5C |
| 18 | pot | 8 | B |
| | pout | 18 | 12CP /6C |
| 19 | pot | 8 | B |
| | pout | 18 | 11CP /7C |
| 20 | pot | 8 | B |
| | pout | 18 | 10CP /8C |

V-3-4 Courbe de capacité :

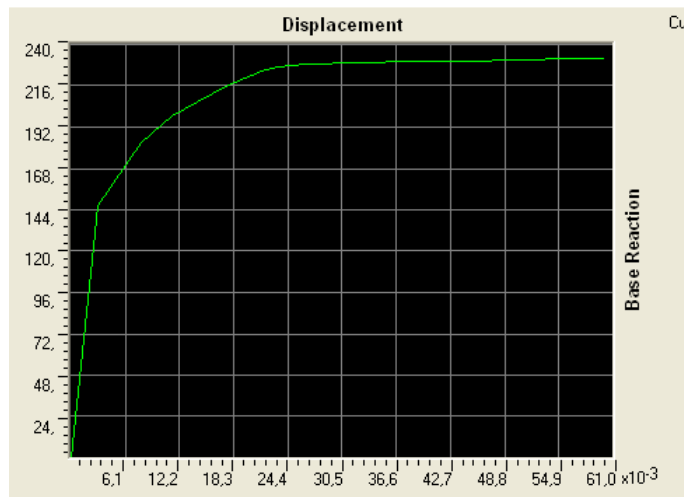


Figure64_: Courbe de capacité (R+1) renforcée par gainage en BA

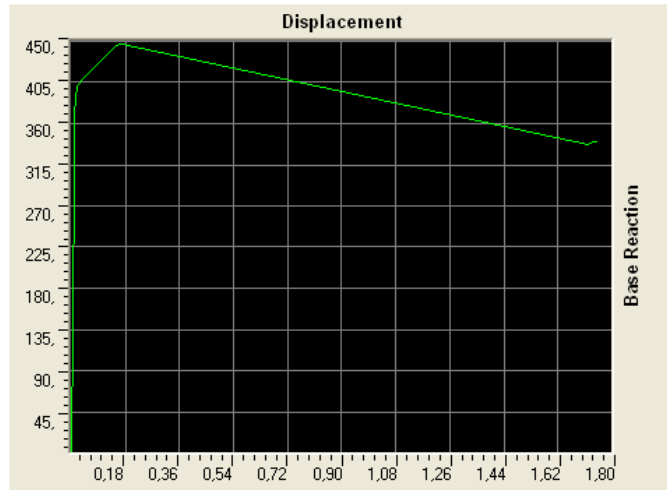


Figure65 :Courbe de capacité (R+2) renforcée par gainage en BA

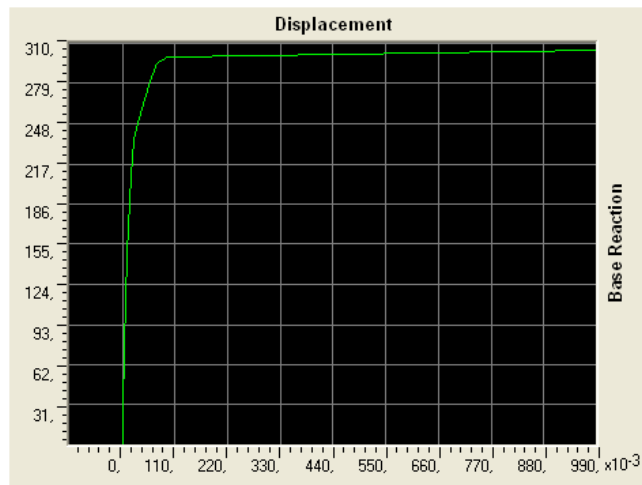


Figure66 :Courbe de capacité (R+3) renforcée par gainage en BA

Conclusion :

* La solution de renforcement par gainage en BA dont $e = 7$ Cm, arrivée à corriger le problème de résistance et la nouvelle structure et de déformation

.

* une amélioration remarquable comparativement à l'ancien gainage de 15Cm

* Le déplacement supposé assurant le niveau life safty LS dans le règlement RPA 99 est atteint par la gaine de 7 Cm

* Pour la structure renforcée par une gaine de 15 Cm ;l'augmentation considérable de la rigidité a freinée le déplacement en tête limitant ainsi la ductilité de la structure.

* La courbe de capacité nous montre que le déplacement augmente avec l'augmentation de l'effort tranchant de base jusqu' à une certaine valeur ou il descend progressivement (R+2)

* La prise en comte d'un seul critère de performance (rigidité) ramène à une mauvaise estimation du comportement structurel et doit au moins être accompagné d'un critère de ductilité (déformation).

V-4- Présentation des résultat pour la stucture renforcée par FRP :

V-4-1 Séquence de rotulation : Portique (R+1)

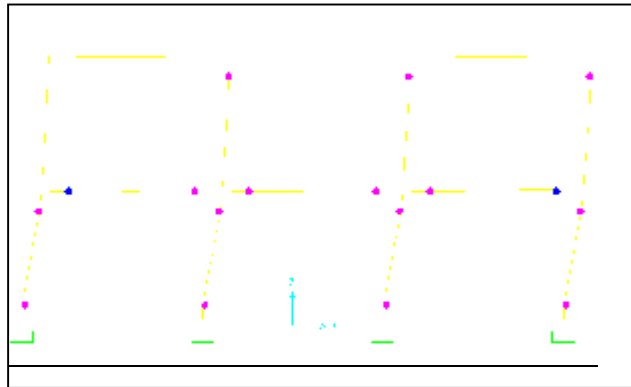


Figure 67 :Séquences de rotulation (R+1)

Portique (R+2)

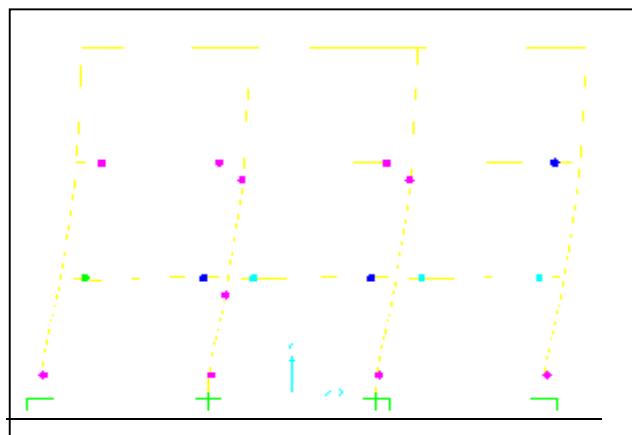


Figure 68 :Séquences de rotulation (R+2)

Portique (R+3)

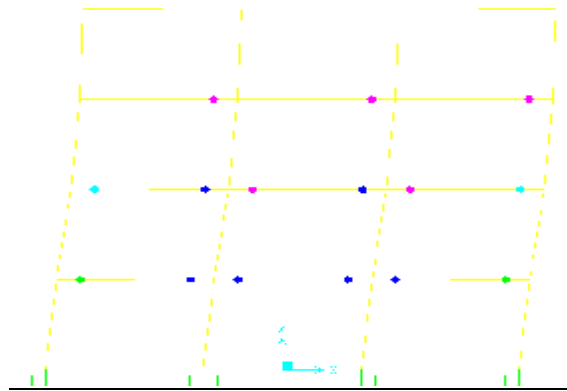


Figure 69 :Séquences de rotulation (R+3)

V-4-2 Capacité de résistance et capacité de déformation

a- capacité de déformation (Déplacement en tête) :

| Portique : | Déplacement en tête : | Demande en déplacement : | $\frac{C_d}{D_d}$ |
|------------|-----------------------|--------------------------|-------------------|
| R+1 | 0.06 m | 0.06m | 1 |
| R+2 | 0.11m | 0.09m | 1,22 |
| R+3 | 0.20m | 0.12m | 1,66 |

- La capacité de déplacements pour les portiques renforcés par CFRP est supérieure considérablement à la demande est cela est logiquement due aux performance apporté par le matériau,

- une amélioration de toutes les performances structurelle sans changer la rigidité initiale de la structure et donc la période initiale.

b-Capacité de résistance (effort tranchant de base)**structure renforcée par bandage en FRP :**

| | $V_{capacité}$ | $V_{demande}$ | Obs $\frac{V_c}{V_d}$ |
|-------|----------------|---------------|-----------------------|
| (R+1) | 125,15 | 72,03 | 1,73 |
| (R+2) | 275,25 | 110,97 | 2,4 |
| (R+3) | 390,03 | 150,03 | 2,6 |

Par bandage en FRP la condition de l'effort tranchant est vérifiée

V-4-3--Etapes de formation des rotules plastiques :**Portique (R+1) renforcé par FRP :**

| <i>step</i> | <i>Elément</i> | <i>Nombre de rotules</i> | <i>Type de rotule</i> |
|-------------|----------------|--------------------------|-----------------------|
| 1 | Pot | 0 | / |
| | pout | 0 | / |
| 2 | Pot | 1 | B |
| | pout | 1 | B |
| 3 | Pot | 3 | B |
| | pout | 3 | B |
| 4 | Pot | 5 | B |
| | pout | 3 | B |
| 5 | Pot | 6 | B |
| | pout | 3 | B |
| 6 | Pot | 7 | B |
| | pout | 4 | B |
| 7 | Pot | 8 | B |
| | pout | 4 | 3B /1IO |
| 8 | Pot | 10 | B |
| | pout | 4 | 3B /1IO |
| 9 | Pot | 11 | B |
| | pout | 4 | 2B /2IO |

| | | | |
|-----------|-------------|---------|--------------|
| 10 | Pot pout | 11 4 | B 2B /2IO |
| 11 | Pot Pout | 11 5 | B 3B /2IO |
| 12 | Pot Pout | 11 5 | B 3B /2IO |
| 13 | Pot Pout | 11 5 | B 3B /2IO |
| 14 | Pot Pout | 11 6 | B 4B /2IO |

Portique (R+2) renforcé par FRP :

| <i>step</i> | <i>Elément</i> | <i>Nombre de rotules</i> | <i>Type de rotule</i> |
|-------------|----------------|--------------------------|----------------------------|
| 1 | pot pout | 0 2 | / B |
| 2 | pot pout | 2 6 | B 5B/1 IO |
| 3 | pot pout | 3 9 | B 8B/ 1 IO |
| 4 | pot pout | 4 9 | B 8B/ 1 IO |
| 5 | pot pout | 7 10 | B 3B / 3IO /2 LS / 1CP |
| 6 | pot pout | 9 12 | B 4B / 2IO /2 LS / 4CP |
| 7 | pot pout | 10 13 | B 5B / 1IO / 1 LS/ 6CP |
| 8 | pot pout | 12 13 | B 4B / 2IO / 1 LS/ 6CP |
| 9 | pot pout | 12 13 | B 1B / 4IO /2 LS / 6 CP |

| | | | |
|-----------|------|----|------------------------------|
| 10 | pot | 12 | B |
| | pout | 14 | 2B / 4IO / 1 LS / 5 CP / 1 C |
| 11 | pot | 12 | B |
| | pout | 16 | 4B / 4IO / 1 LS / 5CP / 2 C |
| 12 | pot | 12 | B |
| | pout | 16 | 4B / 4IO / 1 LS / 4CP / 3 C |
| 13 | pot | 12 | B |
| | pout | 16 | 4B / 2IO / 3 LS / 3CP / 4C |
| 14 | pot | 13 | B |
| | pout | 16 | 4B / 2IO / 3 LS / 2CP / 5C |
| 15 | pot | 14 | B |
| | pout | 16 | 4B / 1IO / 4 LS / 1CP / 6C |

Portique (R+3) renforcé par FRP :

| <i>step</i> | <i>Elément</i> | <i>Nombre de rotules</i> | <i>Type de rotule</i> |
|-------------|----------------|--------------------------|--------------------------|
| 1 | pot | 0 | / |
| | pout | 1 | B |
| 2 | pot | 0 | / |
| | pout | 7 | 6B/1IO |
| 3 | pot | 0 | / |
| | pout | 8 | 6B / 2LS |
| 4 | pot | 0 | / |
| | pout | 14 | 6B / 6IO / 2 CP |
| 5 | pot | 3 | B |
| | pout | 15 | 6B / 6 IO / 2LS / 2 CP |
| 6 | pot | 4 | B |
| | pout | 15 | 5B / 6 IO / 2LS / 2 CP |
| 7 | pot | 4 | B |
| | pout | 15 | 3B / 5 IO / 3CP / 4LS |
| 8 | pot | 4 | B |
| | pout | 15 | 2B / 3 IO / 6LS / 4 CP / |

| | | | |
|-----------|-------------|---------|--------------------------------|
| 9 | pot pout | 4 16 | B 3B / 1 IO / 4LS/ 8CP / |
| 10 | pot pout | 5 16 | B 2B / 2 IO / 11 CP / 1C |
| 11 | pot pout | 8 17 | B 3B / 3 IO / 10CP / 2C |
| 12 | pot pout | 8 18 | B 2B / 4IO / 10 CP / 2C |
| 13 | pot pout | 8 18 | B 2B / 4IO/ 10CP / 2C |
| 14 | pot pout | 8 18 | B 2B / 3IO/ 1LS/ 10 CP / 2C |
| 15 | pot pout | 8 18 | B 2B / 2IO/ 2LS/ 10 CP / 2C |

* Par l'application du bandage par CFRP aux poteaux, la résistance est améliorée ce qui est reflète positivement sur les performances structurelles.

* Le mécanisme de ruine enregistré est le plus recommandé se fait par perte de poutres.

V-4-4-Courbe de capacité :

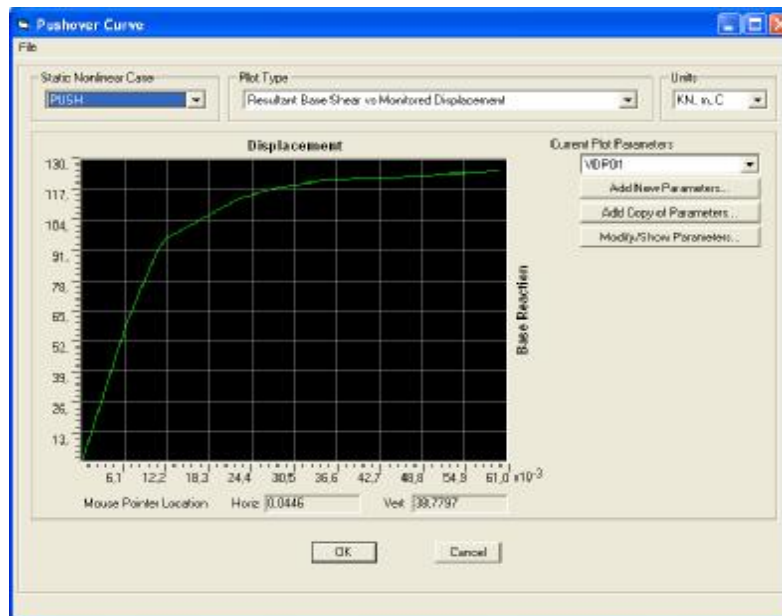


Figure 70 : Courbe de capacité (R+1) renforcée CFRP

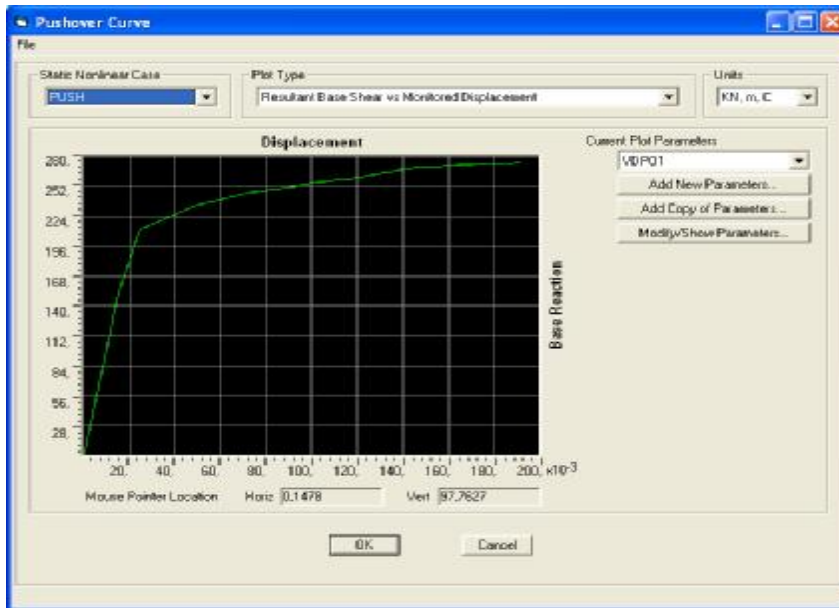


Figure 71 : Courbe de capacité (R+2) renforcée CFRP

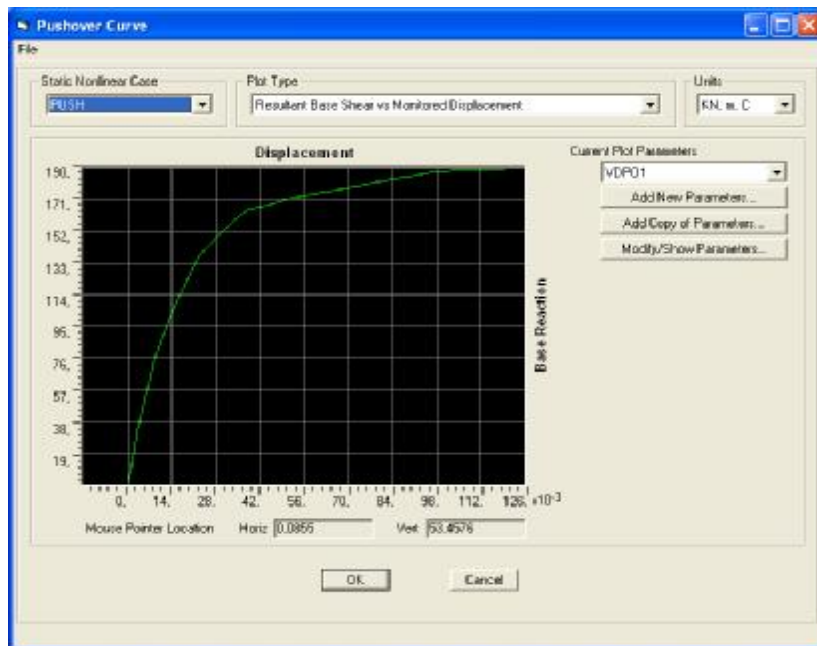


Figure 72 : Courbe de capacité (R+3) renforcée CFRP

Toutes les performances structurelles recherchées sont assurées par cette solution de confortement.

- une amélioration de toutes les performances structurelles sans changer la rigidité initiale de la structure et donc la période initiale.
- La courbe de capacité nous donne des branches ascendantes avec l'augmentation de l'effort tranchant de base : la structure continue à se déplacer jusqu'à la ruine.
- Ici on peut dire qu'après éclatement de tissu CFR, la structure possède encore d'une petite réserve de résistance provenant de la section initiale qui n'était pas prise en compte dans les calculs.

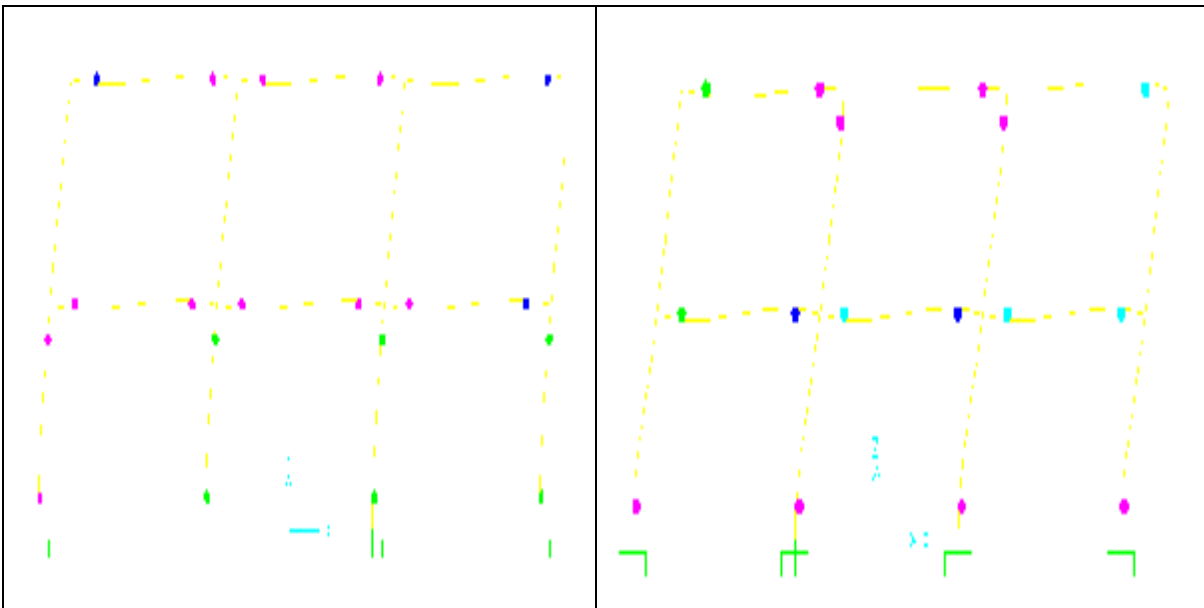
V-5-Influence du mode de déclaration de la rotule plastique :

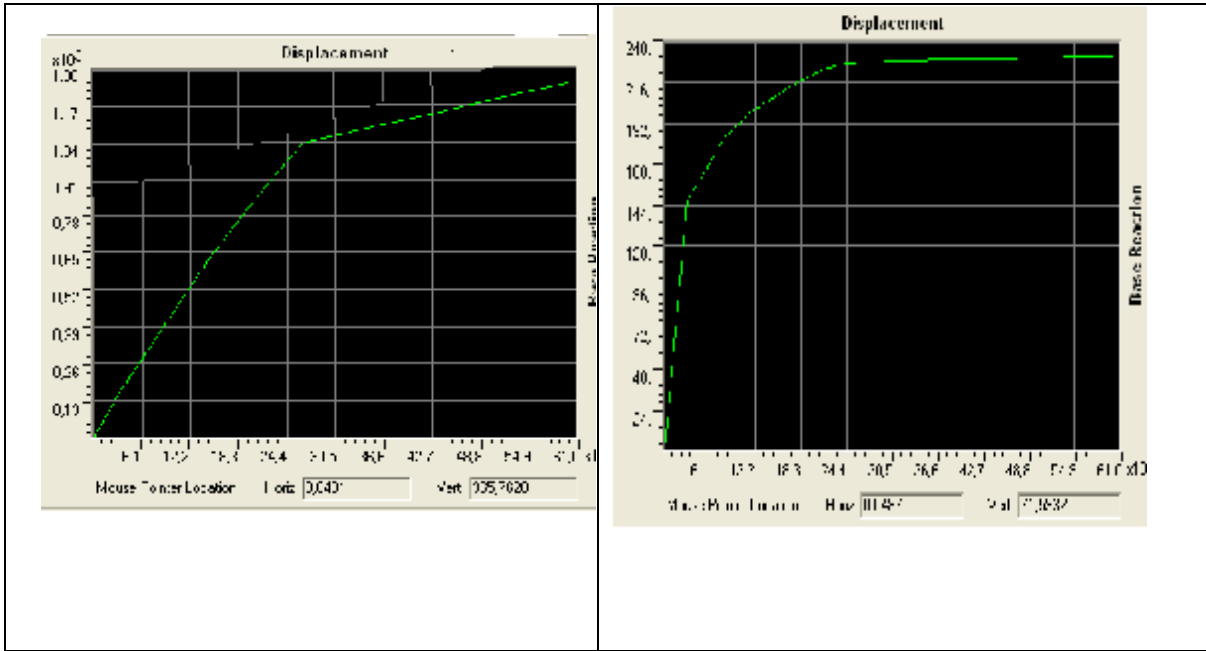
Pour les poteaux renforcés par gainage dont $e=15$ Cm, le rapport $H/h = 5$. de point de vue règlement c'est pas un poteau court ($H/h \leq 4$) mais de point de vue comportement réel ils travaillent aussi en cisaillement ; donc on a redémaré l'analyse avec cette fois des rotules de cisaillement comme les déclare la FEMA 356 (voir annexe).

Les résultats sont présentés dans ce qui suit :

Rotule de cisaillement :

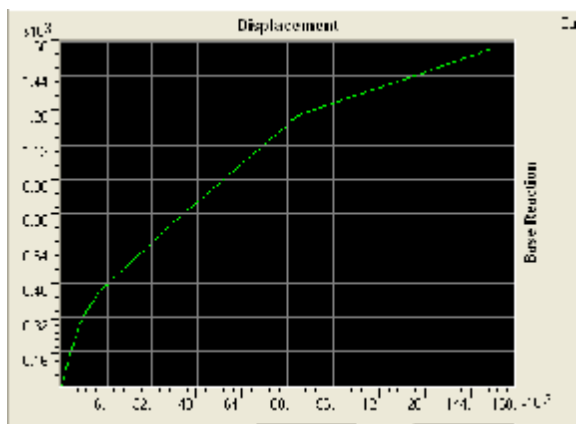
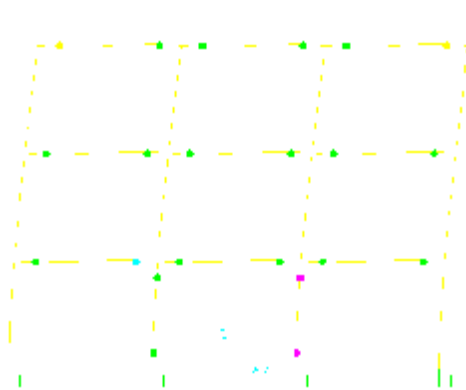
Rotule flexionnelle:



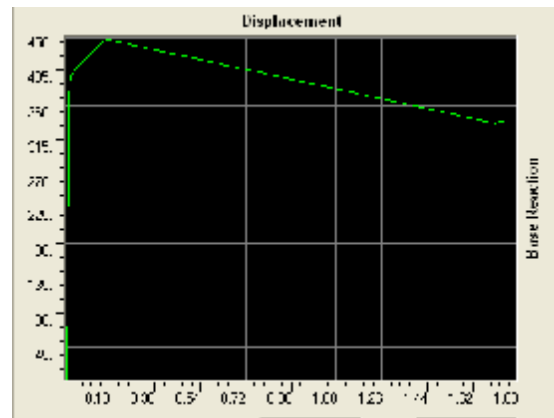
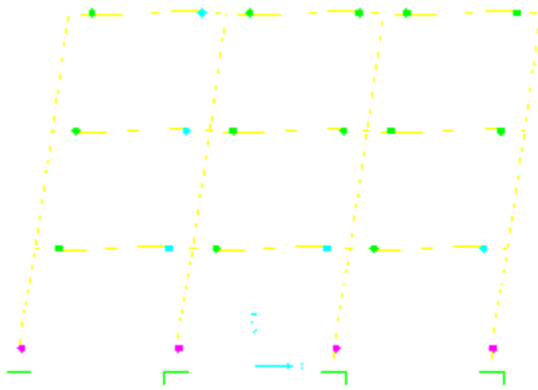


| | $V_{capacit\acute{e}}$ | $V_{demande}$ | $\frac{C_R}{D_R}$ | | $V_{capacit\acute{e}}$ | $V_{demande}$ | $\frac{C_R}{D_R}$ |
|--------------|------------------------|---------------|-------------------|--------------|------------------------|---------------|-------------------|
| (R+1) | 819,66 | 86,61 | 9,49 | (R+1) | 125,15 | 86,61 | 1,44 |

Rotule de cisaillement :

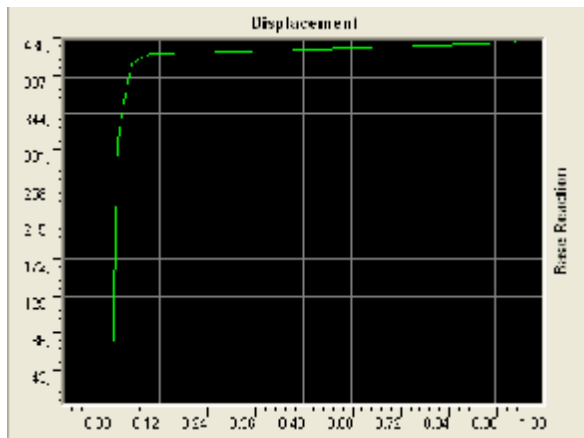
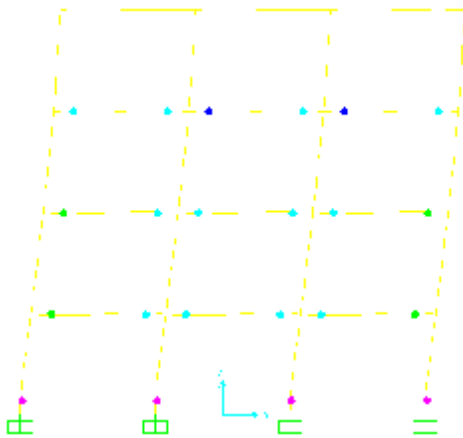


Rotule flexionnelle:

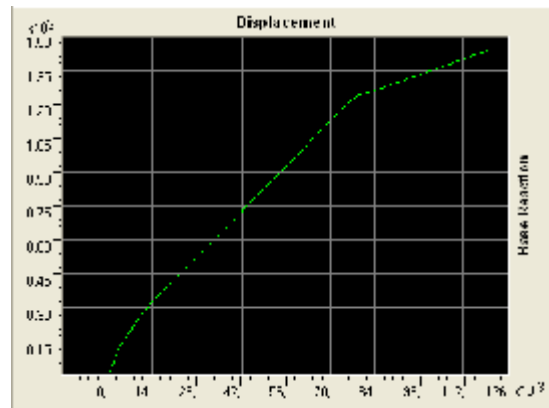
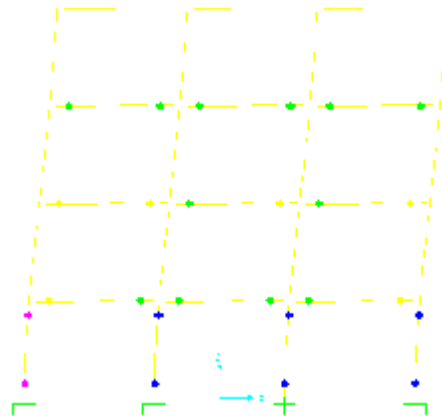


| | $V_{capacité}$ | $V_{demande}$ | $\frac{C_R}{D_R}$ | | $V_{capacité}$ | $V_{demande}$ | $\frac{C_R}{D_R}$ |
|--------------|----------------|---------------|-------------------|--------------|----------------|---------------|-------------------|
| (R+2) | 764,74 | 151,67 | 5,05 | (R+2) | 275,25 | 151,67 | 1,8 |

Rotule flexionnelle



Rotule de cisaillement:



| | $V_{capacité}$ | $V_{demande}$ | $\frac{C_R}{D_R}$ | | $V_{capacité}$ | $V_{demande}$ | $\frac{C_R}{D_R}$ |
|-------|----------------|---------------|-------------------|-------|----------------|---------------|-------------------|
| (R+3) | 430,03 | 200,57 | 2,14 | (R+3) | 716,94 | 200,57 | 3,57 |

Capacité de déplacement pour les deux modes de déclaration de la rotule :

| Portique : | Déplacement rot cisail: | déplacement rot flexion: | $\frac{D_{cisail}}{D_{flexion}}$ |
|------------|-------------------------|--------------------------|----------------------------------|
| R+1 | 0,02 | 0.066 | 0,33 |
| R+2 | 0,038 | 0.082 | 0,46 |
| R+3 | 0,034 | 0.094 | 0.36 |

On remarque la grande différence des résultats des deux modes de déclaration :

Formation directe du niveau soft

Le déplacement enregistré lors du déclaration des rotule de cisaillement n'atteint que 30% du déplacement demande.

L'élément travail en résistance et non en déformation

V-6-synthèse:

on va vérifier la résistance de à travers la vérification de la force sismique total V appliquée à la base de la structure par la méthode statique équivalente [RPA]

V-6-1- Effort tranchant demande :

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

Ou' :

A :coefficient d'accélération de zone en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment pour le cas étudié :bâtiment d'habitation,zone sismique IIa,sol ferme de classe S_2 et groupe d'usage 2.

D :facteur d'amplification dynamique en fonction de la période fondamentale T, T_1 et T_2 .

Q :facteur de qualité d'exécution et des matériaux.

R :facteur de comportement

W :poids total de la structure

Le tableau suivant donne les résultats de la méthode statique équivalente pour les structures étudiées .

b- structures initiales :

| | A | D | Q | R | W(KN) | V(KN) |
|-------|------|------|------|---|--------|--------|
| (R+1) | 0,15 | 2,38 | 1,20 | 5 | 800,4 | 72,03 |
| (R+2) | 0,15 | 2,38 | 1,20 | 5 | 1233,0 | 110,97 |
| (R+3) | 0,15 | 2,38 | 1,20 | 5 | 1665,6 | 150,03 |

c- structure renforcée par gainage en béton armé : $e = 15Cm$

| | A | D | Q | R | W(KN) | V(KN) |
|-------|------|------|------|---|--------|--------|
| (R+1) | 0,15 | 2,38 | 1,20 | 5 | 962,4 | 86,61 |
| (R+2) | 0,15 | 2,38 | 1,20 | 5 | 1368 | 123,12 |
| (R+3) | 0,15 | 2,38 | 1,20 | 5 | 1881,6 | 170,0 |

d- structure renforcée par gainage en béton armé : $e = 7Cm$

| | A | D | Q | R | W(KN) | V(KN) |
|-------|------|------|------|---|---------|--------|
| (R+1) | 0,15 | 2,38 | 1,20 | 5 | 862,56 | 77,63 |
| (R+2) | 0,15 | 2,38 | 1,20 | 5 | 1326,24 | 151,67 |
| (R+3) | 0,15 | 2,38 | 1,20 | 5 | 1789,92 | 161,10 |

V-6- 2-Effort tranchant capacité :

Valeurs obtenues par la courbe de capacité fournit par l'analyse pushover.

a-structures initiales :

| | $V_{capacité}$ | $V_{demande}$ | Obs $\frac{V_c}{V_d}$ |
|-------|----------------|---------------|-----------------------|
| (R+1) | 69,43 | 72,03 | 0,97 |
| (R+2) | 104,40 | 110,97 | 0,94 |
| (R+3) | 118,14 | 150,03 | 0,78 |

b-structure renforcée par gainage en béton armé : $e = 15Cm$

| | $V_{capacité}$ | $V_{demande}$ | Obs $\frac{V_c}{V_d}$ |
|-------|----------------|---------------|-----------------------|
| (R+1) | 125,15 | 86,61 | 1,44 |
| (R+2) | 275,25 | 123,12 | 2,2 |
| (R+3) | 430,03 | 170,0 | 2,52 |

c-structure renforcée par gainage en béton armé : $e = 7\text{Cm}$

| | $V_{capacité}$ | $V_{demande}$ | Obs $\frac{V_c}{V_d}$ |
|-------|----------------|---------------|-----------------------|
| (R+1) | 180 | 77,63 | 2,3 |
| (R+2) | 354,30 | 151,67 | 2,33 |
| (R+3) | 367,84 | 161,10 | 2,28 |

d- structure renforcée par bandage en FRP :

| | $V_{capacité}$ | $V_{demande}$ | Obs $\frac{V_c}{V_d}$ |
|-------|----------------|---------------|-----------------------|
| (R+1) | 125,15 | 72,03 | 1,73 |
| (R+2) | 275,25 | 110,97 | 2,4 |
| (R+3) | 390,03 | 150,03 | 2,6 |

Les tableaux précités montrent que les trois cas de solutions arrive à satisfaire la demande en résistance variant de (44% à 130%), R+1.

(120% à 140%), R+2.

(128% à 160%), R+3 .

V-6-3-Condition de déformation :

Résumé dans le tableau suivant

| | déplacement | e= 15Cm | e= 7Cm | FRP |
|-------|-------------------|---------|--------|------|
| (R+1) | $\frac{C_d}{D_d}$ | 0,33 | 1 | 1 |
| (R+2) | $\frac{C_d}{D_d}$ | 0,42 | 1 | 1,22 |
| (R+3) | $\frac{C_d}{D_d}$ | 0,28 | 0,85 | 1,66 |

Conclusion générale :

L'analyse des résultats obtenus par le travail entrepris a permis d'établir les conclusions suivantes :

- 1- L'opération de gainage en béton armé est lourde (travaux, temps) et interfère sur les propriétés intrinsèques de la structures (changement de rigidité).
- 2- L'augmentation de rigidité induite par la technique précitée augmente la capacité de résistance de la structure tout en lui confère un comportement faiblement ductile.
- 3- En plus de la rapidité et la propreté de l'opération de confortement par bandage externe en CFRP, cette dernière est effectuée dans l'esprit de respect de la conception initialement établie.
- 4- Cette technique permet une nette amélioration des performances structurelle à savoir la résistance et et la ductilité ,tout en conférant un comportement global hautement ductile favorisé par le développement des rotules plastiques aux extrémités des poutres résultant ainsi en une meilleure dissipation d'énergie.
- 5- L'amélioration de la ductilité a été constatée qu'elle reste tributaire de l'élancement de la structure (nombre de niveau).
- 6- L'analyse pushover est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes.

Recommandations :

- 1- Le gainage de 15cm doit être réduit en envisageant l'utilisation du béton auto plaçant ($e = 7\text{cm}$ a été déjà utilisé de par le monde).
- 2- Recommandation d'un facteur de comportement R reflétant le nouveau comportement de la structure renforcée
- 3- Les solutions CFRP, gainage en béton armé avec $e = 7\text{Cm}$ peuvent être retenues comme alternative de réhabilitation parasismique.
- 4- La solution par composite reste la mieux recommandable vu sa rapidité et sa souplesse de mise en œuvre en évitant la reprise en sous œuvres.

Annexes

Tableaux Fournit par FEMA 356:

**Modelling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—
Reinforced Concrete Beams**

| Conditions | Modeling Parameters ³ | | | Acceptance Criteria ³ | | | | | | |
|---|----------------------------------|-------------------------------|-------------------------|----------------------------------|----------------|--------|-----------|--------|-------|-------|
| | Plastic Rotation Angle, radians | | Residual Strength Ratio | Plastic Rotation Angle, radians | | | | | | |
| | | | | Performance Level | | | | | | |
| | a | b | c | IO | Component Type | | | | | |
| | | | | | Primary | | Secondary | | | |
| LS | | | | | CP | LS | CP | | | |
| i. Beams controlled by flexure¹ | | | | | | | | | | |
| $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$ | Trans. Reinf. ² | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ | | | | | | | | |
| ≤ 0.0 | C | ≤ 3 | 0.025 | 0.05 | 0.2 | 0.010 | 0.02 | 0.025 | 0.02 | 0.05 |
| ≤ 0.0 | C | ≥ 6 | 0.02 | 0.04 | 0.2 | 0.005 | 0.01 | 0.02 | 0.02 | 0.04 |
| ≥ 0.5 | C | ≤ 3 | 0.02 | 0.03 | 0.2 | 0.005 | 0.01 | 0.02 | 0.02 | 0.03 |
| ≥ 0.5 | C | ≥ 6 | 0.015 | 0.02 | 0.2 | 0.005 | 0.005 | 0.015 | 0.015 | 0.02 |
| ≤ 0.0 | NC | ≤ 3 | 0.02 | 0.03 | 0.2 | 0.005 | 0.01 | 0.02 | 0.02 | 0.03 |
| ≤ 0.0 | NC | ≥ 6 | 0.01 | 0.015 | 0.2 | 0.0015 | 0.005 | 0.01 | 0.01 | 0.015 |
| ≥ 0.5 | NC | ≤ 3 | 0.01 | 0.015 | 0.2 | 0.005 | 0.01 | 0.01 | 0.01 | 0.015 |
| ≥ 0.5 | NC | ≥ 6 | 0.005 | 0.01 | 0.2 | 0.0015 | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.01 |
| ii. Beams controlled by shear¹ | | | | | | | | | | |
| Stirrup spacing ≤ d/2 | | | 0.0030 | 0.02 | 0.2 | 0.0015 | 0.0020 | 0.0030 | 0.01 | 0.02 |
| Stirrup spacing > d/2 | | | 0.0030 | 0.01 | 0.2 | 0.0015 | 0.0020 | 0.0030 | 0.005 | 0.01 |
| iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹ | | | | | | | | | | |
| Stirrup spacing ≤ d/2 | | | 0.0030 | 0.02 | 0.0 | 0.0015 | 0.0020 | 0.0030 | 0.01 | 0.02 |
| Stirrup spacing > d/2 | | | 0.0030 | 0.01 | 0.0 | 0.0015 | 0.0020 | 0.0030 | 0.005 | 0.01 |
| iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹ | | | | | | | | | | |
| | | | 0.015 | 0.03 | 0.2 | 0.01 | 0.01 | 0.015 | 0.02 | 0.03 |

critères d'acceptance pour les procédures non linéaires -poutres-

**Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—
Reinforced Concrete Columns**

| Conditions | Modeling Parameters ⁴ | | | Acceptance Criteria ⁴ | | | | | | |
|---|----------------------------------|---------------------------------|-------------------------|----------------------------------|----------------|-------|-----------|-------|-------|-------|
| | Plastic Rotation Angle, radians | | Residual Strength Ratio | Plastic Rotation Angle, radians | | | | | | |
| | | | | Performance Level | | | | | | |
| | a | b | c | IO | Component Type | | | | | |
| | | | | | Primary | | Secondary | | | |
| | | | | | LS | CP | LS | CP | | |
| i. Columns controlled by flexure¹ | | | | | | | | | | |
| $\frac{P}{A_g f'_c}$ | Trans. Reinf. ² | $\frac{V}{b_w d_s \sqrt{f'_c}}$ | | | | | | | | |
| ≤ 0.1 | C | ≤ 3 | 0.02 | 0.03 | 0.2 | 0.005 | 0.015 | 0.02 | 0.02 | 0.03 |
| ≤ 0.1 | C | ≥ 6 | 0.016 | 0.024 | 0.2 | 0.005 | 0.012 | 0.016 | 0.016 | 0.024 |
| ≥ 0.4 | C | ≤ 3 | 0.015 | 0.025 | 0.2 | 0.003 | 0.012 | 0.015 | 0.018 | 0.025 |
| ≥ 0.4 | C | ≥ 6 | 0.012 | 0.02 | 0.2 | 0.003 | 0.01 | 0.012 | 0.013 | 0.02 |
| ≤ 0.1 | NC | ≤ 3 | 0.006 | 0.015 | 0.2 | 0.005 | 0.005 | 0.006 | 0.01 | 0.015 |
| ≤ 0.1 | NC | ≥ 6 | 0.005 | 0.012 | 0.2 | 0.005 | 0.004 | 0.005 | 0.008 | 0.012 |
| ≥ 0.4 | NC | ≤ 3 | 0.003 | 0.01 | 0.2 | 0.002 | 0.002 | 0.003 | 0.006 | 0.01 |
| ≥ 0.4 | NC | ≥ 6 | 0.002 | 0.008 | 0.2 | 0.002 | 0.002 | 0.002 | 0.005 | 0.008 |
| ii. Columns controlled by shear^{1,3} | | | | | | | | | | |
| All cases ⁵ | | | — | — | — | — | — | — | .0030 | .0040 |
| iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3} | | | | | | | | | | |
| Hoop spacing ≤ d/2 | | | 0.01 | 0.02 | 0.4 | 0.005 | 0.005 | 0.01 | 0.01 | 0.02 |
| Hoop spacing > d/2 | | | 0.0 | 0.01 | 0.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.005 | 0.01 |
| iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3} | | | | | | | | | | |
| Conforming hoops over the entire length | | | 0.015 | 0.025 | 0.02 | 0.0 | 0.005 | 0.01 | 0.01 | 0.02 |
| All other cases | | | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

critères d'acceptance pour les procédures non linéaires - poteaux -

**Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—
Reinforced Concrete Beam-Column Joints**

| Conditions | Modeling Parameters ⁴ | | | Acceptance Criteria ⁴ | | | | |
|------------|----------------------------------|---|-------------------------|----------------------------------|----------------|----|-----------|--|
| | Plastic Shear Angle, radians | | Residual Strength Ratio | Plastic Rotation Angle, radians | | | | |
| | | | | Performance Level | | | | |
| | a | b | c | IO | Component Type | | | |
| | | | | | Primary | | Secondary | |
| LS | | | | | CP | LS | CP | |

i. Interior joints^{2,3}

| $\frac{P}{A_g f'_c}$ | Trans. Reinf. | $\frac{V}{V_n}$ | | | | | | | | |
|----------------------|---------------|-----------------|-------|-------|-----|-----|-----|-----|-------|-------|
| ≤ 0.1 | C | ≤ 1.2 | 0.015 | 0.03 | 0.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.02 | 0.03 |
| ≤ 0.1 | C | ≥ 1.5 | 0.015 | 0.03 | 0.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.015 | 0.02 |
| ≥ 0.4 | C | ≤ 1.2 | 0.015 | 0.025 | 0.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.015 | 0.025 |
| ≥ 0.4 | C | ≥ 1.5 | 0.015 | 0.02 | 0.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.015 | 0.02 |
| ≤ 0.1 | NC | ≤ 1.2 | 0.005 | 0.02 | 0.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.015 | 0.02 |
| ≤ 0.1 | NC | ≥ 1.5 | 0.005 | 0.015 | 0.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.01 | 0.015 |
| ≥ 0.4 | NC | ≤ 1.2 | 0.005 | 0.015 | 0.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.01 | 0.015 |
| ≥ 0.4 | NC | ≥ 1.5 | 0.005 | 0.015 | 0.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.01 | 0.015 |

ii. Other joints^{2,3}

| $\frac{p}{A_g f'_c}$ | Trans. Reinf. ¹ | $\frac{V}{V_n}$ | | | | | | | | |
|----------------------|----------------------------|-----------------|-------|-------|-----|-----|-----|-----|--------|--------|
| ≤ 0.1 | C | ≤ 1.2 | 0.01 | 0.02 | 0.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.015 | 0.02 |
| ≤ 0.1 | C | ≥ 1.5 | 0.01 | 0.015 | 0.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.01 | 0.015 |
| ≥ 0.4 | C | ≤ 1.2 | 0.01 | 0.02 | 0.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.015 | 0.02 |
| ≥ 0.4 | C | ≥ 1.5 | 0.01 | 0.015 | 0.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.01 | 0.015 |
| ≤ 0.1 | NC | ≤ 1.2 | 0.005 | 0.01 | 0.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0075 | 0.01 |
| ≤ 0.1 | NC | ≥ 1.5 | 0.005 | 0.01 | 0.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0075 | 0.01 |
| ≥ 0.4 | NC | ≤ 1.2 | 0.0 | 0.0 | - | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.005 | 0.0075 |
| ≥ 0.4 | NC | ≥ 1.5 | 0.0 | 0.0 | - | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.005 | 0.0075 |

critères d'acceptance pour les procédures non linéaires -joints-

Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Columns

| Conditions | | m-factors ⁴ | | | | | |
|---|----------------------------|-------------------------------|----------------|-----|-----------|-----|-----|
| | | Performance Level | | | | | |
| | | IO | Component Type | | | | |
| | | | Primary | | Secondary | | |
| LS | CP | | LS | CP | | | |
| i. Columns controlled by flexure¹ | | | | | | | |
| $\frac{P}{A_g f'_c}$ | Trans. Reinf. ² | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ | | | | | |
| ≤ 0.1 | C | ≤ 3 | 2 | 3 | 4 | 4 | 5 |
| ≤ 0.1 | C | ≥ 6 | 2 | 2.4 | 3.2 | 3.2 | 4 |
| ≥ 0.4 | C | ≤ 3 | 1.25 | 2 | 3 | 3 | 4 |
| ≥ 0.4 | C | ≥ 6 | 1.25 | 1.6 | 2.4 | 2.4 | 3.2 |
| ≤ 0.1 | NC | ≤ 3 | 2 | 2 | 3 | 2 | 3 |
| ≤ 0.1 | NC | ≥ 6 | 2 | 1.6 | 2.4 | 1.6 | 2.4 |
| ≥ 0.4 | NC | ≤ 3 | 1.25 | 1.5 | 2 | 1.5 | 2 |
| ≥ 0.4 | NC | ≥ 6 | 1.25 | 1.5 | 1.75 | 1 | 1.6 |
| ii. Columns controlled by shear^{1,3} | | | | | | | |
| Hoop spacing ≤ d/2, or $\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$ | | | - | - | - | 2 | 3 |
| Other cases | | | - | - | - | 1.5 | 2 |
| iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3} | | | | | | | |
| Hoop spacing ≤ d/2 | | | 1.25 | 1.5 | 1.75 | 3 | 4 |
| Hoop spacing > d/2 | | | - | - | - | 2 | 3 |
| iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3} | | | | | | | |
| Conforming hoops over the entire length | | | 1 | 1 | 2 | 2 | 2 |
| All other cases | | | - | - | - | 1 | 1 |

critères d'acceptance pour les procédures linéaires - poteaux-

**Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—
Reinforced Concrete Beam-Column Joints**

| Conditions | | | <i>m</i> -factors ⁴ | | | | |
|---|---------------|-----------------|--------------------------------|----------------------|---|-----------|-----|
| | | | Performance Level | | | | |
| | | | IO | Component Type | | | |
| | | | | Primary ⁵ | | Secondary | |
| LS | CP | LS | | CP | | | |
| i. Interior joints^{2,3} | | | | | | | |
| $\frac{P}{A_g f'_c}$ | Trans. Reinf. | $\frac{V}{V_n}$ | | | | | |
| ≤ 0.1 | C | ≤ 1.2 | - | - | - | 3 | 4 |
| ≤ 0.1 | C | ≥ 1.5 | - | - | - | 2 | 3 |
| ≥ 0.4 | C | ≤ 1.2 | - | - | - | 3 | 4 |
| ≥ 0.4 | C | ≥ 1.5 | - | - | - | 2 | 3 |
| ≤ 0.1 | NC | ≤ 1.2 | - | - | - | 2 | 3 |
| ≤ 0.1 | NC | ≥ 1.5 | - | - | - | 2 | 3 |
| ≥ 0.4 | NC | ≤ 1.2 | - | - | - | 2 | 3 |
| ≥ 0.4 | NC | ≥ 1.5 | - | - | - | 2 | 3 |
| ii. Other joints^{2,3} | | | | | | | |
| $\frac{P}{A_g f'_c}$ | Trans. Reinf. | $\frac{V}{V_n}$ | | | | | |
| ≤ 0.1 | C | ≤ 1.2 | - | - | - | 3 | 4 |
| ≤ 0.1 | C | ≥ 1.5 | - | - | - | 2 | 3 |
| ≥ 0.4 | C | ≤ 1.2 | - | - | - | 3 | 4 |
| ≥ 0.4 | C | ≥ 1.5 | - | - | - | 2 | 3 |
| ≤ 0.1 | NC | ≤ 1.2 | - | - | - | 2 | 3 |
| ≤ 0.1 | NC | ≥ 1.5 | - | - | - | 2 | 3 |
| ≥ 0.4 | NC | ≤ 1.2 | - | - | - | 1.5 | 2.0 |
| ≥ 0.4 | NC | ≥ 1.5 | - | - | - | 1.5 | 2.0 |

critères d'acceptance pour les procédures linéaires -joints-

Références :

- [01] : Le point de départ pour les "surfers" sur les séismes
<http://www.geophys.washington.edu/seismosurfing.html>
- [02] : Le séisme et les bâtiments Direction Départementale de l'équipement de la Guadeloupe Document d'information à l'usage du constructeur –
Conçu par Mme Patricia Balandier
- [03] : K.Baddari, M.Djeddi: les séismes et leurs prévisions. Office des Publications Universitaires 07.2002
- [04] : Eurocode 8 (2004): Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.
- [05] : P.Fajfar ; M.EERI : A nonlinear analysis method for performance based seismic design earthquake spectra. Vol 16, n° 13, pp 573-592, August 2000
- [06]: A.Ghobarah : Performance based design in earthquake engineering state of development. Engineering structures. 23(2001)
- [08]] Djebbar.N : Contribution à l'étude de la performance parasismique des éléments linéaires en béton armé. Thèse de doctorat d'état, 2006, Université Mentouri, Constantine. Algeria.
- [09]: Applied technology council,ATC-40.Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings ,vols 1 and 2 ,California 1996.
- [10]: Fédéral Emergency Management Agency,FEMA – 356 Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings.Washington (DC).2000
- [11]: Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover.Hamou Kada-Ramdane Kheireddine.
- [12]: SAP 2000,Detailed tutorial including pushover analysis-June
- [13]: Fédéral Emergency Management Agency,FEMA – 356 Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings.Washington (DC).2000 Projet semester “ Modélisation Parasismique “ Bruchez – Bussard Juin 2007.
- [14]: Earthquake resistant concrete structures : G. G. Penelis and A. G. Kappos pp 572 , 1997 ,E 8 FN Spon,London .
- [15]: 1998A comparative study of models on confinement of concrete cylinders FRP to EN 1504 . Aguide for renovation of concrete structures – Repair materials and systems according to the EN 1504 series.Dansk Standard (DANISH Standards Association) .
- [16]:confinement du béton etude comparative de modèles et influence sur la ductilité des sections.B. Boussalem,N.Djebbar, N.Chikh .laboratoire durabilité et matériau de construction. Université Mentouri. Constantine.
- [17]: The ductility reduction factor in the seismic design of buildings.Earthquake Engineering and structural Dynamics 749 – 769.Nelson Lam,John Wilson and Graham Hutchinson .1998
- [18]: ACI structural journal : Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading .M J N .Priestley and R Par . January – February 1987.
- [19]: Projet semester “ Modélisation Parasismique “ Bruchez – Bussard Juin 2007.
- [20]:M.Saatcioglu , A.H.Salamat,S.R.Razvi. confined columns under eccentric loading. journal of structural engineering. Nov/1995

- [21]: Capacité portante des construction en béton. Alessandro Dazio
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich
Traduction:Xavier Mittaz,SD ingénierie Dénériaz & Pralong Sion SA,Sion
Christian Grifenhagen, ENAC-IS-IMAC,EPFL
- [22]: Baker,A.L.L : Ultimate Load Theory applied to th design of reinforced and.
prstressed concrete frames.concrete publications Ltd,London UK 1956pp 91
- [23]: Baker,A.L.L and Amarakone , A.M.N, “Inelastic Hyperstatic frame analysis ”
Flexural mechanics of reinforced concrete ,SP -12 American concrete
institute,Farmington hills, MI,1964.page 85 – 142
- [24]: Mattock ,A.H, Rotational capacity of hinging regions in reinforced concrete
beams “Flexural mechanics of reinforced concrete SP-12,American concrete
institute, Farmington hills ,MI 1964.pp 143 – 181.
- [25]: Mattock ,A.H, discussion of, “Rotational capacity of hinging regions in
reinforced concrete beams”journal of the structural division .ASCE, V.92
NoST5.Oct 1966Page :121 – 146.
- [26]: Corley.W.G “Rotational capacity of reinforced concrete beams» journal of the
structural division ASCE Sheikh S A and Khoury SS “ Confined concrete
columns with stubs” ACI structural journal.V90 .No 4,July August 1993 .
pp 414 -431
- [27]: Park R ,Priestley MJN,and Gill WD “Ductility of square confined concrete
columns ” journal of structural division,ASCE,V 108 NoST4,1982 ,
pp 929 -950.
- [28]: Priestley M.J.N and Park.R “ Strengh and ductility of concrete bridge
columns under seismic loading. ACI structural journal.V84.No 1. Jan – FEB
1987 Pp 61 – 76 ..
- [29]: Paulay T and Priestley M.J.N “ Seismic design of reinforced concrete and
masonry buildings” ,John Wile yand Sons. New york 1992 pp 767
- [30]:Sheikh ,S,A ;Shah ,D,V and Khoury ,S,S :Confinement of High strength
concrete columns ,ACI Structural journal ,V 91,No 1,Jan-Feb 1994,pp
100 – 111.
- [31]: Effect of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete
Buildings .Mehmet Inel and Hayri Baytan Ozmen. Department of civil
engineering, Pamukkale University 20070Denizli, Turkey.
Accepted 23 january 2006 Bayrak, o, and Sheikh, S, A,
Confinement Reinforcement design
Considerations for ductile HSC columns. Journal of structural engineering,
ASCE, V 124, No 9, Sept 1998, pp 999 – 1010.