

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة حسيبة بن بوعلي بالشلف

Université Hassiba BENBOUALI DE CHLEF

كلية الهندسة المدنية و المعمارية

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil



Polycopié

Pathologies et Réhabilitation des Structures

Elaboré par :

Dr. Imane DJAFAR HENNI

(Docteur en Génie Civil – Option : Structures Géotechniques, UHBC)

Année universitaire : 2021-2022

Présentation

L'objectif de ce polycopié « ***Pathologies et Réhabilitation des Structures*** » vise à rassembler de manière synthétique et exhaustive les pathologies relatives aux matériaux et structures de bâtiments. Il évoque également le diagnostic, les causes, la prévention, la réparation et le renforcement, sous forme de généralités, de rappels succincts ou de compléments aux articles existants.

Ce document consiste à transmettre aux étudiants les connaissances de bases concernant les différents mécanismes de dégradation du béton que ce soit physique, mécanique, chimique ou dû aux erreurs d'exécution, qui peuvent gêner le bon fonctionnement des ouvrages. Et de connaître aussi les principes de bases d'une bonne réhabilitation durable afin d'améliorer la conception et l'exécution des structures de futur.

Sommaire

Sommaire

Chapitre 1 :

Notions générales et causes de dégradation

1.1. INTRODUCTION	1
1.2. NOTIONS GENERALES	1
1.2.1. Pathologie	1
1.2.2. Durabilité	1
1.2.3. Diagnostic	2
1.2.4. Vulnérabilité	2
1.2.5. Risque sismique	2
1.2.6. Aléa sismique	3
1.2.7. Résistance sismique requise (nécessaire)	4
1.2.8. Résistance sismique disponible	4
1.2.9. Résistance sismique résiduelle	5
1.2.10. Perte sismique (ΔF)	5
1.2.11. Indice de résistance	5
1.2.12. Réhabilitation	5
1.2.13. Réparation	5
1.2.14. Renforcement	6
1.3. CAUSES DE DEGRADATION DES STRUCTURES EN BETON ARME	7
1.3.1. Dégradations dues aux erreurs d'exécution	7
a) Mauvaise disposition des armatures	7
b) Déplacements des coffrages	8
c) Ségrégation du béton frais	8
d) Décoffrage prématuré	9
e) Contraintes thermiques	10
f) Absorption d'eau par le béton	10
1.3.2. Dégradations d'origine chimique	10
a) Corrosion des armatures par Carbonatation (CO_2)	11
b) Corrosion des armatures par les Chlorures (Cl^-)	12
c) Attaques des sulfates	13

d) <i>Alcali-réaction</i>	13
e) <i>Corrosion des armatures</i>	14
1.3.3. Dégradations d'origine physico-chimique	15
a) <i>Retrait</i>	15
b) <i>Gel-dégel</i>	15
1.3.4. Dégradations d'origine mécanique	15
a) <i>Tassement différentiel</i>	15
b) <i>Ondes de choc</i>	16
c) <i>Les dégradations d'origine sismique</i>	16
1.4. CONCLUSION	16

Chapitre 2 :

Pathologies d'endommagement des bâtiments en béton armé

2.1. INTRODUCTION	17
2.2. PATHOLOGIES DES BÂTIMENTS ENDOMMAGÉS PAR LES SÉISMES	17
2.2.1. Maçonneries non renforcées	17
a) <i>Défaut de contreventement général</i>	17
b) <i>Absence de joint de tassement ou de dilatation</i>	18
c) <i>Les conditions de déroulement du chantier</i>	18
d) <i>Mouvements différentiels d'origine thermique</i>	19
e) <i>Fissuration résultant des déformations des planchers, ou de la structure, supportant les murs en maçonnerie</i>	20
2.2.2. Murs de remplissage extérieurs	21
2.2.3. Irrégularité en plan	23
2.2.4. Irrégularité en élévation	26
2.2.5. Etage souple	28
2.2.6. Raideur et résistance à la torsion	32
2.2.7. Éléments secondaires	33
a) <i>Bardage de façade</i>	34
b) <i>Escalier</i>	34
c) <i>Diaphragme</i>	35
d) <i>Porte-à-faux</i>	36
e) <i>Joint parasismique</i>	38
2.2.8. Négligence des conditions d'un mécanisme plastique globale	39

2.2.9.	Liquéfaction du sol	41
2.3.	PATHOLOGIES DES ELEMENTS STRUCTURAUX ENDOMMAGÉS PAR LES SÉISMES	42
2.3.1.	Les poteaux fragiles	42
2.3.2.	Poteaux courts	44
2.3.3.	Les Voiles élancés	47
a)	<i>Ruptures en flexion</i>	47
b)	<i>Ruptures en flexion - effort tranchant</i>	48
c)	<i>Ruptures par effort tranchant</i>	48
2.3.4.	Les Voiles courts	49
2.3.5.	Les poutres	50
a)	<i>Fissures orthogonales sur l'axe de la poutre le long de la travée dans la zone tendue</i>	50
b)	<i>Échec de cisaillement près des appuis</i>	51
c)	<i>Fissures de Flexion sur la face supérieure ou inférieure aux appuis de la poutre</i>	51
d)	<i>Échec de cisaillement ou de flexion dans les points où les poutres principales sont les supports des poutres secondaires</i>	52
e)	<i>Fissures de cisaillement de forme X dans les poutres courtes (linteaux) qui relient des murs de cisaillement</i>	53
2.3.6.	Les joints poteau-poutre (Nœuds)	53
2.4.	CONCLUSION	56

Chapitre 3 :

Evaluation de la vulnérabilité et diagnostic

3.1.	INTRODUCTION	57
3.2.	FACTEURS AFFECTANT LA VULNERABILITE	57
3.2.1.	Qualité d'exécution	57
3.2.2.	Etat d'entretien	58
3.2.3.	Régularité	58
3.2.4.	Ductilité	59
3.2.5.	Position	59
3.2.6.	Renforcement	59
3.2.7.	Conception parasismique	60
3.3.	EVALUATION SISMIQUE	60
3.3.1.	Évaluation structurale selon ASCE	60
3.3.2.	Évaluation structurale selon FEMA	61
3.4.	PROCESSUS DE DIAGNOSTIC	62

3.4.1.	Analyse du fonctionnement de la structure	62
3.4.2.	Auscultations non destructives	63
a)	Potentiel de corrosion	63
b)	Scléromètre	64
c)	Auscultation sonique	65
d)	Cohésion superficielle ou adhérence	66
e)	Enrobage	66
f)	Géo Radar	67
3.4.3.	Analyses de laboratoire	68
3.5.	METHODES D'EVALUATION DE LA VULNERABILITE	68
3.5.1.	Observation de la vulnérabilité résultant de séismes passés	70
3.5.2.	Jugement expert	71
3.5.3.	Modèles analytiques simples	71
3.5.4.	Attribution de pointage	71
3.5.5.	Analyses détaillées	72
a)	Analyse statique linéaire	72
b)	Analyse dynamique linéaire	72
c)	Analyse statique non linéaire	73
d)	Analyse dynamique non linéaire	73
3.6.	CONCLUSION	74

Chapitre 4 :

Techniques de réhabilitation des structures en béton armé

4.1.	INTRODUCTION	75
4.2.	PROCEDURES DE REHABILITATIONS DES BATIMENTS SELON L'EC8	76
4.2.1.	La fin de la phase du diagnostic	78
4.2.2.	Avant-projet de renforcement	79
4.2.3.	Conception du projet de renforcement	80
4.2.4.	Justification - dimensionnement	83
4.2.5.	Les travaux, leur suivi et leur réception	86
4.3.	TECHNIQUES DE REPARATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX EN BETON ARME	88
4.3.1.	Réparation des fissures	88
a)	Pontage et protection localisés	88

b) <i>Evidage et calfeutrement</i>	89
c) <i>Injection</i>	89
4.3.2. Adjonction d'armatures d'acier	91
4.3.3. Projection du béton	92
a) <i>Projection par voie sèche</i>	93
b) <i>Projection par voie humide</i>	94
4.4. TECHNIQUES DE RENFORCEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX EN BETON ARME	95
4.4.1. Chemisage en Béton Armé	95
a) <i>Par augmentation de section</i>	95
b) <i>Par l'ajout de nouveaux voiles</i>	96
c) <i>Chemisage en acier</i>	98
4.4.2. Renforcement au moyen de profilés métalliques	99
4.4.3. Renforcement par gainage métallique	100
4.4.4. Scellement d'armatures pour béton armé	101
4.4.5. Renforcement par treillis métalliques	102
4.4.6. Renforcement par une précontrainte additionnelle	102
4.4.7. Renforcement par chaînages et/ou tirants	104
4.4.8. Renforcement par matériaux composites (Polymères Renforcés en Fibres)	104
4.4.9. Réduction des charges sismique par des dispositifs amortisseurs	107
a) <i>Amortisseur hystérétique</i>	107
b) <i>Amortisseur visqueux</i>	108
c) <i>Amortisseur à frottement</i>	108
4.5. CONCLUSION	109

Chapitre 1 :

Notions Générales et Causes de Dégradation

1.1.INTRODUCTION

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, représentés dans la Figure (1.1), de divers types et de divers degrés de capacité de dissipation d'énergie par déformations plastiques, à savoir [1] :

- a) Des ossatures où les déformations sont essentiellement élastiques ;
- b) Des ossatures qui forment une seule zone plastique significative ;
- c) Des ossatures où sont formées de nombreuses zones dissipatives.

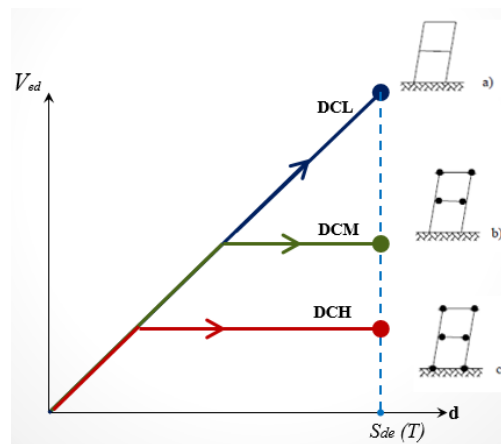


Figure 1.1 : Comportement d'ossatures de même période T soumises à poussée progressive jusqu'au déplacement de projet $S_{de}(T)$: a) projet à réponse purement élastique DCL, b) projet modérément dissipatif DCM et c) projet très dissipatif DCH [1].

1.2.NOTIONS GENERALES

1.2.1. Pathologie

Les qualités des matériaux et les types de structures évoluent sans cesse et ouvrent des perspectives de plus en plus larges dans le secteur de la construction. Une meilleure connaissance de la pathologie doit permettre une meilleure adéquation en choix et en usages. La pathologie dans le génie civil signifie l'examen des désordres, soit « étude des maladies », et notamment leurs causes et leurs mécanismes [2].

1.2.2. Durabilité

La notion de durabilité est le temps durant lequel l'ouvrage remplit ses fonctions et ses exigences. Tous les ouvrages sont soumis à un processus de détérioration comprenant de deux phases comme illustre la Figure (1.2), à savoir [3] :

- *Phase d'initiation* : aucun désordre n'est visible, l'élément perd d'abord sa protection.
- *Phase de propagation* : L'élément est soumis à un processus d'endommagement qui conduit à une capacité portante diminuée ou à une stabilité diminuée.

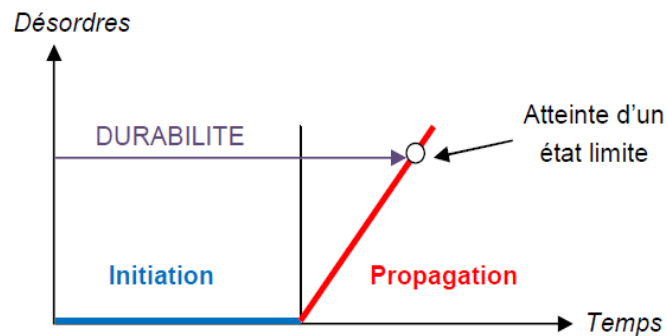


Figure 1.2 : Processus de détérioration d'un ouvrage [3].

1.2.3. Diagnostic

C'est l'ensemble des investigations nécessaires pour définir l'origine et l'étendue des désordres constatés. Indispensable pour [4] :

- Évaluer la gravité des désordres ;
- Permettre la prise de décision ;
- Mettre au point d'une solution de réparation durable.

1.2.4. Vulnérabilité

La vulnérabilité du bâti existant est une caractéristique d'un élément de la conception, de la mise en œuvre ou du fonctionnement des infrastructures essentielles qui la rend susceptible d'être détruite ou perturbée par une menace [5].

1.2.5. Risque sismique

Le NORSAR (Fondation de recherche indépendante de Norvège opérant le Centre de données national norvégien) définit le risque sismique ou « seismic or earthquake risk » par les probabilités des conséquences sociales et économiques d'un séisme. Plus précisément, les pertes de vie, les blessures ou les dommages aux bâtiments attendus (probables) dans le cas d'un séisme, en relation avec un aléa sismique donné dans une région donnée [5].

Une définition du risque exprimant bien le rôle de la vulnérabilité dans l'évaluation de ce dernier où le risque sismique R s'exprime par [5] :

$$R = A V_u V_a \quad (1.1)$$

Où :

A : est l'aléa sismique exprimé par une intensité et une période de retour.

V_u : est la vulnérabilité exprimée en termes de probabilités qu'un degré de dommages soit atteint pour une classe de bâtiment

V_a : est la valeur associée aux pertes humaines, mobilières et immobilières. L'évaluation des pertes économiques pour un niveau de dommages donné est souvent basée sur le rapport du coût de réparation sur la valeur de remplacement du bâtiment.

1.2.6. Aléa sismique

Une définition commune de « l'aléa sismique » est la probabilité d'occurrence à une intensité sismique spécifiée pour une période de temps donné. Le glossaire du NORSAR (Fondation de recherche indépendante de Norvège opérant le Centre de données national norvégien) définit les termes « seismic or earthquake hazard » par tout phénomène physique associé à un séisme pouvant produire des effets non désirés sur les activités humaines. Ces phénomènes incluent les failles de surface, le tremblement de terre, les glissements de terrains, la liquéfaction, la déformation tectonique, le tsunami, la seiche et leurs effets sur l'utilisation du sol, des structures et des systèmes économiques. Cette définition inclut l'aléa sismique régional, ou la macrosismicité, et les effets de site ou microsismicité [6].

La carte d'aléa sismique pour la région Nord, illustrée dans la Figure (3.1), montre les probabilités de dépassement de 10% de l'accélération du sol pour une période de 50 ans qui correspond à une période de retour de 475 années. Cette carte est le résultat de données récentes obtenues à partir des accélérations de sols. Elle montre que les régions d'El Asnam et Alger restent les plus exposées. Le séisme du 21 Mai 2003 a montré des accélérations de 0.6 g qu'il s'agit d'introduire aujourd'hui dans cette carte [7].

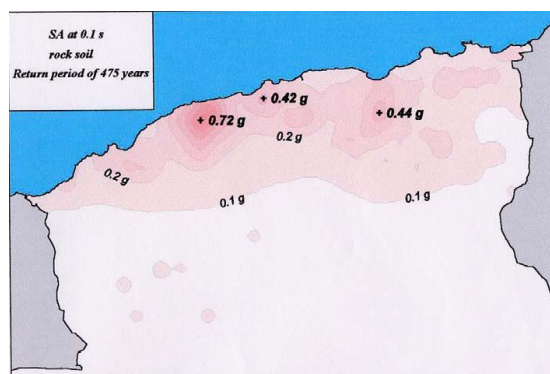


Figure 1.3 : Carte préliminaire d'évaluation de l'Aléa sismique pour la région du Nord algérienne [7].

Ce constat ne doit pas occulter le fait que beaucoup de zones restent encore inexplorées du point de vue sismique. L'on s'aperçoit aujourd'hui que les séismes les plus importants se sont produits dans des zones dont le potentiel sismique a été souvent sous-évalué. Ainsi, un inventaire complet des failles actives et sismogènes, accompagne d'une réévaluation du potentiel sismique par des études de paléo sismologie doit être envisagée dans le futur, modifiant les cartes déjà établies.

On peut finalement affirmer que pour le futur, il faudra considérer trois zones [6] :

- La région Tellienne est la plus exposée (Zone III)
- La région des Hauts Plateaux et la région de l'Atlas Saharien sont également sujettes à une faible sismicité (Zone II)
- La région saharienne présente une faible sismicité (avec une probabilité négligeable d'occurrence d'un séisme destructeur sur quelques siècles).

Lors de la conception sismique d'un bâtiment les effets de sites sont considérés sous forme déterministe par l'utilisation d'un coefficient d'amplification dynamique D appliqué au calcul du cisaillement à la base pour le RPA99/V2003 [8].

1.2.7. Résistance sismique requise (nécessaire)

C'est la force sismique de cisaillement à la base V qui est représentée par l'axe des abscisses du graphe explicatif de la Figure (1.4), requise où exigée par les codes parasismiques. D'après (RPA99/v2003) [8], cette force dépend de plusieurs paramètres (matériau, type de contreventement, zone sismique...etc.), elle est exprimée par la relation suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad (1.2)$$

Avec

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

1.2.8. Résistance sismique disponible

La résistance sismique disponible V_D (voir Figure (1.4)) d'une structure est exprimée quantitativement par la résistance de cisaillement à la base quand les poteaux ou les murs en Béton armé du niveau de rez-de-chaussée atteignent la résistance ultime, à condition que la structure soit

dans la phase élastique. Elle se rapporte à l'état du bâtiment avant l'endommagement par le séisme, tandis que pour la détermination de V_D , la qualité du béton et les armatures des éléments structuraux verticaux sont connus [9].

1.2.9. Résistance sismique résiduelle

La résistance sismique résiduelle V_R (voir Figure (1.4)) d'une structure endommagée est exprimée quantitativement par le cisaillement à la base avec au moins un des poteaux reste intacts. Pour la détermination de V_R , la diminution de la rigidité des éléments structuraux endommagés est prise en considération. Si la structure montre des dommages dus au séisme, V_R est toujours inférieure à V_D [9].

1.2.10. Perte sismique (Δ_p)

La perte de résistance sismique (voir Figure (1.4)) est définie par la différence de la force sismique disponible V_D et la force sismique résiduelle V_R [9] :

$$\Delta_p = V_D - V_R \quad (1.3)$$

1.2.11. Indice de résistance

Dans la pratique, selon le règlement parasismique Européen l'Eurocode 8 [10], pour les réhabilitations post sismique cet indice est habituellement remplacé par :

$$R_D = \frac{V_R}{V_D} \quad (1.4)$$

1.2.12. Réhabilitation

La réhabilitation structurale consiste à améliorer le niveau de performance d'un système structural ou quelques éléments de ce système. Suivant l'état de la structure endommagée, la réhabilitation peut être subdivisée en deux catégories : Réparation où Renforcement [11-12].

1.2.13. Réparation

La réparation d'une structure est une opération qui consiste à lui restituer, par des travaux appropriés, un niveau de service perdu (voir Figure (1.4)), la baisse du niveau de service peut résulter de toutes sortes de causes ; les plus fréquentes sont la dégradation progressive des matériaux (agressions atmosphériques, modification des propriétés des matériaux), l'utilisation intensive (effet de répétition des charges) voire abusive (utilisation au-delà des charges prévues), les accidents et sinistres (incendies, choc ,séisme, ...). Le terme 'réparation' signifie que les éléments structuraux ou non-structuraux endommagés atteignent encore un minimum de résistance, rigidité et ductilité qu'ils

doivent avoir avant un séisme. Donc c'est une opération qui consiste à lui restituer, par des travaux appropriés, un niveau de service perdu Δ_p . Ceci signifie que la 'réparation' est limitée seulement aux éléments endommagés et dans ce sens de réparation doit être considéré comme réhabilitation locale [13-14].

1.2.14. Renforcement

Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service et en particulier (augmentation de la ductilité, de la résistance) d'une construction pour en permettre l'utilisation dans des conditions non prévues à l'origine ou de lui procurer une protection suffisante contre des sollicitations dont il n'a pas été tenu compte dans les calculs [13-14] (voir Figure (1.4)). Dans un autre terme, le renforcement signifie l'augmentation de la résistance sismique de la structure avec des réhabilitations au-delà de la réparation, de sorte que la résistance sismique disponible devienne égale à V_B .

L'impact d'un renforcement est l'augmentation de la résistance sismique R de la structure dans les deux cas suivants :

- Pour les structures non endommagées par les séismes, il signifie l'augmentation de la force sismique à la force sismique réelle actuelle.
- Pour les structures endommagées par les séismes, il signifie l'augmentation de la force résiduelle V_B au moins à la force sismique exigée V .

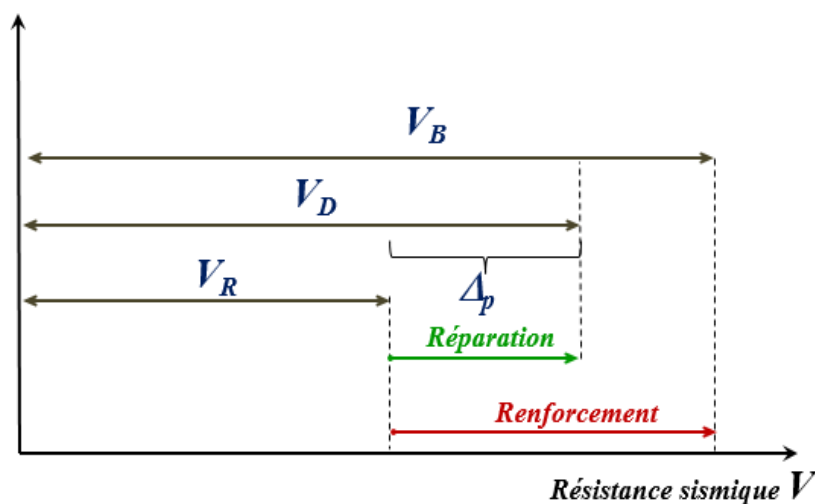


Figure 1.4 : Représentation schématique des relations entre les différentes résistances nécessaires pour le comportement sismique d'un bâtiment.

1.3.CAUSES DE DEGRADATION DES STRUCTURES EN BETON ARME

Les signes apparents extérieurs des désordres d'un ouvrage en béton sont souvent des fissures, des désagréations et des épaufrures. Les causes de ces problèmes sont multiples, les plus fréquemment rencontrées sont :

1.3.1. Dégradations dues aux erreurs d'exécution

L'utilisation de méthodes inadéquates ou la négligence pendant une phase quelconque de la construction peuvent affecter la qualité du béton. Ce béton se détériore plus facilement que celui obtenu conformément aux strictes règles de l'art. En plus, un défaut d'exécution peut entraîner beaucoup des agents agressifs, mais la détérioration du béton n'est pas visée sauf dans les cas suivant [2] :

- Erreurs dans le positionnement des armatures d'acier ;
- Enrobage insuffisant des armatures d'acier ;
- Erreurs dans l'exécution des coffrages ;
- Absence des armatures de peau (pour les retraits) ;
- Mauvaise qualité du béton (une porosité très élevée) ce qui facilite la circulation des agents agressifs et l'eau ;
- La ségrégation du béton due à la condition de transport du béton frais.

a) Mauvaise disposition des armatures

La plupart du temps, ce type d'erreurs résulte d'une insuffisance consécutive à des oublis ou à des impasses au niveau des études, parfois aussi d'un manque de coordination entre le bureau d'études et le chantier. La Figure (1.5) montre un exemple d'une mauvaise disposition des armatures où le balcon du deuxième étage d'un bâtiment a été détaché [2].



a) Vue générale



b) Nappe d'acier posée dans la partie comprimée

Figure 1.5 : Détachement d'un balcon emportant dans sa chute le balcon d'en dessous [2].

b) Déplacements des coffrages

Les coffrages sont dimensionnés pour résister au poids du béton frais, mais ils sont toujours déformables. La déformation provoquée par le béton frais peut alors entraîner, dans les parties déjà durcies mais encore jeunes, l'apparition de fissures importantes suivit par l'éclatement du béton comme montre la Figure (1.6) [15].

Pour empêcher l'apparition de telles fissures il faut [15] :

- Vérifier que le coffrage est bien conçu ;
- Revêtir la surface du bois utilisé pour le coffrage afin d'empêcher l'absorption qui induit un gonflement du bois ;
- Vérifier périodiquement les montages et l'exécution pendant le coulage.



Figure 1.6: endommagement du poteau causé par le déplacement du coffrage.

c) Ségrégation du béton frais

Entre la fin du bétonnage et le début de prise se produit un phénomène de sédimentation (tassement) : par gravité, les grains lourds en suspension sont attirés vers le bas comme indiqué dans la Figure (1.7) d'un teste au laboratoire effectué sur une éprouvette. L'eau qui reflue (ressuage) entraîne à son tour une partie des grains les plus fins vers la surface de l'élément. Il en résulte, dans la zone inférieure de l'élément, une concentration plus élevée en gros grains et, dans la partie supérieure, une concentration plus forte en pâte de ciment. Les conséquences du phénomène se traduisent par la cassure du béton frais avec des fissures visibles qui suivent le tracé des armatures les plus proches. Pour colmater les fissures superficielles, il suffit de différer le réglage des surfaces et de commencer la cure du béton le plutôt possible après sa mise en place ; ce traitement retarde en effet la prise, cela réduit la différence entre la ségrégation en surface et celle en pleine masse [15].



Figure 1.7 : Phénomène de ségrégation.

d) Décoffrage prématuré

La vitesse et l'économie actuellement recherchées dans la construction ont pour conséquence que le coffrage est retiré avant que le béton ait acquis une résistance suffisante. Le décintrement et le décoffrage prématurés d'un béton peuvent entraîner [15] :

- Des déformations excessives de pièces minces fléchies ;
- Une fissuration des parties tendues ;
- Une microfissuration préjudiciable au niveau de la durabilité de la structure.

La Figure (1.8) montre une fissure importante apparue dans la partie tendue d'une poutre en béton armé dont le décoffrage a été fait précipitamment. Pour éviter ces problèmes, il faut laisser les étais et les coffrages en place jusqu'à ce que le béton soit assez résistant. Le durcissement du béton en cours de prise est influencé par un certain nombre de paramètres liés au béton et aux conditions thermiques dans lesquelles il est placé [15] :

- ✓ Le dégagement de chaleur du béton en cours de prise et un facteur prépondérant ; il est évidemment relié à la chaleur d'hydratation et au dosage du ciment constituant le béton ; la connaissance du degré d'avancement des réactions ou degré de maturation du béton, peut être appréciée par la mesure du dégagement de chaleur et, après calibrage, elle devient un outil non destructif permettant d'estimer la résistance du béton au jeune âge ;
- ✓ Les conditions climatiques dans lesquelles est placé le béton jouent également un rôle non négligeable ; à cet effet, le coffrage constitue une enveloppe de protection plus ou moins efficace suivant sa nature : un coffrage constitué par un matériau isolant génère un traitement thermique passif du béton ;
- ✓ Lorsque les conditions climatiques sont trop sévères pour permettre un décoffrage dans les délais souhaités, le béton peut être soumis à un traitement thermique actif.



Figure 1.8 : Apparition des fissures causée par le décoffrage prématuré.

e) Contraintes thermiques

La prise du ciment provoque un dégagement de chaleur. Le béton est mauvais conducteur et dans les pièces massives, cette chaleur s'accumule au cœur, ce qui élève la température et accélère la réaction. De plus, le cœur des pièces refroidit moins vite que la surface. Dans le cas des pièces constituées de parties d'épaisseur différentes, des cisaillements apparaissent dans les zones de transition [15].

En conséquence, il faut limiter les variations brusques d'épaisseur, les angles vifs. Dans certains cas, le choix d'un ciment à chaleur d'hydratation modérée peut, en outre, s'avérer nécessaire. Très souvent une protection thermique même légère diminue nettement les gradients de température [15].

f) Absorption d'eau par le béton

On constate souvent que parmi les différentes parties d'un même ouvrage construit avec les mêmes matériaux, certaines sont saines tandis que d'autres sont gravement détériorées. Cela est dû à la différence de quantité d'eau absorbée par le béton. Il n'est pas possible d'empêcher le gonflement du béton dû à l'augmentation de la teneur en eau. Le remède est soit de tenir compte de la dilatation du béton dans des ouvrages soumis à des cycles de séchage et d'humidification, soit de maintenir le béton humide en le gainant dans une sorte d'épais manchon de bois empêchant la dessiccation de la masse [15].

1.3.2. Dégradations d'origine chimique

Le béton est un matériau basique ($\text{pH} > 13$), pour cette raison, il est vulnérable aux attaques acides indiqués dans la Figure (1.9) (CO_2 , SO_4^{2-} , Cl^- ...) qui agissent sur la pâte de ciment en entraînant soit la dissolution de certains hydrates (comme la portlandite), ce qui entraîne une perte d'alcalinité, soit la formation de composés nouveaux qui peuvent être expansifs [2].

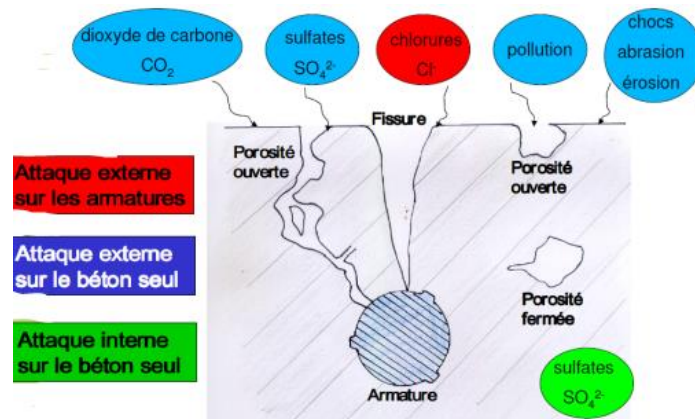


Figure 1.9 : Structure et propriétés du béton [2].

a) Corrosion des armatures par Carbonatation (CO_2)

La carbonatation est un phénomène de vieillissement naturel des matériaux illustré dans la Figure (1.10). Ce phénomène correspond à une réaction chimique induite par la pénétration du dioxyde de carbone CO_2 de l'air dans le béton. La réaction chimique établit comprend comme réactifs le CO_2 présent dans l'atmosphère en faible proportion, qui se dissout dans l'eau et forme l'acide H_2CO_3 . L'acide réagit avec la portlandite (hydroxydes de Calcium) pour former des carbonates de calcium et de l'eau, selon la formule suivante [16] :

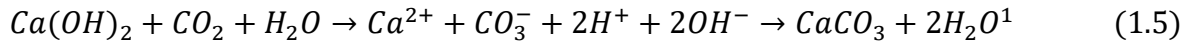


Figure 1.10 : Dégradation du béton causée par la carbonatation.

La portlandite est essentielle pour maintenir un PH élevé, ce qui protège les armatures du béton armé et empêche la formation de micro-organismes. Et lorsqu'elle n'est plus suffisamment accessible pour réguler le PH, le milieu s'acidifie, permettant ainsi la corrosion des armatures [16]. Selon la Figure (1.11), lorsque la profondeur de la carbonatation atteint les armatures, le film de carbonatation disparaît et les armatures sont dépassivées ainsi le diamètre des armatures diminue ce

qui conduit à une diminution de la résistance. La valeur admise pour la profondeur de carbonatation est de 1 cm en 8 à 15 ans et 2 cm en 20 à 30 ans [2].

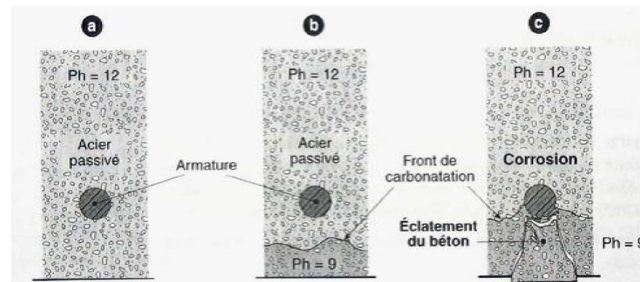


Figure 1.11 : Processus du phénomène de corrosion des armatures par carbonatation [2].

b) Corrosion des armatures par les Chlorures (Cl⁻)

Les chlorures s'introduisent dans le béton, soit par le biais de ses constituants au moment de sa confection (eau de gâchage), soit ultérieurement, s'il est exposé à une atmosphère maritime ou en présence de sels de déverglaçage ou de déneigement. La pénétration des ions de chlore dans la matrice du béton provoque elle aussi la corrosion des armatures suivis par l'éclatement du béton comme il est arrivé à l'appui du pont représenté dans la figure (1.12).

De très faibles concentrations en chlorures forment le composé FeOOH sur la couche passive, puis les ions instables de FeCl^{3-} consomment les ions hydroxyles présents ce qui conduit à une diminution du PH. La circulation des électrons libérés par la réaction d'oxydation vers les sites cathodiques engendre des piles électrochimiques sur l'armature conduisant à la décomposition de l'acier dans les zones anodiques. Donc au niveau du béton rien n'est visible, et on ne voit au bout d'un certain temps que les conséquences : corrosion des armatures [16].



Figure 1.12 : corrosion par piqûres liées au chlorures.

c) Attaques des sulfates

Les sulfates peuvent se rencontrer essentiellement dans les zones agricoles où on utilise les engrais et fertilisant du sel. Elles peuvent aussi provenir des fumées et des résidus dégagés par les industries chimiques. En réaction avec la pâte du ciment, trois composés peuvent se former en fonction de la concentration en sulfates, du Ph et de la température : l'ettringite (sel de Candlot), le gypse et la thaumasite [2]. Comme schématisé dans la Figure (1.13), la création de ces composants provoque une augmentation des volumes des vides ce qui induit l'épaufrure du béton.



Figure 1.13 : Phénomène des attaques des sulfates [17].

d) Alkali-réaction

Ce phénomène illustré dans la Figure (1.14) peut se produire si les granulats sont réactifs. L'alkali-réaction regroupe toutes les réactions qui peuvent se produire entre les granulats du béton et les alcalins de la pâte du ciment hydraté. Ce processus peut diminuer les propriétés mécaniques des hydrates ou augmenter la porosité interne. Les ouvrages les plus exposés à l'humidité sont souvent victimes de l'alkali-réaction. La formation d'un gel gonflant provoque, à l'intérieur du béton, des déformations et de microfissures. Les contraintes de ce gonflement engendrent un décollement entre la pâte et les granulats et donc de microfissures, si elles dépassent la résistance en traction du béton, ce qui se traduit en surface par des fissurations suivant la direction des armatures [16].



Figure 1.14 : Phénomène d'alkali-réaction.

e) Corrosion des armatures

On peut définir la corrosion comme la transformation des métaux en composé divers sous l'action de phénomènes naturels. Lors du coulage du béton, l'eau de gâchage réagit avec l'acier et forme une couche protectrice d'hydroxydes de fer $[\text{Fe}(\text{OH})^2]$ et de calcium $[\text{Ca}(\text{OH})^2]$ ou la rouille comme explique la Figure (1.15). Ainsi, la solution interstitielle du béton aura un PH élevé, de l'ordre de 13. Si la solution interstitielle ne convient plus à un béton sain, comme dans le cas de la carbonatation et la pénétration des ions chlore, cette couche protectrice disparaît. Les produits, oxydes et hydroxydes, des oxydations au niveau de la surface de l'acier s'accumulent, entraînant un gonflement, par suite la fissuration de l'enrobage [16].

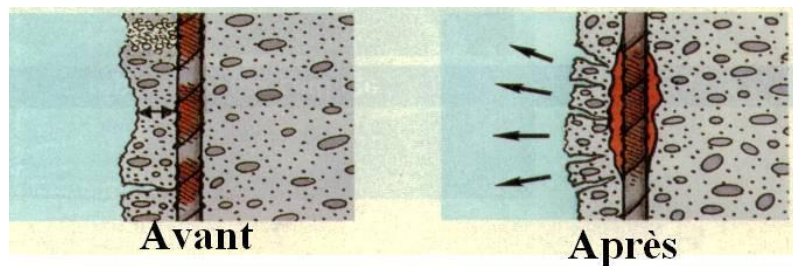


Figure 1.15 : Effet de la création de rouille.

La Figure (1.16) représente une dégradation des éléments structuraux d'un bâtiment en béton armé causée par la corrosion d'aciers dont l'enrobage ne respecte pas les dispositions réglementaires en atmosphère corrosive. Le béton a éclaté. Les armatures non enrobées et corrodées seront inopérantes en cas de séisme. Attention, le colmatage des éclats, comme il est fréquemment réalisé pour la remise en état des bâtiments ne rend pas leur résistance aux aciers corrodés [18].



Figure 1.16 : Dégradation des éléments structuraux causé par la corrosion des armatures [18].

1.3.3. Dégradations d'origine physico-chimique

a) Retrait

Le retrait thermique peut être la cause de pré-fissuration du béton (Figure 1.17). La prise puis le durcissement du béton se font avec un dégagement de chaleur ; le matériau se contracte au cours de son refroidissement. L'expérience montre que le retrait gêné, hydraulique et / ou thermique, peut provoquer la fissuration dans tous les éléments, mais particulièrement dans les murs et les dalles en fonction de la longueur, l'épaisseur, le ferrailage, l'hygrométrie ambiante et les conditions climatiques (ensoleillement, vent, pluie...) [2].

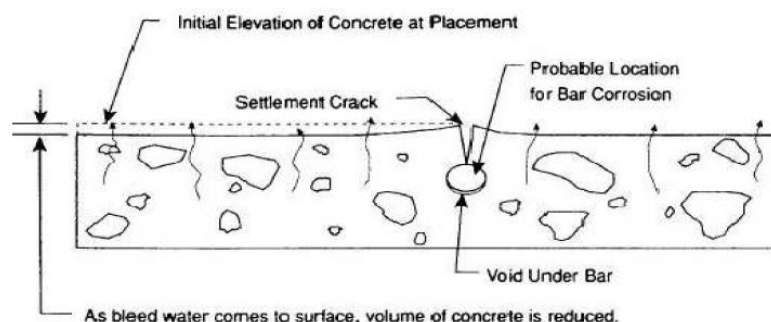


Figure 1.17 : Fissures engendrées par le retrait plastique [2].

b) Gel-dégel

Selon le taux de porosité et de perméabilité des bétons, l'eau peut s'infiltrer et, sous l'action du gel, gonfler, générer des contraintes internes et créer des fissures. La dégradation par gel dégel du béton est amplifiée par des chocs thermiques causés par l'apport de chaleur dû à la fusion de la glace [2]. La meilleure protection à prendre est :

- Diminuer la porosité en utilisant un béton dense et de bonne qualité (le rapport eau-ciment est inférieur à 0.5) ;
- Utilisation des adjuvants pour accroître la résistance aux agents atmosphériques ;
- L'emploi d'un revêtement de coffrage absorbant pour accroître la densité de la surface du béton pour des ouvrages partiellement enterrés ou placés en eau peu profonde.

1.3.4. Dégradations d'origine mécanique

a) Tassement différentiel

Lorsqu'un sol tasse d'une façon inégale sous les différents points d'une fondation, on dit qu'il y a un tassement différentiel. Il se manifeste soit par un basculement soit par de graves désordres dans les éléments non structuraux et parfois dans la structure elle-même si les efforts sont incompatibles

avec la sécurité des matériaux. Les causes des tassements différentiels sont multiples, mais les plus fréquemment rencontrés sont : les sols compressibles, les remblais récents, les remblais d'épaisseurs, la non-homogénéité du sous-sol de fondations, l'emploi des fondations hétérogènes, les affouillements du sol sous les fondations, la modification du volume de certains sols en fonction de la teneur en eau...etc. [15].

b) Ondes de choc

Le béton est susceptible de s'épaufrer quand il est soumis à des ondes de choc. Ceci est dû aux différentes vitesses de propagation des ondes dans les différents matériaux (les agrégats, le liant et les armatures). La résistance aux chocs peut être améliorée par l'emploi pour la confection du béton, d'agrégats anguleux et rugueux et par l'utilisation de sections fortement armées [15].

c) Les dégradations d'origine sismique

Un séisme est une manifestation de la tectonique des plaques. Il se traduit en surface par une vibration du sol provenant d'un déplacement brutal de la roche. En surface, un séisme peut dégrader ou détruire des bâtiments, produire des décalages de la surface du sol de part et d'autre des failles. Il peut aussi provoquer des chutes de blocs, une liquéfaction des sols meubles imbibés d'eau, des avalanches ou des raz de marée (tsunamis) [2].

1.4.CONCLUSION

Ce chapitre a présenté les différentes terminologies existantes dans le domaine de réhabilitation, de réparation et de renforcement des ouvrages existants. Chaque terme correspond à un cas d'espèce, seul un expert peut déterminer le mode d'intervention envisagé en fonction du problème posé.

Les désordres existants dans le gros œuvre se manifestent généralement par des fissures, des déformations et flèches excessives, des traces d'écrasement ou de cisaillement, de flambement ou de gonflement. Ils peuvent être causés par l'insuffisance de résistance des matériaux, relativement aux charges appliquées, l'insuffisance des dimensions des pièces métalliques ou des armatures, leur mauvaise disposition. Mais ils peuvent être dus à des surcharges excessives, des vibrations ou des changements des sens répétés des efforts, des tassements différentiels, l'attaque des matériaux par l'humidité et les agents extérieurs.

Chapitre 2 :

***Pathologies d'endommagement des
bâtiments en béton armé***

2.1. INTRODUCTION

Le béton armé est un matériau de base de structures largement utilisé depuis plus d'un siècle. L'analyse du comportement pathologique des bâtiments peut mettre en évidence des désordres et des comportements particuliers qui trouvent leurs explications dans la dégradation des matériaux constitutifs (corrosion des aciers, vieillissement physico-chimique des bétons, alcali réaction, fluage, relaxation...), qui peuvent aussi s'expliquer par d'éventuelles erreurs de conception (erreurs de calcul, défauts d'exécution) ou la non considération de sollicitations accidentelles (séisme, choc, impact).

2.2. PATHOLOGIES DES BÂTIMENTS ENDOMMAGÉS PAR LES SÉISMES

2.2.1. Maçonneries non renforcées

Les désordres pouvant affecter les ouvrages en maçonnerie peuvent être divisés en deux catégories selon qu'ils :

- Résultent d'un défaut de résistance mécanique de l'ouvrage ;
- Affectent les autres fonctions de la paroi en maçonnerie mais ne mettent pas en cause la solidité de l'ouvrage.

a) Défaut de contreventement général

Du fait de la faible résistance à la traction des ouvrages en maçonneries, il est nécessaire de tenir compte des forces transversales, séisme, pression du vent, poussée des terres ou des remblais dans le cas des murs de sous bâtiments.... A cet effet, des fissures apparaissent en forme de x, dans les panneaux, causées par les forces horizontales alternées appliquées suivant le plan des murs (Figure 2.1-a). Par ailleurs, des fissures verticales se forment, dans la maçonnerie, engendrées par les forces sismiques perpendiculaires au plan du panneau (Figure 2.1-b) [20].

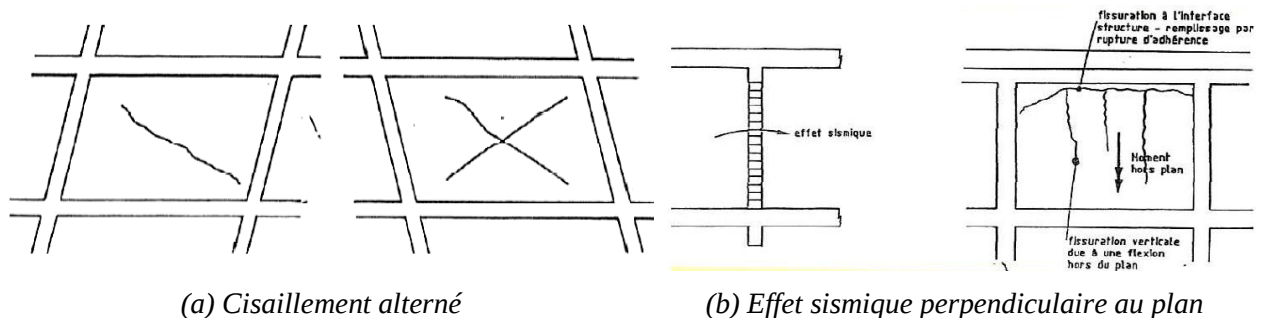


Figure 2.1 : Fissurations du panneau de maçonnerie [20].

La Figure (2.2) montre des dégradations d'une structure en maçonnerie non renforcée qui a vécu le séisme de Frioul d'Italie en 1976. Il existe de nombreuses fissures diagonales dans la plupart des murs, mais elles ne sont pas si graves et les murs n'ont pas cédé [20].



Figure 2.2: Fissuration de la maçonnerie (Séisme Frioul, Italie 1976) [20].

b) Absence de joint de tassement ou de dilatation

Leur trop grand écartement conduit à des fissurations des maçonneries porteuses qui peuvent mettre en cause la stabilité des constructions. C'est le cas lors de la construction, sur des terrains compressibles, très dissemblables ou encore construits de façon non simultanée. C'est aussi le cas de bâtiments de trop grande longueur. Le tassement produit engendre des fissures approximativement perpendiculaires à la diagonale (Figure 2.3) [20].

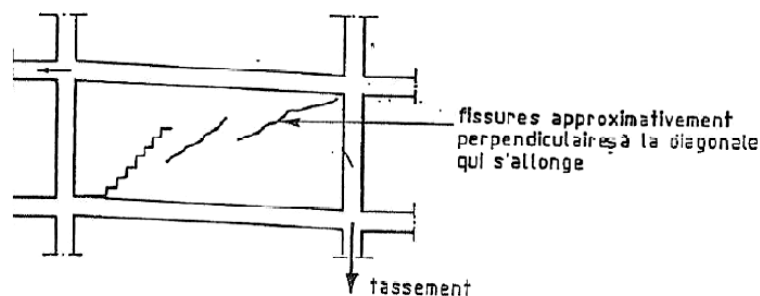


Figure 2.3 : Déplacement vertical différentiel des colonnes de gauche et de droite [20].

c) Les conditions de déroulement du chantier

Les incidents de très loin les plus fréquents concernent le renversement, par le vent, de pans de maçonneries avant qu'ils ne soient rendus stables par le reste de l'ouvrage (angles ou murs perpendiculaires) ou par la réalisation d'étalement provisoire dans l'attente des éléments concourant à leur stabilité. Le risque est bien entendu accentué par l'élancement des parois considérées comme

montre la Figure (2.4), mais aussi par tout retard apporté au durcissement du mortier de hourdage (froid ou, pire encore, gel nocturne par exemple) [20].

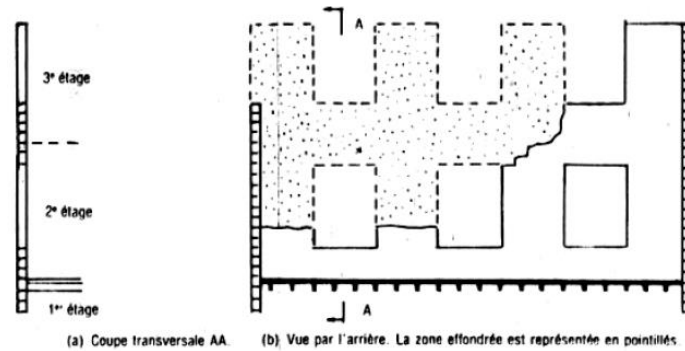


Figure 2.4 : Fissurations diagonales de la maçonnerie causée par la mauvaise reprise du bétonnage [20].

d) Mouvements différentiels d'origine thermique

Ce sont les sollicitations résultant de ces mouvements empêchés qui expliquent que les ouvrages les plus fragiles, les murs, se trouvent être le lieu de fissurations d'allure verticale qui se forment lorsqu'aucune armature horizontale, constituée le plus souvent par les chaînages placés dans la partie commune aux murs et aux planchers, ne peut s'opposer à leur ouverture ; dans d'autres pays, ce risque est pallié par la disposition d'armatures placées dans au moins certains lits de la maçonnerie, régulièrement espacés dans la hauteur de l'étage. ces fissures peuvent être induites par la dilatation du cadre ou le plancher du haut (Figure 2.5-a), ou par le retrait de la cloison elle-même (Figure 2.5-b) [20].

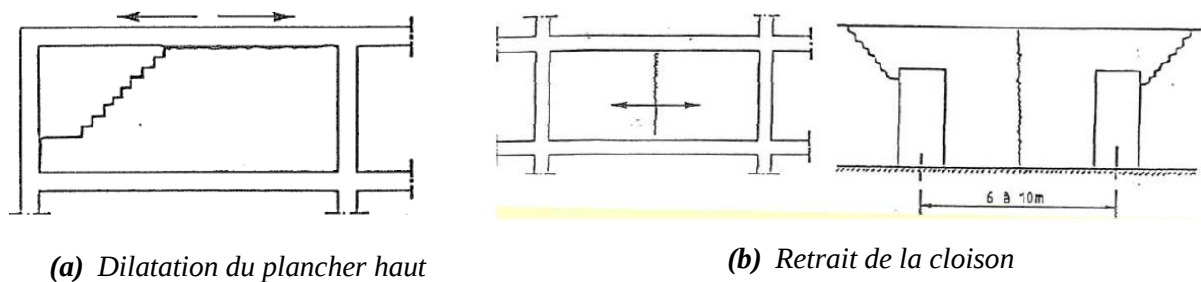


Figure 2.5 : Effet thermique sur la maçonnerie [20].

e) Fissuration résultant des déformations des planchers, ou de la structure, supportant les murs en maçonnerie

Il s'agit, là encore, de la capacité plus ou moins grande des ouvrages en maçonnerie à supporter les sollicitations engendrées par les ouvrages adjacents, en l'occurrence les planchers et les mouvements différentiels entre les deux catégories d'ouvrages. Cependant, l'évolution aidant, on est passé à une association entre des maçonneries de plus faible épaisseur et des planchers en béton armé d'abord, précontraint ensuite. Ce type de planchers est le siège de déformations de plusieurs origines [20] :

- Une flèche instantanée au moment du décoffrage ;
- Les déformations dues aux charges d'exploitation de courte durée ;
- Enfin, les déformations de fluage qui résultent du poids propre de la construction et des charges d'exploitation de longue durée. Il arrive donc, lorsque ces déformations cumulées dépassent les capacités de déformation des murs en maçonnerie qui, on l'a déjà dit, sont bien moins résistants à ce type de sollicitation que les planchers, que des fissures apparaissent dans les murs ; ces fissures sont de deux sortes :
 - Celles, **obliques** (Figure 2.6-a), qui apparaissent dans les maçonneries portées par des supports trop flexibles ; elles sont parfois accompagnées d'un décollement entre le mur et son support soit à la jonction, soit dans un des joints horizontaux de la maçonnerie. Ces désordres concernent le plus souvent les murs intérieurs, ou les cloisons, car dans le cas des murs extérieurs il existe très souvent à l'étage inférieur un mur qui empêche le plancher de fléchir ;
 - Celles d'allure **horizontale** provoquées par l'appui des planchers sur les murs (Figure 2.6-b) et (Figure 2.6-c).

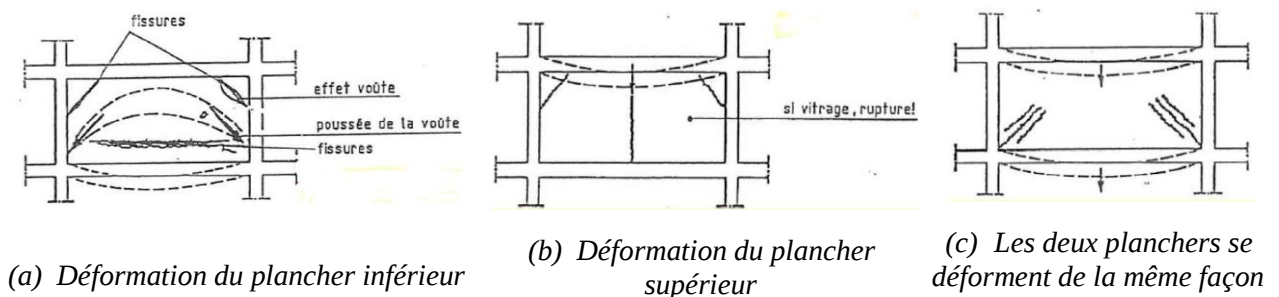


Figure 2.6 : Fissuration de la maçonnerie résultant des déformations des planchers [20].

La Figure (2.7-a) montre l'effondrement d'une structure en maçonnerie non renforcée avec des planchers en béton armé, qui a vécu le séisme de Frioul d'Italie en 1976, Braulins (Udine). Les grandes fissures diagonales dans les murs et la perte de continuité entre les murs externes indiquent des dégâts structuraux graves [21]. La Figure (2.7-b) illustre la destruction d'une structure en maçonnerie en pierres brutes lors du séisme de Monténégro à Yougoslavie en 1979. Une partie des murs porteurs a cédé, causant un effondrement partiel du toit et des poutres des planchers. Il s'agit de dégâts structuraux graves [21].



(a) Frioul, Italie 1976 Braulins (Udine)



(b) Monténégro, Yougoslavie 1979

Figure 2.7 : Effondrement des structures causé par la fissuration de la maçonnerie [21].

2.2.2. Murs de remplissage extérieurs

La Figure (2.8) montre la déformation de l'ossature avec remplissage en maçonnerie dû aux charges latérales sismiques. En premier lieu, les diagonales sont comprimées dans les remplissages ce qui provoque un cisaillement dans les poutres et poteaux par concentration de contrainte, puis une ruine fragile des remplissages tout en engendrant la création d'un niveau « transparent » à l'étage où ils sont ruinés en premier [22]. Selon André Plumier [22] les solutions pour diminuer ses déformations sont :

- Remplissage de résistance faible
- Joints entre remplissage et structure pour éviter l'interaction
- Tenir compte du cisaillement additionnel
- Augmenter l'armature transversale dans les zones plus sollicitées

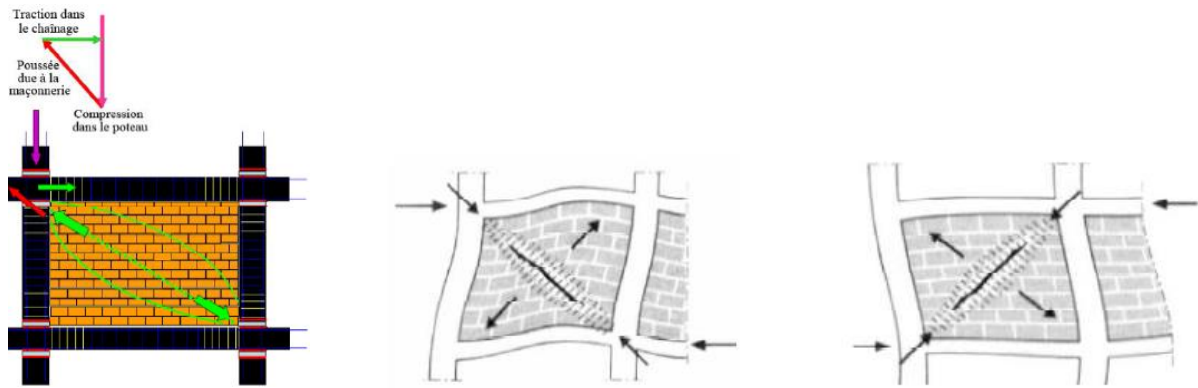


Figure 2.8 : Cisaillement induit par les remplissages [22].

La Figure (2.9-a) montre l'effondrement des murs de remplissage non armé d'un bâtiment en béton armé pendant le tremblement de terre 1980 d'EL Asnam [23]. La Mosquée de Bordj-menaël, qui a vécu le séisme de Boumerdes en 2003, a subi plusieurs destructions des maçonneries de remplissage extérieur (Figure 2.9-b). La Figure (2.9-c) représente une ossature en en béton armé qui participé au séisme de Mexico en 1985. Ce bâtiment a subi des fissures dans les poteaux et les cloisons de remplissage avec chute de morceaux de plâtre ; dans certains cas, les remplissages de briques ont partiellement cédé. Les dégâts structuraux (des poteaux) sont modérés et les dégâts non structuraux (des remplissages) sont graves [24].



(a) Séisme d'EL Asnam 1980



(b) Séisme de Boumerdes 2003



(c) Séisme de Mexico 1985



(d) séisme d'Irpinia- Basilicata en Italie 1987

Figure 2.9 : Effondrement des murs de remplissage extérieurs des ossatures en béton armé lors des séismes antérieurs.

Par ailleurs, selon la Figure (2.9-d), de nombreux murs de remplissage extérieurs ont cédé entièrement, ce qui constitue des dégâts non structuraux très graves d'une ossature en béton armé après le séisme d'Irpinia- Basilicata en Italie de 1987. Dans certains cas, il y a eu des dégâts graves dans les raccords entre poutres et poteaux [24].

2.2.3. Irrégularité en plan

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel. La structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments structuraux doivent des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques schématisées dans la Figure (2.10) [1].

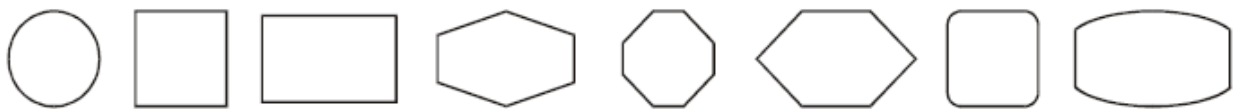


Figure 2.10 : Formes favorables : plans simples à 2 axes de symétrie [1].

Par ailleurs selon la Figure (2.11), les problèmes causés par cette irrégularité peuvent être résumés en deux types. Premièrement, aux points d'angle où les parties saillantes sont assemblées, une concentration de contraintes se produit en raison des différentes rigidités et des différents mouvements de ces parties du bâtiment. Le second problème est celui des forces de torsion dont l'excentricité résultante entre le centre de masse et le centre de rigidité tend à déformer la structure et entraîne des forces de torsion très difficiles à analyser [1]. La Figure (2.12) schématise les différentes irrégularités horizontales distinguées dans les bâtiments [29].

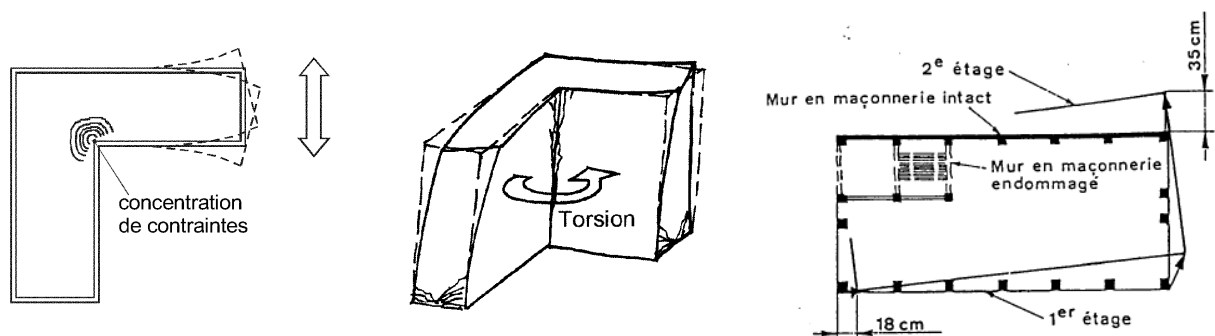


Figure 2.11: Déformation d'un plan irrégulier en plan [1].

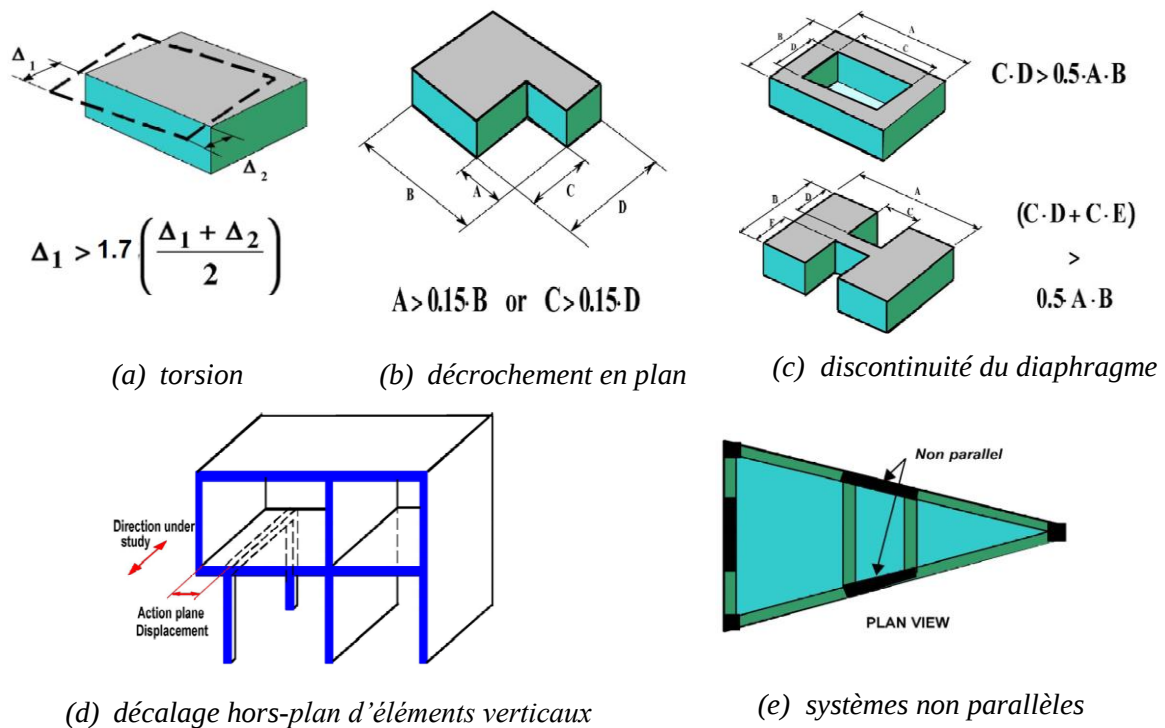


Figure 2.12 : Description de différentes irrégularités horizontales [25].

La Figure (2.13-a) représente les dommages dans les angles rentrants dus aux oscillations différentielles (séisme de Kobé, Japon 1995). Le bâtiment est conforme aux règles parasismiques mais le choix architectural d'une forme en L sans présence de joints ou de renforts a conduit à des dommages au niveau de l'angle rentrant dans le plan horizontal [23]. Les volumes en saillie de la structure montrée dans la Figure (2.13-b) sans endommagés dans les angles rentrants lors du séisme d'Anchorage en Alaska en 1964 [24]. L'hôtel First d'Atasaka à Tokyo illustré dans la Figure (2.13-c) ; construit par Kenzo Tangé ; présente de nombreux défauts pour sa tenue au séisme. Des angles rentrants apparents et une forme en U généreront les mêmes problèmes que ceux évoqués pour les formes de bâtiment en L [24].



(a) séisme de Kobé, Japon 1995



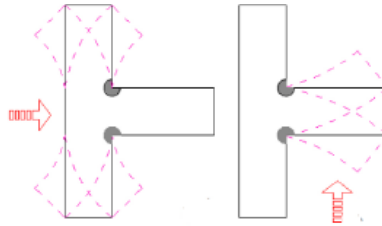
(b) Séisme d'Anchorage, Alaska 1964



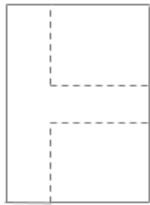
(c) Séisme d'Atasaka à Tokyo

Figure 2.13 : Endommagement des structures irrégulières en plan.

Afin de minimiser les dommages dans la zone de croisement des parties saillantes, qui doivent avoir la capacité de résister et de dissiper les effets de torsion de manière adéquate, plusieurs solutions ont été proposées à l'amélioration des dispositions pour atteindre la bonne performance sismique, à savoir : élimination du problème (Figure 2.14-b), séparation en sous structures par joint sismique (Figure 2.14-c), l'ajout de renforts soit dans les angles rentrants soit dans les extrémités des ailes (Figure 2.14-d), l'adoucissement de l'angle droit par la création de transitions entre les parties saillantes du bâtiment (Figure 2.14-e) [26].



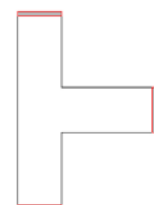
(a) Vue en plan d'un bâtiment irrégulier horizontalement.



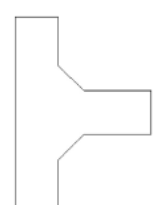
(b) Eliminer le problème



(c) Séparation en sous-structures



(d) Ajouter un renforcement



(e) Transition

Figure 2.14 : Solutions pour les bâtiments irréguliers en plan [26].

La Figure (2.15) illustre la dernière des solutions présentées sur la Figure précédente (Transition) : les angles de cette étoile à trois branches ont été adoucis pour éviter les dommages localisés dans les angles rentrants [24].



Figure 2.15 : Solution pour éviter les dommages localisés dans les angles rentrants [24].

2.2.4. Irrégularité en élévation

Dans la vue en élévation, les principes de simplicité et de continuité se traduisent par un aspect régulier de la structure primaire, sans variation brutale de raideur comme illustre la Figure (2.16). La structure devrait avoir une distribution uniforme et continue de la masse, de rigidité, de la résistance et de ductilité [1]. Les différentes irrégularités en élévation pour les bâtiments sont d'écrites dans la Figure (2.17).

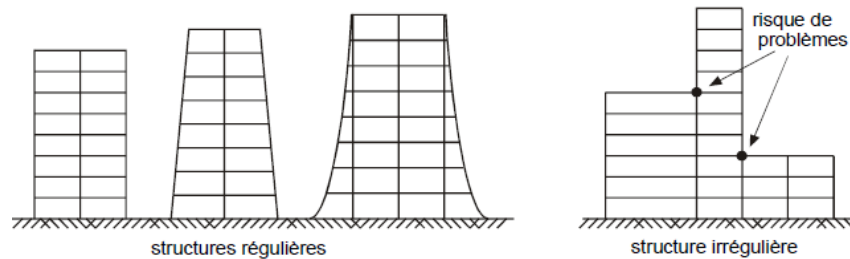


Figure 2.16 : Description d'une régularité et irrégularité en élévation [1].

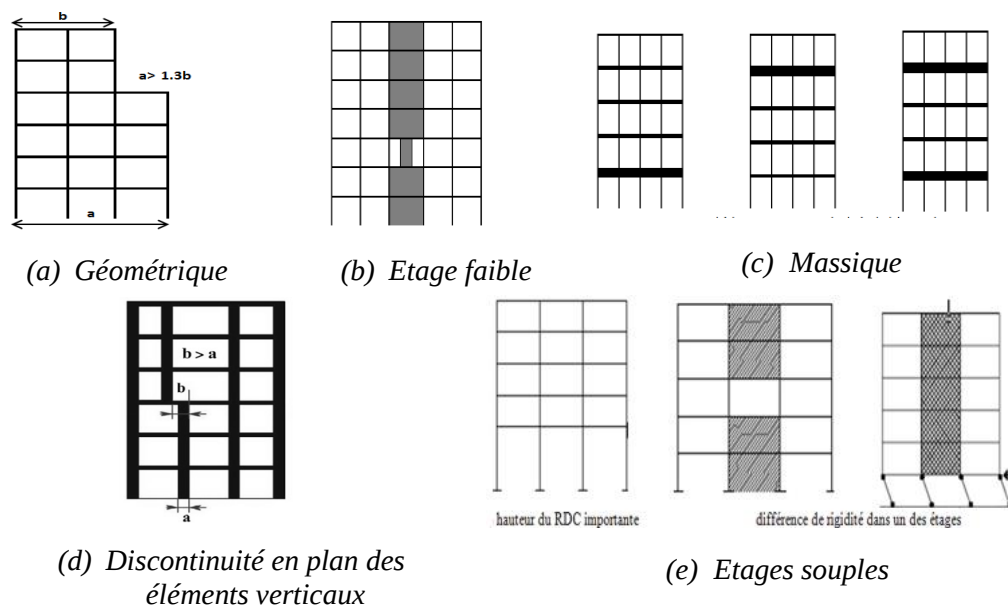


Figure 2.17 : Description de différentes irrégularités verticales [25].

La Figure (2.18-a) montre des dommages dans les angles rentrants dans le plan vertical d'un bâtiment en béton armé dus aux oscillations différentielles (séisme de Kobé, Japon 1995). L'Effet d'un choc entre deux parties de hauteurs différentes d'un bâtiment. Les deux parties de fréquences propres différentes ne vibrent pas en même phase ; sans séparation des deux parties, le choc est presque inévitable [23]. En outre, la Figure (2.18-b) illustre l'effondrement des minarets des mosquées de Boudouaou et de Zemmouri respectivement, lors du séisme de Boumerdes de 2003. Les mosquées ont été complètement détruite, la secousse s'étant heureusement produite en dehors des heures de prière, peu de victimes sont à déplorer [24]. Par ailleurs, la mosquée de la ville de Sidi

Daoud indiquée dans la Figure (2.19), qui a vécu le séisme de Boumerdes en 2003, possède deux minarets indépendants du reste de la structure raison pour laquelle ils sont intacts, La base n'a été que partiellement endommagée surtout au niveau des remplissages en briques mais l'ensemble pourra être réparé [24].



(a) séisme de Kobé,
Japon 1995



(b) séisme de Boumerdes, Algérie 2003



Figure 2.18: Endommagement des structures irrégulières en élévation.



Figure 2.19 : Ville de SIDI DAOUD, Boumerdes 2003. Mosquée sans dommages car les minarets sont indépendants de la structure principale [24].

Afin de minimiser les dommages entre les deux niveaux en élévation de la structure, plusieurs solutions ont été proposées afin d'avoir la bonne performance sismique, à savoir : élimination du problème (Figure 2.20-b), séparation en sous structures par joint sismique (Figure 2.20-c), l'ajout de renforts dans la zone de variation de niveau (Figure 2.20-d), l'isolation à la base par les amortisseurs (Figure 2.20-e) [23].



(a) Vue en élévation d'un bâtiment irrégulier verticalement.



(b) Eliminer le problème



(c) Séparation en sous-structures



(d) Ajouter un renforcement



(e) Isolation

Figure 2.20 : Solutions pour les bâtiments irréguliers en élévation [23].

La Figure (2.21) présente la Tour Trans America qui a subi le séisme de Loma Prieta en 1989. L'élargissement progressif du bâtiment à sa base représentative de la solution 1 de la Figure précédente. Le niveau inférieur bien que très ouvert a une rigidité comparable aux autres étages. Le centre de gravité a de plus été abaissé et la continuité des poteaux inclinés, confèrent à ce bâtiment une bonne capacité à résister au séisme. Il est d'ailleurs resté intact [24].

**Figure 2.21 :** Tour Trans America sans dommage (séisme de Loma Prieta 1989) [24].

2.2.5. Etage souple

Le principe de distribution continue et uniforme des éléments résistants de la structure primaire demande d'assurer une continuité des colonnes et des murs structurels, sous peine de créer la situation d'étage mou schématisée dans la Figure (2.22) [1].

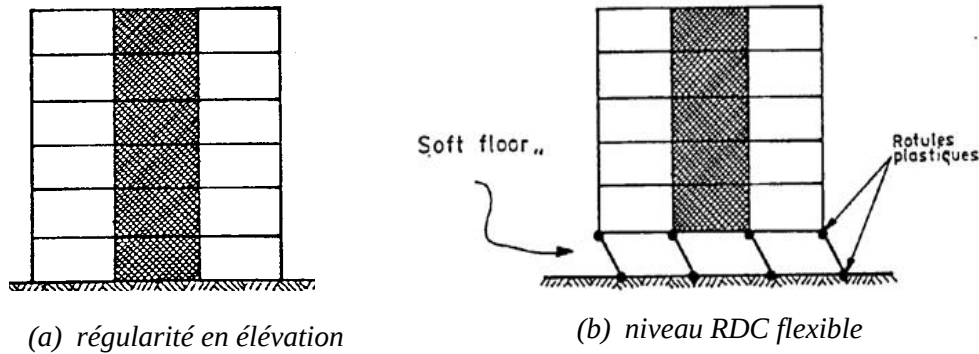


Figure 2.22 : Mécanisme de ruine d'un bâtiment avec étage souple [1].

L'étage souple « soft story » menace la stabilité globale des structures, il est celui dont la rigidité latérale est inférieure à 70 % de celles de l'étage situé immédiatement au-dessus, ou inférieure à 80 % de la rigidité latérale moyenne des trois étages situés immédiatement au-dessus [27].

$$\begin{cases} K_i \leq 70\%K_{i+1} \\ K_i \leq 80\% \frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3} \end{cases} \quad (2.1)$$

Le résultat de cette disposition est souvent l'effondrement de l'étage mou, qui entraîne l'effondrement total du bâtiment. Cette situation est particulièrement observée dans les ossatures en béton armé, où les poteaux [1] :

- Sollicités en compression n'offrent pas ductilité vis-à-vis des sollicitations de cisaillement et flexion alternés ;
- Sollicités en traction offrent peu de résistance en flexion.

Les niveaux transparents sont très courants dans les bâtiments parce qu'on laisse le rez-de-chaussée ouvert en raison de l'usage : commerces, bureaux, réception dans les hôtels, parkings. Les niveaux transparents sont fortement déconseillés dans les zones sismiques car ils peuvent constituer des niveaux flexibles, dans lesquels se concentrent toutes les déformations de la structure [1].

L'hôpital, San Fernando représenté dans la Figure (2.23-a) qui a subi le séisme de Californie en 1971. Le système structural formé par des portiques auto stables en béton armé de deux étages. Le deuxième étage avait des murs de maçonnerie qui sont ajoutés d'une manière significative. D'ici la rigidité de cet étage a été augmenté comparativement à celle du RDC ce qui a provoqué son effondrement complètement (étage souple) et le deuxième plancher a été lâché à la terre avec un déplacement latérale environ de 2 mètres [24].

La Figure (2.23-b) montre un bâtiment d'habitation de trois étages, est endommagé par le séisme de 1980 d'EL Asnam. bien que la plupart des bâtiments dans cette zone sont restés, certains d'entre eux sont inclinés pas moins de 20 degrés et laissé tomber jusqu'à 1 mètre, produisant des dommages

significatifs dans les éléments structuraux et non-structuraux du RDC. La raison de ce type d'échec était l'utilisation du Vide Sanitaire. Un espace de d'environ 1 mètre au-dessus du niveau du sol. Malheureusement, la manière de construction des vides sanitaires a créé un étage souple et fragile à la résistance au cisaillement [24].

La Figure (2.23-c) représente la vue globale d'un bâtiment de six étages en béton armé (Imperial County Services Building) lors du séisme d'El-Centro en Californie de 1979. Le système structurel est formé par des portiques et des voiles discontinus au deuxième étage (ayant pour résultat une discontinuité grave et dont le premier étage est pratiquement ouvert).

En outre lors du séisme de de Kobe (Japon) en 1995, la création d'étage souple a largement été établi. Cet étage de la Figure (2.23d) marquait une transition entre des poteaux métalliques (remplis de béton) et des poteaux en béton armé. Il abritait par ailleurs les commandes des réseaux d'eau de la ville qui n'ont donc pas pu être utilisées contre les incendies dans les instants suivant le séisme. Une autre anomalie était le grand nombre environ de hauts bâtiments de l'élévation 20-year-old qui se sont effondrés au cinquième plancher Figure (2.23-e). La version la plus ancienne du code qui a été utilisé pour la construction a permis une superstructure plus faible commençant au cinquième plancher [19]. Par ailleurs, l'ossature en béton armé de la figure (2.23-f) (Mexico,1985) a subi un effondrement de la partie supérieure. Bien que des étages supérieurs aient cédé, aucune partie du bâtiment ne s'est effondrée entièrement jusqu'au niveau du sol [24]. Et le cinquième étage du bâtiment de la Figure (2.23-g) a également cédé dans cet immeuble de bureaux. La partie supérieure du bâtiment s'est affaissée en s'inclinant vers l'avant [28]. En conséquence, les Figures (2.23-h et i) montre le cisaillement des poteaux de l'étage souple de diverses structures quel que soit été créé avant ou lors du séisme de Boumerdes en 2003 [24].



(a) Séisme Californie 1971



(b) Séisme El-Asnam 1981



(c) Séisme El-Centro 1979



(d) Séisme Kobe 1995



(e) Séisme Kobe 1995



(f) Séisme Mexico 1985



(g) Séisme Kobe 1995



(h) Séisme Boumerdes 2003



(i) Séisme Boumerdes 2003

Figure 2.23 : Effondrement des structures par la création d'un étage souple.

Afin de minimiser les dommages entre les deux niveaux en élévation de la structure (étage souple et étage adjacent), plusieurs solutions ont été proposées afin d'avoir la bonne performance sismique, à savoir : élimination du problème (Figure 2.24-b), séparation entre la maçonnerie et les cadres de la structure par des joints (Figure 2.24-c), l'augmentation de la rigidité de l'étage souple par l'ajout de renforts (Figure 2.24-d), l'augmentation progressive de la section des éléments porteurs verticaux (Figure 2.24-e), l'isolation à la base par les amortisseurs (Figure 2.20-f) [23].



(a) Vue en élévation d'un bâtiment avec étage souple.



(b) Eliminer le problème



(c) Séparation de la maçonnerie



(d) Ajouter un renforcement



(e) Transition



(f) Isolation

Figure 2.24 : Solutions de renforcement des étages souples [24].

2.2.6. Raideur et résistance à la torsion

La disposition constructive, classique en zone non sismique, où un noyau central (cage d'escalier et ascenseur) constitue le seul contreventement, offre peu de raideur torsionnelle et peut conduire à des sollicitations élevées des portiques périphériques. Une grande distance entre les éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal (Figure 2.24). Une position décentrée des éléments de contreventement est à l'origine d'une sollicitation du bâtiment en torsion [1]. La Figure (2.25) illustre l'effondrement d'un bâtiment par phénomène de torsion lors du séisme de Kobé 1995. A gauche une représentation schématique du moment rigide et à droite illustration du phénomène autour d'une cage d'escalier rigide [19].

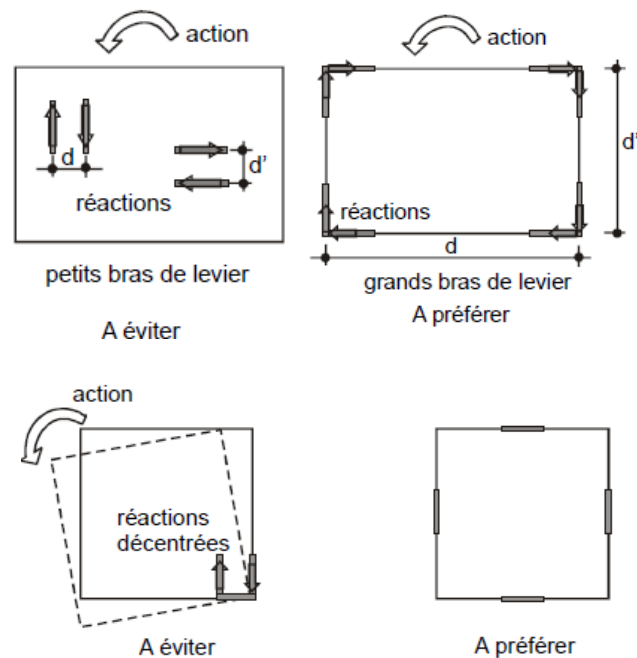


Figure 2.24 : Disposition adéquate pour éviter la torsion [1].

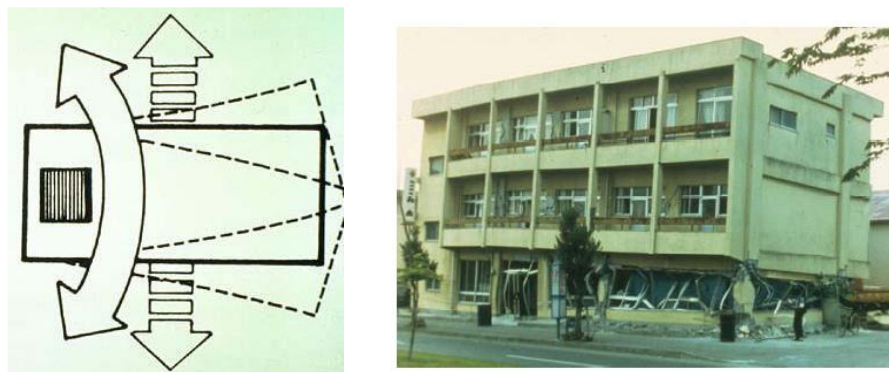


Figure 2.25 : Effondrement par torsion (Séisme de Kobé, 1995) [19].

Le bâtiment de la Figure (2.26-a) montre une ossature neuve pourvue de dalles plates destinées à reprendre les forces verticales comprend un seul contreventement pour la reprise des efforts et déplacements horizontaux, sous la forme d'une cage d'ascenseur et d'escalier en béton armé placée dans un angle du bâtiment, en position très dissymétrique (Suisse, 1994). On apporterait une amélioration décisive en équipant les deux façades les plus éloignées du noyau de parois en béton armé de longueur modeste mais s'étendant sur toute la hauteur du bâtiment. Il suffirait alors de bétonner deux des parois du noyau et de réaliser les autres, par exemple, en maçonnerie [24].

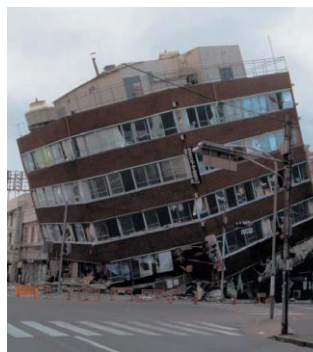
La Figure (2.26-b) indique l'endommagement d'un immeuble de bureaux comportait un mur coupe-feu continu à l'arrière à droite et d'autres renforcements décentrés dans sa partie arrière. Il a subi une forte torsion, si bien que les colonnes antérieures ont cédé (Kobe, Japon, 1995) [24].

Figure (2.26-c) illustre une maison d'habitation qui a été construite contre une maison similaire, dont elle partage un mur coupe-feu relativement solide et rigide. La façade antérieure est notablement plus souple, si bien que les centres de résistance et de rigidité sont décalés vers l'arrière. La maison a subi une forte torsion dans le plan horizontal, mais ne s'est de justesse pas effondrée (Ombrie, Italie, 1997).

Une solution intermédiaire plus économique serait de construire des ouvrages avec une ossature en béton armé contreventé avec des voiles en béton armé dans les angles [23].



(a) Suisse, 1994



(b) Kobe, Japon, 1995



(c) Ombrie, Italie, 1997

Figure 2.26 : Endommagement des structures causé par le phénomène de torsion.

2.2.7. Éléments secondaires

Les éléments secondaires ou non-structuraux devraient être efficacement isolés de la structure, ou être correctement intégrés dans le système structural de base. Les analyses ont montré de nombreux résultats d'échecs des bâtiments du fait que le système structural de base est conçu en négligeant les modifications structurales présentées par les éléments non structuraux.

a) Bardage de façade

Le hangar représenté dans la Figure (2.27) a vécu le séisme de Coalinga en 1983. La majeure partie des façades du garage ondulée d'amiante-ciment a subi des dommages significatifs, soulignant ici le besoin d'attachement approprié des composants non-structuraux au système structural.



Figure 2.27: Séisme Coalinga, 1983. Détachement du bardage de façade.

b) Escalier

Habituellement les escaliers sont considérés comme un élément non-structural malgré le fait qu'ils sont rigidement attachés à la structure des bâtiments en béton armé. On note ici que la défaillance de l'escalier est due qu'elle est reliée rigidement au poteau à mi-hauteur, dont il est transformé à un poteau court.

La Figure (2.28-a) montre l'état d'une clinique médicale en béton armé de quatre étages (L'échec du poteau) après le séisme d'EL Asnam de 1980. Le bâtiment a montré des discontinuités graves de rigidité et de force au premier étage. L'endroit faisant le coin d'un escalier raide et d'un mur en béton armé de cisaillement a contribué à l'effondrement du bâtiment [24]. En outre les Figures (2.28-b et c) l'effondrement des cages d'escalier d'une mosquée à Bordj menaël et une habitation à Bordj el bahri lors du séisme de Boumerdes de 2003.



(a) Séisme El-Asnam 1981



(b) Séisme Boumerdes 2003



(c) Séisme Boumerdes 2003

Figure 2.28 : Endommagement des structures par torsion autour d'une cage d'escalier qui a effondrée.

c) Diaphragme

Les diaphragmes d'un bâtiment sont les structures horizontales qui reportent l'action horizontale, résultant de la mise en mouvement des masses des planchers et de leurs charges, vers les structures verticales de contreventement. Les diaphragmes doivent être peu déformables dans leur plan (Figure 2.29). Idéalement, ils assurent à chaque niveau où ils sont présents une absence de déplacement horizontal relatif entre les structures verticales (Figure 2.30) [1].

Le respect de certaines dispositions constructives assure un comportement dynamique satisfaisant, à savoir [1] :

- Solidarisation impérative avec les chaînages périphériques et poutres ;
- Assurer la liaison entre les couches de façades des plaques ou éléments préfabriqués ;
- Renforcement des bords des trémies dont les dimensions doivent être limitées (sinon, dispositions compensatrices pour éviter les déformations du diaphragme) ;
- En cas de béton armé éviter les reprises de coulage du béton entre la dalle et les chaînages, poutres, chapiteaux...

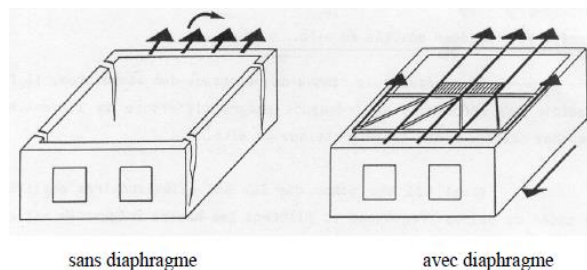


Figure 2.29 : Effet d'un séisme sur une construction en maçonnerie. L'absence du diaphragme effectif dans les constructions en maçonnerie explique les séparations de murs qu'on observe après séisme [1].

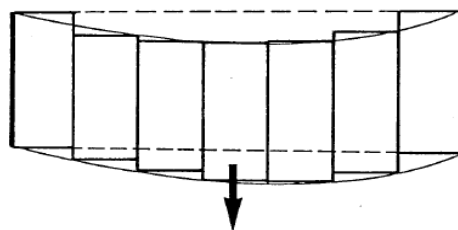


Figure 2.30 : Des éléments préfabriqués disjoints n'offrent pas de raideur en plan [1].

La Figure (2.31-a) indique les fissurations à l'angle des murs ou de la faiblesse de leur connections aux murs (effondrement de façade). Par ailleurs, selon la Figure (2.31-b) les dalles préfabriquées de béton armées sont effectivement rigides, mais n'ont pas assuré leur rôle de diaphragme rigide sous séisme en raison de la faible qualité des liaisons périphériques qui n'ont pas permis un comportement solidaire entre les planchers et les murs. Un séisme plus violent aurait provoqué la ruine totale de la construction [1].

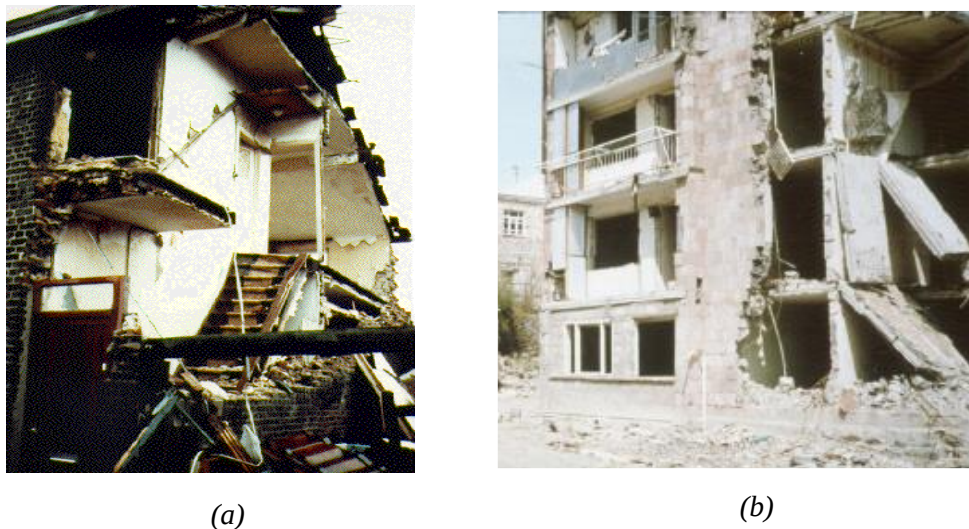


Figure 2.31 : Liège, 1983. Effet de la faiblesse des diaphragmes [1].

d) Porte-à-faux

Les constructions sont bien conçues pour supporter les oscillations verticales afin de résister aux charges gravitaires. Seuls les éléments pouvant subir des déformations verticales importantes en raison de leur flexibilité sont assez vulnérables : poutres de grande portée et balcons présentant un porte-à-faux de plus de deux mètres, plus particulièrement lorsqu'ils sont lourds ou portent une masse à leur extrémité (Figure 2.32) [29].

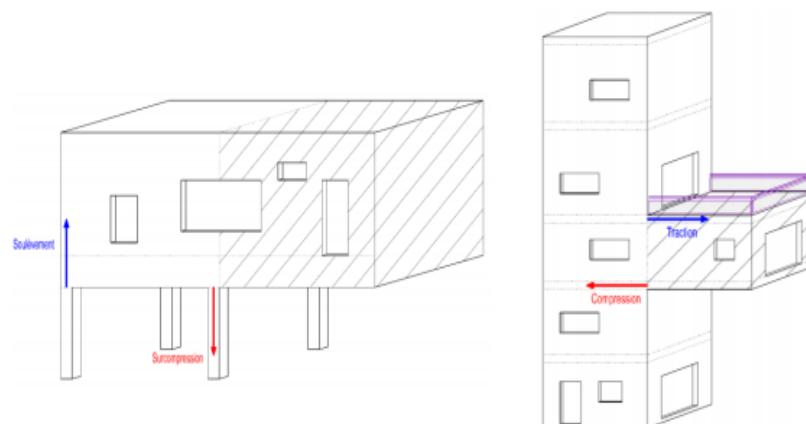
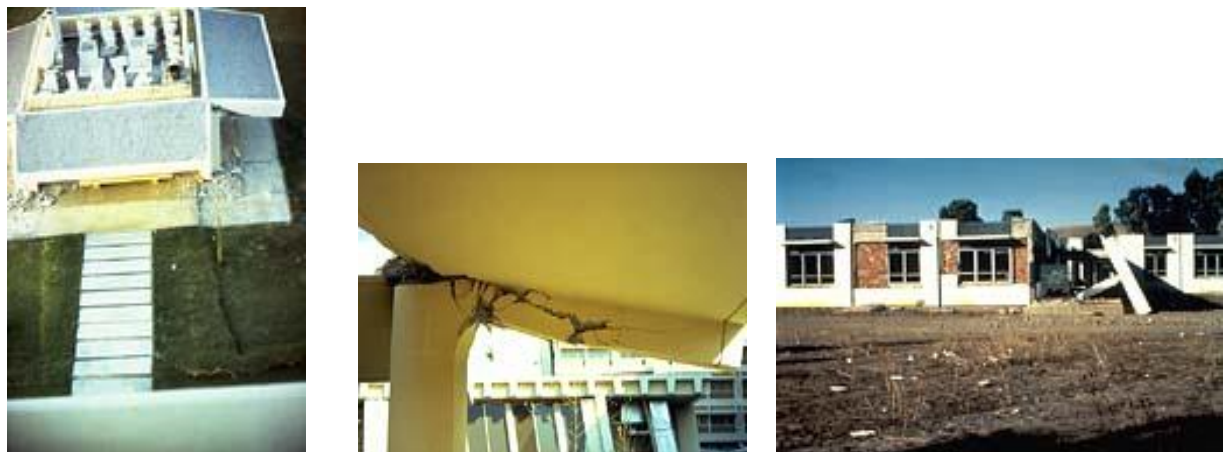


Figure 2.32 : Représentation d'un porte-à-faux [29].

La Figure (2.33-a) montre une vue globale d'un hôpital qui a subi le séisme de 1971 de San Fernando. L'échec dû au porte-à-faux en béton armé entourant le bâtiment. On note également le soulèvement moulu en raison du mouvement des murs du tunnel de service reliant le bâtiment d'échappement au sous-sol du bâtiment principal. L'échec du raccordement du porte-à-faux et du nœud du poteau du balcon entourant le bâtiment d'échappement comme illustre la Figure (2.33-b). L'échec était dû à l'ancrage insuffisant des armatures de raccordement [30].

Selon la Figure (2.33-c) la dalle effondrée de l'école primaire près d'EL Asnam (1981). Chaque dalle était environ 3,5 x 19,5 mètres dans le plan, soutenue par une rangée de quatre poteaux cylindriques disposés au milieu. L'échec de cette dalle a été engendrée par le grand moment de renversement développé à la base du poteau.



(a)

(b)

(c)

Figure 2.33 : Effondrement des structures causée par la mauvaise conception des porte-à-faux.

Lorsque ces irrégularités existent, Il est possible soit de renforcer les parties des porte-à-faux, soit d'en réduire la portée, soit de les démolir. Ces dispositions de renforcement sont générales, elles peuvent être utilisées pour tout renforcement nécessaire de balcon, d'auvent ou d'encorbellement. Les solutions de renforcement des porte-à-faux sont présentées dans la Figure (2.34) [31] [32], à savoir :

- L'ajout de nouveaux poteaux à l'extrémité du porte-à-faux ;
- L'ajout de nouveaux voiles de contreventement à l'encastrement du porte-à-faux ;
- Balcon sur béquilles ;
- Suspension des balcons.

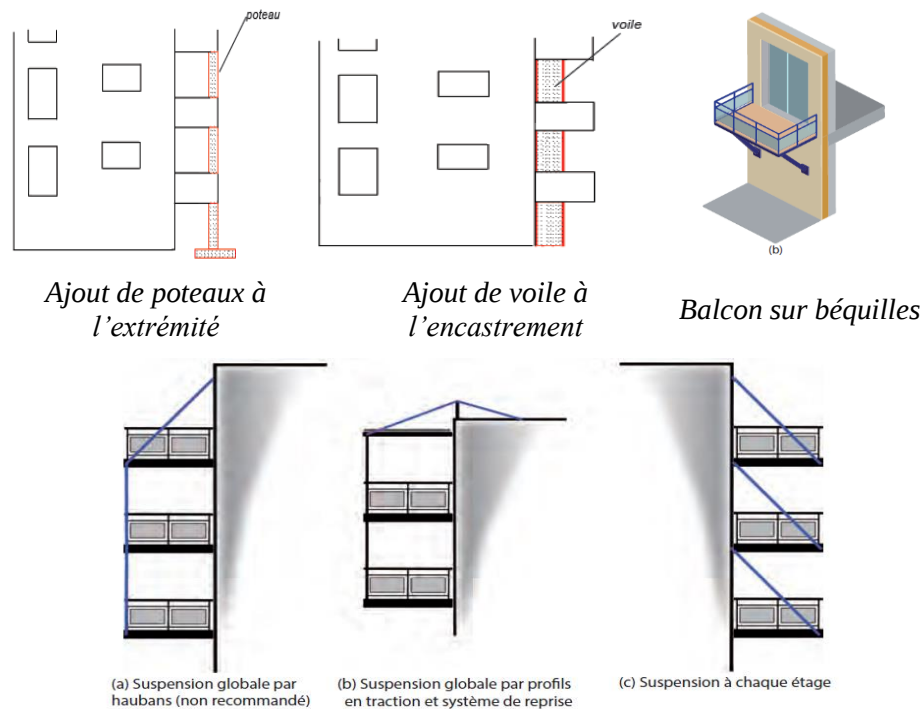


Figure 2.34 : Solutions de renforcement des porte-à-faux [31] [32].

e) Joint parasismique

Le joint parasismique a pour but d'éviter tout entrechoquement entre les corps de bâtiment qu'il sépare. Ce n'est pas le cas du joint de dilatation qui est trop faiblement dimensionné et n'est pas vide. De fait, en zone sismique, tout joint de dilatation doit être remplacé par un joint parasismique en raison de ces impératifs de non entrechoquement [24]. Ce joint créé par un vide entre deux bloc adjacents (Figure 2.35) a des dimensions qui sont calculées en fonction des déformations possibles des constructions, avec un minimum réglementaire pour les ouvrages à risque normal de 4 cm en zone I et 6 cm en zones II et III, de façon à permettre le déplacement des blocs voisins sans aucune interaction (chocs) [24].

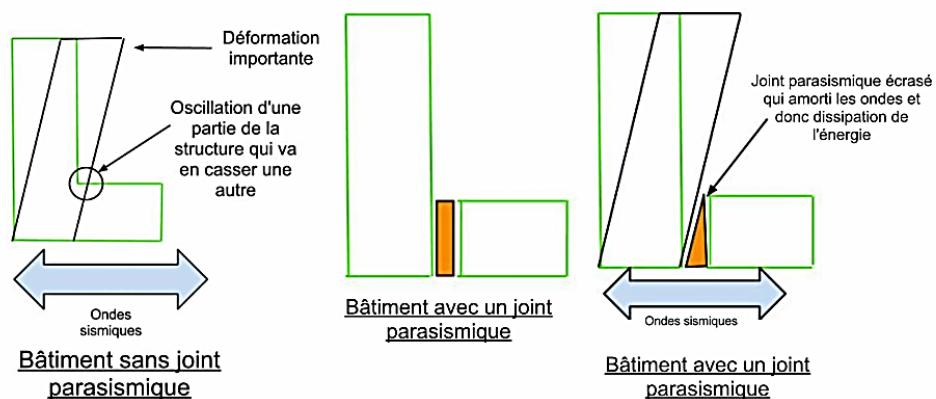


Figure 2.35 : Description d'un joint parasismique.

La Figure (2.36-a) montre un joint parasismique vertical large entre deux constructions susceptibles de présenter des déformations importantes en partie supérieure. Par contre la Figure (2.36-b) présente un joint parasismique vertical étroit entre deux parties d'un même bâtiment. Le joint est couvert d'un couvre joint souple [19].

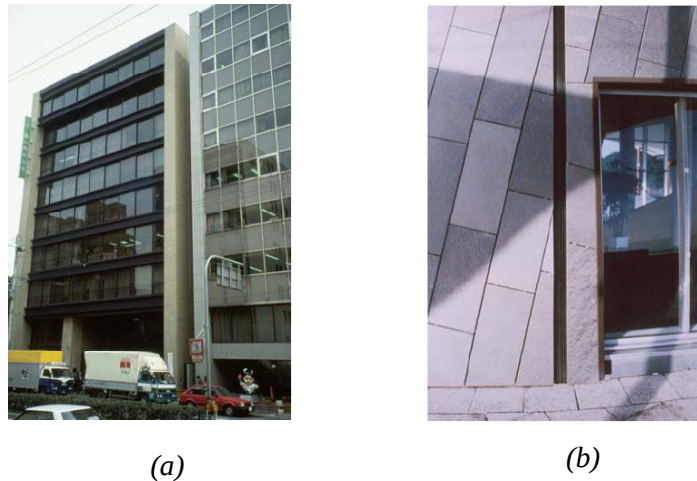


Figure 2.36 : Présentation d'un joint parasismique [19].

La structure de la Figure (2.37-a) illustre un entrechoquement de bâtiments pour cause de joint parasismique trop étroit au regard des déplacements réels, en outre, les deux bâtiments la Figure (2.37-b) se sont entrechoqués en l'absence de joints parasismiques [19].

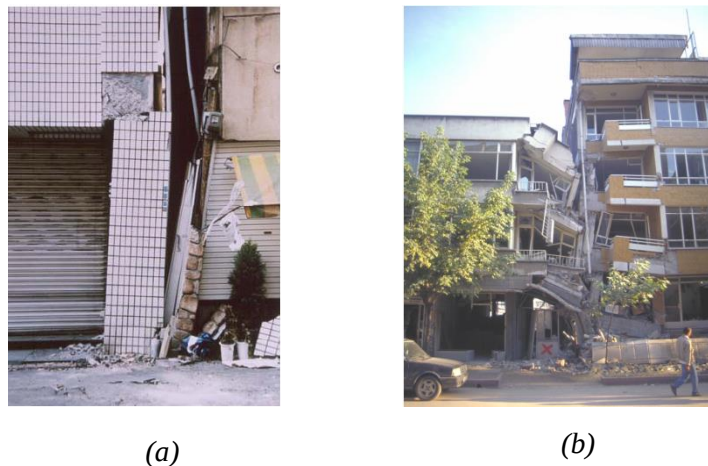


Figure 2.37 : Effondrement des structures par entrechoquement [19].

2.2.8. Négligence des conditions d'un mécanisme plastique globale

Dans les bâtiments dont l'ossature primaire est faite de portiques qu'on souhaite faire travailler dans le domaine plastique sous séisme de projet (projets DCM ou DCH), il est fondamental pour la sécurité de développer les déformations plastiques dans les poutres et non dans les poteaux comme explique le détail 2 de la Figure (2.38) [1].

Plusieurs raisons justifient cette option [1] :

- c'est une condition nécessaire pour former un mécanisme plastique d'ossature de type global impliquant la formation de nombreuses rotules plastiques ; au contraire, la formation de zones plastiques dans les colonnes peut se limiter au seul niveau des premières rotules formées
- l'effet $P - \delta$ est moins important dans ce cas.
- des planchers et des poutres même fortement endommagés ne s'effondrent pas individuellement, ils restent suspendus par les armatures ou les parties restantes des assemblages, alors que les dégâts aux poteaux entraînent facilement un effondrement d'ensemble.
- la ductilité est plus facilement réalisable dans des éléments purement fléchis.

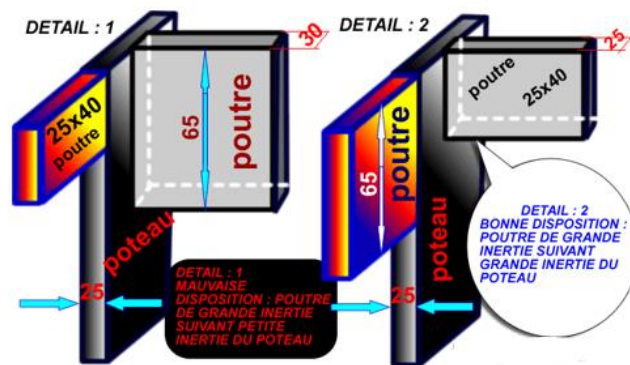


Figure 2.38 : Orientation des poteaux / poutres.

L'implication pratique de ce principe est la réalisation de colonnes dont le moment plastique $M_{pl,Rd}$ est supérieur à celui des poutres, ce qui correspond à des sections de poutres moins hautes que celles des colonnes, très inhabituelles en dehors des zones sismiques. Il convient donc d'éviter les poutres voiles continues sur colonnes légères [1].

Cette règle s'applique à la vraie hauteur des éléments structuraux : si, pour de raisons architecturales ou de sécurité, un parapet important est nécessaire devant les ouvertures et qu'il fait structurellement partie de la poutre de façade, il doit être interrompu à proximité des colonnes afin de permettre la formation des rotules plastiques en bout de poutres [1].

La Figure (2.39) montre un effondrement d'un bâtiment dont les poutres sont dimensionnées plus largement que les poteaux. Ce bâtiment a eu un comportement à éviter absolument sous séisme : la rupture des têtes de poteaux qui aurait entraîné la ruine totale pour des secousses plus violentes [19].



Figure 2.39 : Cisaillement des poteaux du RDC causé par le phénomène de « Poteau faible –Poutre forte » [20].

2.2.9. Liquéfaction du sol

Certains sols sableux ou limoneux saturés peuvent présenter une bonne capacité portante pour les charges statiques. Mais lorsqu'ils sont soumis à un tremblement de terre, ils peuvent se liquéfier (Figure 2.40). Il peut s'avérer nécessaire de prévenir ce phénomène d'enfoncement dans le sol en consolidant le sol par des injections, en prévoyant des fondations sur pieux, etc... [23].

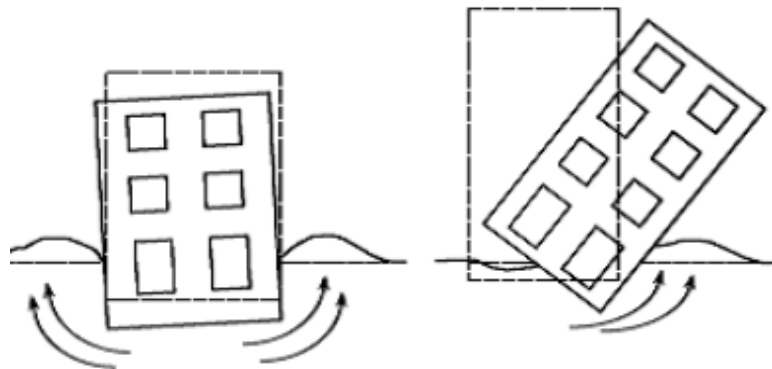


Figure 2.40 : Représentation de la liquéfaction [23].

2.3.PATHOLOGIES DES ELEMENTS STRUCTURAUX ENDOMMAGÉS PAR LES SÉISMES

2.3.1. Les poteaux fragiles

Ce type de dommages se manifeste par l'échec dans la base et le sommet du poteau. Il se produit dans les poteaux ayant un coefficient d'élancement moyen à élever, où celui-ci est de [2] :

$$\alpha = \frac{M}{Vh} = \frac{L}{2h} > 3,5 \quad (2.2)$$

Pour un M cyclique avec un faible V sous N très élevé ; Conduisant aux poteaux fragiles.

Le moment fléchissant élevé combiné avec la force axiale à ces points, mène à l'écrasement de la zone de compression du béton, successivement sur les deux facettes du poteau (Figure 2.41) [2].

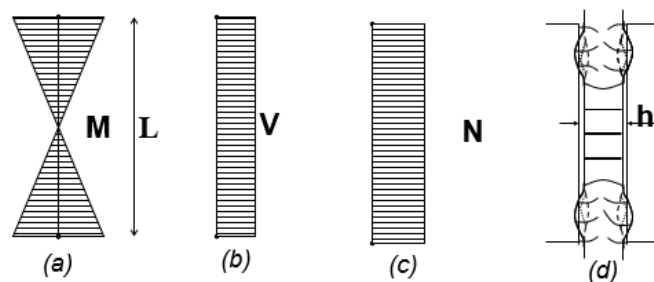


Figure 2.41 : Dommage du poteau due à un effort axial de compression très élevé et à un moment fléchissant cyclique avec un faible effort de cisaillement. a- diagramme du moment fléchissant cyclique ; b- diagramme de l'effort tranchant ; c- diagramme de l'effort axial de compression ; d- la forme du dommage [2].

Le processus d'endommagement est [24] :

- L'écrasement de la zone de compression du béton, qui sera manifesté d'abord par l'éclatement du béton de l'enrobage des armatures ;
- Le flambement des barres d'aciers comprimées et la rupture des cadres ;
- Plus tard le noyau du béton diminue et s'écrase.

Les Figure (2.42-a et b) montrent l'effondrement des structures par cisaillement des poteaux lors du séisme de Boumerdes de 2003. Dans ce type de dommages (destruction de l'extrémité du poteau) la cause principale de l'échec est l'espacement très large des cadres dans les régions critiques du poteau. Ici, le poteau perd sa rigidité et sa capacité de supporter les charges verticales. En conséquence, il y a une redistribution des contraintes dans la structure, car le poteau est raccourci

en raison de l'éclatement du béton. Le même constat a été enregistré dans les poteaux des structures endommagées par le séisme de Izmit en Turquie en 1999 (Figure 2.42-c) [24].

La Figure (2.42-d) illustre l'Imperial Country Services Building lors du séisme d'El-Centro de 1979. Les forces significatives d'inertie ont été développées simultanément dans les deux directions principales (illustrées en rouge). En conséquence, les poteaux du coin ont été soumis au fléchissement significatif, au cisaillement et aux forces axiales qui ont mené à l'échec du poteau [24]. Par ailleurs, dans la même structure (Figure 2.42-e) l'échec ici est produit dans la zone du poteau où il n'y avait pas de confinement du béton proportionnel aux armatures transversales.

Lors du séisme d'Arménie en 1988, la rupture fragile d'une structure en portiques comme indique la Figure (2.42-f) causée par la présence d'un béton très résistant qui a manqué de ductilité. Ses armatures n'étaient pas appropriées en zone sismique. En outre les poutres étaient trop largement dimensionnées par rapport aux poteaux [18].

La Figure (2.42-g) montre l'exemple de poteaux ayant travaillé en flexion (pièces fléchis). Lors du séisme de Loma Prieta en 1989. Les niveaux de contraintes et de déformation maximum se situent dans les zones critiques comme le montrent les dommages. En revanche, selon la Figure (2.42-h) la conception d'armatures d'ossatures tout à fait inappropriées en zone sismique (séisme San Fernando 1979). Pas de continuité des barres longitudinales de poteaux entre les étages qui ont une section trop importante et un nombre trop faible et ne sont pas contenues par le frettage [18].



(a) Séisme Boumerdes 2003



(b) Séisme Boumerdes 2003



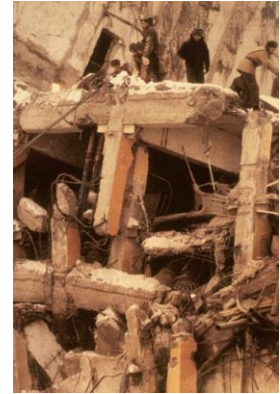
(c) Séisme Izmit 1999



(d) Séisme El-Centro 1979



(e) Séisme El-Centro 1979



(f) Séisme Arménie 1988



(g) Séisme Loma Prieta 1989



(h) Séisme San-Fernando 1979

Figure 2.42 : Rupture fragile des poteaux lors des séismes antérieurs.

2.3.2. Poteaux courts

Le second type de dommages est le type de cisaillement qui est manifesté par des fissures formées dans la zone la plus faible du poteau en forme de X. Il se produit dans les poteaux avec un élancement modéré à faible rapport, où celui de [2] :

$$\alpha = \frac{M}{Vh} = \frac{L}{2h} < 3,5 \quad (2.3)$$

Pour un V cyclique avec un faible M sous N très élevé ; Conduisant aux phénomènes de poteaux courts (Figure 2.43).

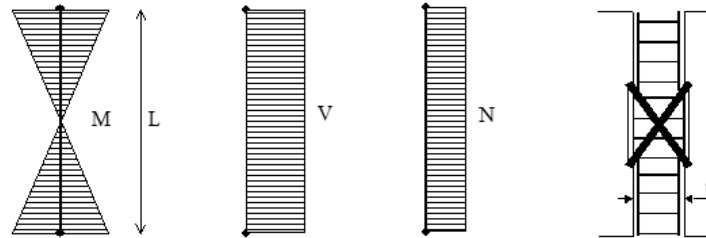


Figure 2.43 : Dommages en raison d'un effort de cisaillement cyclique avec un faible moment fléchissant sous un effort axial de compression très élevé. a- diagramme du moment fléchissant ; b- diagramme de l'effort tranchant ; c- diagramme de l'effort axial de compression ; d- la forme du dommage [2].

Le processus d'endommagement est [24] :

- La forme finale ultime de ce type de dommages est l'échec explosif où l'éclatement de la surface extérieure du béton sans dommages des armatures
- L'écrasement du béton,
- Rupture des cadres
- Flambement des armatures.

Ce phénomène se produit habituellement dans les poteaux du RDC, ou, en raison des grandes dimensions de la section transversale des poteaux. Comme Il se développe également dans les poteaux qui ont été conçus en tant que poteaux ordinaire, où il a été réduit en poteaux courts en raison de la construction adjacente de maçonnerie qui n'a pas été mentionnée dans la conception [24]. La Figure (2.44) illustre les pathologies d'endommagement des poteaux courts. Les fissures en croix et les ruptures par effort tranchant qui ont affecté les colonnes courtes du parking montré dans la Figure (2.44-b) ont presque entraîné son effondrement (Northridge, Californie, 1994). En outre en raison de la construction adjacente de maçonnerie les poteaux courts ont été créés pendant le tremblement de terre de Boumerdes 2003 [26].

En conséquence, la Figure (2.44-d) présente une colonne avec des défauts d'exécution (étriers avec crochets recourbés à 90° au lieu de 135° , d'où rupture des ancrages. Mais sans l'effet néfaste des murs de remplissage, cette colonne se serait bien mieux comportée (Izmit, Turquie, 1999) [28].



(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 2.44 : Destruction par cisaillement du poteau court.

Enfin, parfois dans le cas des portiques de remplissage en maçonnerie sur un seul côté, l'échec de maçonnerie est suivi de l'échec en cisaillement des poteaux adjacents. En conclusion, on doit noter que les dommages des poteaux sont très dangereux pour la structure, parce qu'ils détruisent les éléments verticaux du système structural. Ainsi, quand des dommages de ce type sont détectés, les moyens de l'appui provisoire devraient être fournis immédiatement. A cet effet, il faut éviter de remplir partiellement les cadres de l'ossature [28].

On peut éviter l'effet néfaste du remplissage partiel des cadres, ou le réduire notablement, en disposant des joints entre les colonnes et le remplissage comme montre la Figure (2.45). Le joint dans cette photo a été exécuté dans les règles de l'art, car il est rempli de laine de roche tendre et compressible. Cependant, sa largeur ne permet pas aux colonnes de s'incliner de plus de 1 % sans générer de contraintes (Suisse, 2001) [24].



Figure 2.46 : Séparation par joint entre la cloison et le poteau pour éviter la création du poteau court [24].

2.3.3. Les Voiles élancés

Il existe trois principaux modes de rupture des voiles élancés. A savoir : ruptures en flexion, ruptures en flexion - effort tranchant, ruptures par effort tranchant [2].

a) Ruptures en flexion

- **Mode f1 - Plastification des armatures tendues :** comme montre la Figure (2.47-a) la rupture est faite par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé. C'est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie. On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés, soumis à un effort normal de compression faible et à un cisaillement modéré [24].
- **Mode f2 - Ecrasement du béton comprimé :** Ce mode de ruine illustré dans la Figure (2.47-b) se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important [24].
- **Mode f3 - Rupture des armatures tendues :** C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés (voir Figure 2.47-c), lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités. La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités [24].

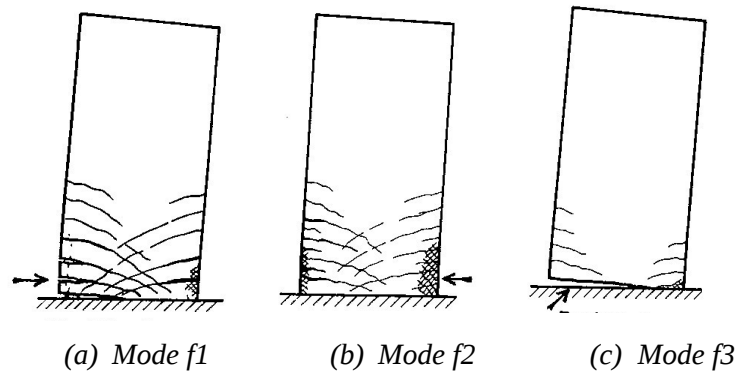


Figure 2.47 : Modes de rupture des voiles élancés en flexion [24].

b) Ruptures en flexion - effort tranchant

- **Mode f/t** - Plastification des armatures transversales et longitudinales : selon la Figure (2.48) C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes [24].

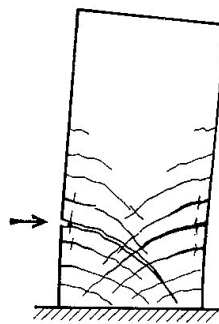


Figure 2.48 : Mode f/t de rupture des voiles élancés en flexion – effort tranchant [24].

c) Ruptures par effort tranchant

- **Mode t** - Rupture du béton de l'âme : selon la Figure (2.49-a) la rupture des bielles de compression qui sont développées dans l'âme du voile. On l'observe dans les voiles munis de raidisseurs, fortement armés longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés [24].
- **Mode g** - Rupture par glissement : rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage comme indique la Figure (2.29-b). Ce mode de rupture qui est plutôt caractéristique aux voiles courts a été aussi observé dans les cas des voiles moyennement élancés. Ce type de rupture peut apparaître lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, la qualité des reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible [24].

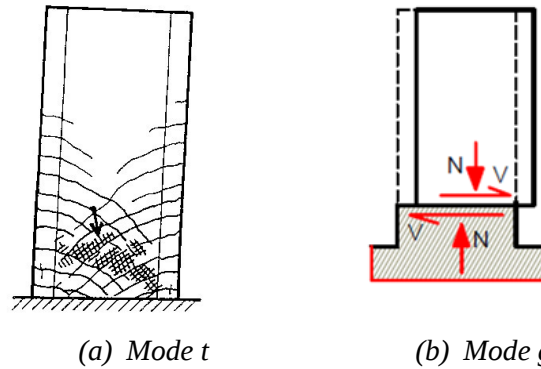


Figure 2.49 : Modes de rupture des voiles élancés par effort tranchant [24].

2.3.4. Les Voiles courts

Dans ce cas, l'effort tranchant est généralement prépondérant sur la flexion. On distingue trois cas de modes de ruptures [24].

- **Mode T1** - *Glissement à l'encastrement* : comme illustre la Figure (2.50-a) la rupture est faite par glissement « *sliding shear* » à l'encastrement. Ce mode de rupture, conséquence de la plastification progressive ou l'insuffisance des armatures verticales est accompagné d'importants glissements.
- **Mode T2** - *Fissures critiques diagonales* : rupture diagonale « *diagonal tension failure* » avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales. Selon la Figure (2.50-b) ce mode est rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal.
- **Mode T3** - *Ecrasement du béton à la base des bielles* : rupture par écrasement « *diagonal compression failure* » du béton à la base des bielles transmettant les efforts de compression. Comme exprime la Figure (2.50-c), c'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord.

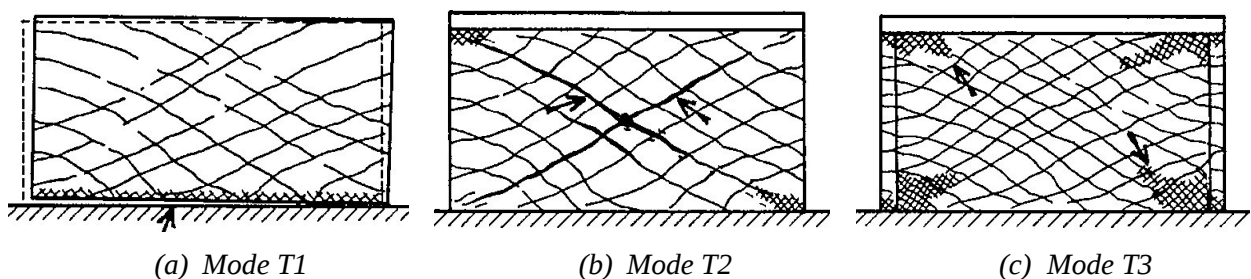


Figure 2.50 : Modes de rupture des voiles courts [24].

La Figure (2.51) montre l'endommagement d'une structure en murs en béton armé (Great Hanshin) lors du séisme de Kobé au Japon en 1995. Ce bâtiment a subi des dégâts structuraux modérés sur l'ensemble de sa hauteur. Les fissures se sont concentrées dans les éléments faibles à voiles courts de la façade extérieure. L'intégrité de l'ensemble du bâtiment n'est pas menacée.



Figure 2.51 : Rupture des voiles du bâtiment (Great Hanshin)
(séisme Kobé Japon 1995).

2.3.5. Les poutres

Les dommages qui se produisent dans les poutres en béton armé dus au tremblement de terre sont les suivants [24] :

a) Fissures orthogonales sur l'axe de la poutre le long de la travée dans la zone tendue

Selon la Figure (2.52), les fissures dans la zone tendue le long des travées constituent le type de dommage le plus répandu dans les structures. Ce type de dommages est dû simplement au caractère cyclique de l'action sismique où le fléchissement de la zone tendue augmente les micro fissures, ou l'insuffisance des armatures inférieures [2].

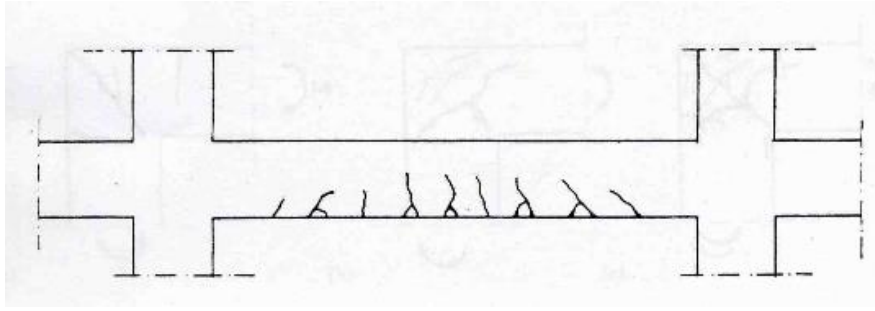


Figure 2.52 : Fissures orthogonales sur l'axe de la poutre le long de la travée dans la zone tendue [2].

b) Échec de cisaillement près des appuis

L'échec flexion - cisaillement près des appuis est le deuxième type de dommages le plus fréquent dans les poutres comme schématise la Figure (2.53). Ce type de dommages est dû au manque ou l'insuffisance des cadres [2].

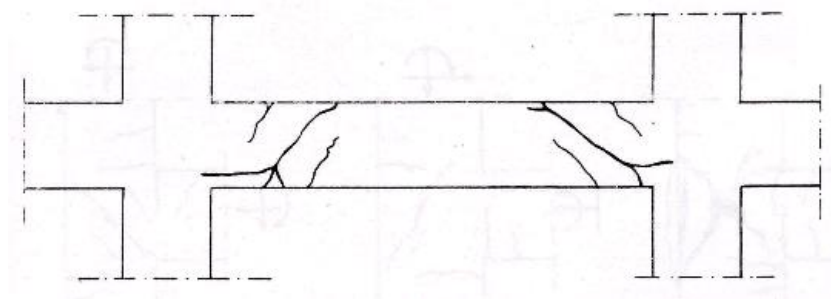


Figure 2.53 : Échec de cisaillement près des appuis [2].

c) Fissures de Flexion sur la face supérieure ou inférieure aux appuis de la poutre

Les fissures de flexion sur les faces supérieures et inférieures aux appuis de la poutre (voir Figure 2.54) peuvent être entièrement expliquées si le phénomène de tremblement de terre est statiquement rapproché aux forces horizontales [2]. La majeure partie des fissures est due au mauvais ancrage dans les armatures inférieures dans les appuis comme montre la Figure (2.55) [24].

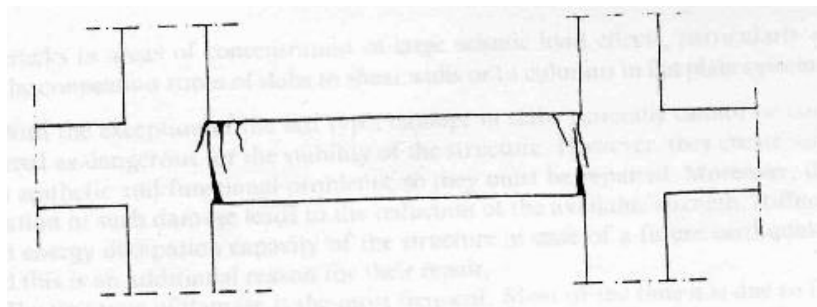


Figure 2.54 : Fissures de Flexion sur la face supérieure ou inférieure aux appuis de la poutre [2].



Figure 2.55 : Dommages des poutres non ductiles [24].

d) Échec de cisaillement ou de flexion dans les points où les poutres principales sont les supports des poutres secondaires

L'échec de cisaillement ou de flexion aux points d'appui des poutres secondaires apparaît fréquemment durant un séisme. Il est dû à la composante verticale du tremblement de terre qui amplifie la charge concentrée provenant d'une poutre secondaire appuyée sur la poutre principale (voir la Figure 2.56) [2].

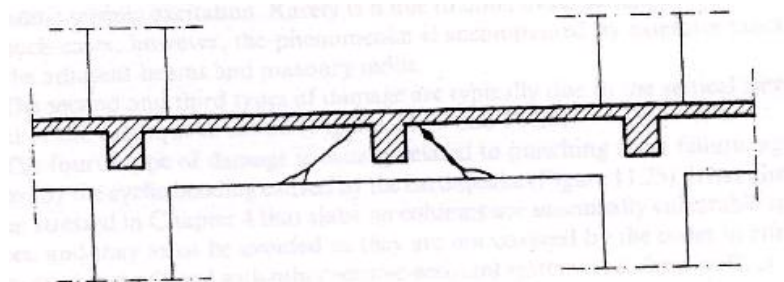


Figure 2.56 : Échec de cisaillement ou de flexion dans les points où les poutres principales sont les supports des poutres secondaires.

La Figure (2.57) montre l'endommagement d'une poutre en béton armé causé par un béton non vibré ce qui implique un manque de matière et enrobage des aciers non réalisé. Le béton et les armatures de cette zone critique ne travailleront pas de façon homogène lors d'un séisme : dans le cas présenté une zone plus vulnérable, amorce de rupture se trouve dans une zone de jonction de poutres sans poteau, plus particulièrement sollicitée par l'action d'un séisme [18].



Figure 2.57 : Béton non vibré : manque de matière et enrobage des aciers non réalisé [18].

e) Fissures de cisaillement de forme X dans les poutres courtes (linteaux) qui relient des murs de cisaillement

Les fissures de cisaillement en forme de X, indiquées dans la Figure (2.58), dans les poutres courtes (linteaux) couplant les murs de cisaillement (Voiles) apparaissent souvent. C'est un échec de cisaillement semblable à ceux produit dans les poteaux courts mais n'est pas dangereux pour la stabilité du bâtiment [2].

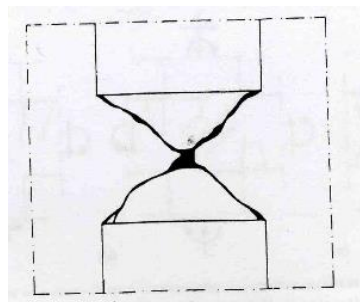


Figure 2.58 : Fissures de cisaillement de forme X dans les poutres courtes (linteaux) qui relient des murs de cisaillement [2].

2.3.6. Les joints poteau-poutre (Nœuds)

Même aux premières fissures, sont considéré comme extrêmement dangereux pour la structure et devrait être traité en conséquence. Ces dommages réduire la rigidité de l'élément structural et mènent à la redistribution incontrôlable des charges. Des échecs communs dans les joints poteau-poutre (joint faisant le coin, joint extérieur de structure multi-étage, et joint intérieur) sont montrés dans les Figures (2.59), (2.60) et (2.61) respectivement [2].

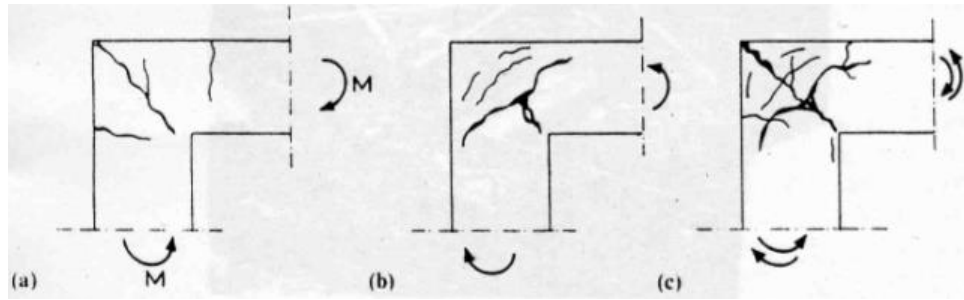


Figure 2.59 : Processus de fissuration dans les nœuds du coin du dernier plancher [2].

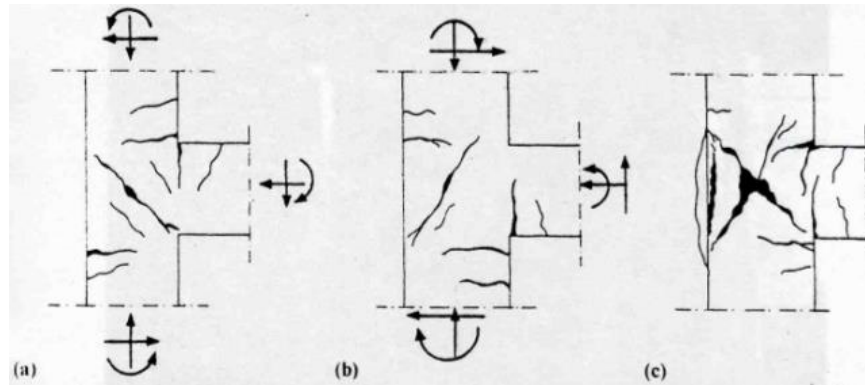


Figure 2.60 : Processus de fissuration dans les nœuds de rive des planchers intermédiaires [2].

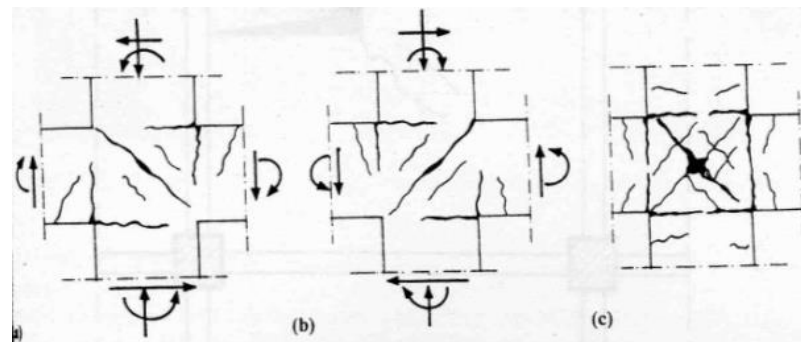


Figure 2.61 : Processus de fissuration dans les nœuds intermédiaires des planchers intermédiaires [2].

Le ferrailage des poteaux est généralement réalisé par 8 armatures filantes en diamètre 14 mm avec des cadres espacés tous les 15 cm en partie courante et 10 cm dans la zone nodale conformément au Règlement parasismique Algérien (RPA 99/v2003) [8]. Néanmoins, les rapports effectués durant le séisme de Boumerdes du 21/05/2003 indiquent que les cadres sont souvent absents au cœur du nœud à l'intersection poteau-poutre comme montre la Figure (2.62) [18].



(a) Bordj el bahri



(b) Boudouaou



(c) Boudouaou



(d) Boudouaou

Figures 2.62 : Formation de rotules plastiques par cisaillement et éclatement des nœuds Séisme de 2003, Boumerdes, Algérie [18].

Le bâtiment de la Galerie en béton armé composé de quatre étages, qui s'est effondré lors du séisme d'El-Asnam de 1980 (voir la Figure 2.36-a), a été causé par le manque des armatures proportionnelles aux jonctions poteaux-poutres [24]. En outre, l'ossature en béton armé de Spitak montrée dans la Figure (2.36-b) a été totalement effondrée lors du séisme d'Arménie en 1988. Il s'agit évidemment de dégâts structuraux très graves. Cette structure a souffert d'un assemblage insuffisant entre les poutres et les poteaux. En conséquence, selon la Figure (2.63-c) la reprise de bétonnage entre un poteau et une poutre est un lieu privilégié de rupture en raison de la non continuité physique du matériau béton dont la prise ne s'est pas faite en même temps dans l'ensemble de la zone critique. Il convient d'éviter les reprises de bétonnage en haut des poteaux, et en général sur les zones critiques [18].



(a) Séisme El-Asnam 1980



(b) Séisme Arménie 1988



(c) Séisme Boumerdes 2003

Figures 2.63 : Dommages des joint poteaux-poutres (nœuds).

2.4. CONCLUSION

Lorsque nous constatons une dégradation sur un ouvrage en service, il est actuellement difficile de dire si celle-ci est apparue pendant la construction, peu après, ou longtemps après. Or, à l'analyse, il apparaît le plus souvent qu'une dégradation n'a pas une cause unique et qu'elle est favorisée par un grand nombre de paramètres, relatifs tout autant à la nature du matériau qu'à la conception de l'ouvrage ou à la technologie de son exécution.

Les constats des effets du séisme sur les constructions ont montré que le système structurel ayant le plus souffert est le portique autostable. Ce système aurait pu fonctionner correctement notamment si les sections des poteaux étaient bien dimensionnées et les zones nodales bien réalisées. Il a été clairement démontré que quand la qualité d'exécution est médiocre, ce système de contreventement devient très vulnérable car il ne possède pas de réserves suffisantes pour encaisser l'énergie de déformation. Il faudrait améliorer sa mise en œuvre et prendre en compte dans les notes de calculs tout phénomène et toute disposition constructive pouvant le rendre vulnérable.

Chapitre 3 :

Evaluation de la vulnérabilité et diagnostic

3.1. INTRODUCTION

La vulnérabilité d'un bâtiment considéré décrit le degré d'endommagement pour différents événements. Cette vulnérabilité dépend des caractéristiques physiques et géométriques des bâtiments. Le terme "vulnérabilité" est utilisé pour exprimer les différences de réaction des bâtiments aux secousses sismiques.

Si deux groupes de bâtiments sont soumis exactement à la même secousse sismique et que l'un des groupes se comporte mieux que l'autre, alors on dira que les bâtiments qui ont été le moins endommagés avaient une vulnérabilité plus faible aux tremblements de terre que ceux qui ont été plus endommagés ; on peut aussi déclarer que les bâtiments qui ont été moins endommagés étaient plus résistants aux tremblements de terre et vice-versa.

« La vulnérabilité est synonyme de faiblesse »

Lorsqu'il survient un séisme, les bâtiments et les ouvrages se mettent à bouger, vont causer des dommages directs. Les pertes encourues résultant de ces dommages sont économiques, sociales et aussi humaines, surtout dans les zones densément peuplées, ont mis en évidence la nécessité de réduire les dommages potentiels des structures existantes (infrastructures et bâtiments) et d'évaluer leur vulnérabilité aux séismes. Il y a deux grandes méthodes pour évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments :

- ✓ Les études **statistiques** basées sur les dommages **observés** lors de **séismes passés** dont Les résultats sont essentiellement **probabiliste**.
- ✓ Les **simulations** par modèles **numériques** permettant d'obtenir la réponse d'une structure à un ou plusieurs scénarios de séismes dont Les résultats sont généralement **déterministes** et valables pour un bâtiment.

3.2. FACTEURS AFFECTANT LA VULNERABILITE

En dehors du type de construction, différents facteurs influent sur le niveau global de vulnérabilité d'une structure. Ces facteurs s'appliquent de manière générale à tous les types de structures, qu'elles soient calculées ou non, de même que les structures avec ou sans conception parasismique [7].

3.2.1. Qualité d'exécution

L'utilisation de matériaux de bonne qualité et de bonnes techniques de construction conduira à un bâtiment bien plus apte à résister à la vibration qu'un bâtiment mal construit à l'aide de

matériaux médiocres. Dans le cas des matériaux, la qualité du mortier est particulièrement importante et même une maçonnerie de moellons bruts peut fournir un bâtiment de solidité raisonnable si le mortier est de haute qualité. Dans le cas de structures bien calculées et mal construites, il se peut que la structure finie ne réponde pas réellement aux dispositions appropriées du code parasismique [7].

Une mauvaise technique peut signifier à la fois des négligences et des mesures de réduction des coûts, à savoir [7] :

- Le non-respect des plans d'exécution
- Mauvais dosage du béton
- Mauvaise mise en œuvre du béton coulé
- Qualité et dimension du coffrage inapproprié
- Choix de la technique de réalisation inadéquat
- Absence de chainage, joint, drainage...etc.

3.2.2. Etat d'entretien

Un bâtiment qui a fait l'objet d'un entretien correct se comportera conformément à la résistance attendue du fait des autres facteurs. Un bâtiment que l'on a laissé se dégrader pourrait être significativement moins résistant, au point de diminuer d'une unité sa classe de vulnérabilité. C'est ce que l'on observe dans le cas de bâtiments abandonnés ou délaissés ainsi que dans les cas présentant un manque évident d'entretien [7].

On doit noter qu'un bâtiment peut apparaître bien entretenu car une attention a été portée uniquement à la préservation de son apparence esthétique, par exemple, plâtre récent et belles peintures ne signifient pas nécessairement que le système structural du bâtiment est également en bon état [7].

3.2.3. Régularité

Concernant la résistance au séisme, le bâtiment idéal serait un cube dans lequel toutes les variations internes de rigidité (comme les cages d'escalier) seraient disposées de manière symétrique. Plus on s'éloigne de la régularité ou de la symétrie, plus grande est la vulnérabilité du bâtiment à la secousse sismique. La régularité doit être considérée globalement, c'est-à-dire qu'elle est plus qu'une simple symétrie externe en plan et en hauteur [7].

3.2.4. Ductilité

La ductilité est une mesure de la capacité d'un bâtiment à résister à des charges latérales dans un domaine post-élastique comme il est indiqué sur la Figure (3.1), c'est-à-dire en dissipant l'énergie du séisme et en créant des dégâts de manière contrôlée, largement répartie ou concentrée localement, selon le type de construction et de système structural [7].

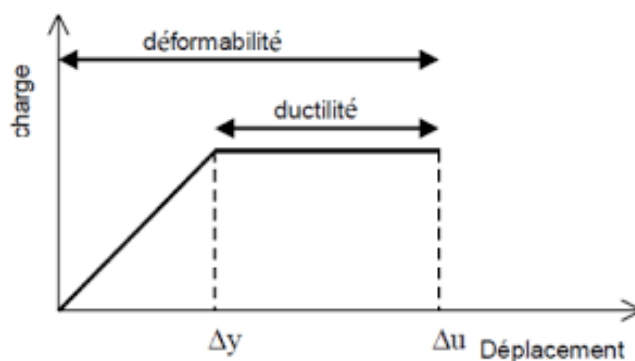


Figure 3.1 : Diagramme force-déformation.

3.2.5. Position

La position d'un bâtiment par rapport aux autres bâtiments de son voisinage peut avoir un effet sur son comportement au cours d'un tremblement de terre. Dans le cas des rangées de maisons d'un lotissement en ville, ce sont souvent les maisons situées à l'extrémité d'une rangée ou dans une position d'angle qui sont les plus gravement affectées. Un côté de la maison ancré à la voisine tandis que l'autre côté ne l'est pas, entraîne une irrégularité de la rigidité globale de la structure qui a tendance à aggraver les dégâts [7].

Des dégâts sévères peuvent se produire lorsque deux grands immeubles ayant des périodes propres distinctes sont situés trop près l'un de l'autre. Au cours d'un séisme, ils peuvent osciller à des fréquences différentes et se heurter. Ces dégâts ne sont pas une mesure de la violence de la secousse sismique et doivent être écartés lors de l'attribution d'une intensité [7].

3.2.6. Renforcement

Lorsqu'une réhabilitation est envisagée pour modifier des bâtiments afin d'assurer un bon comportement à l'action sismique, il en résulte de nouveaux types de bâtiments « composites ». Leurs performances peuvent être radicalement différentes de celles d'un bâtiment de base non modifié. Par exemple, si l'on prend des constructions anciennes en pierre tout venant et que l'on améliore les éléments horizontaux en remplaçant les planchers ou en insérant des éléments de liaisons, la performance peut être améliorée [7].

3.2.7. Conception parasismique

Les fonctions de vulnérabilité pour les différents types de structures doivent être évaluées pour les structures calculées en fonction principalement du niveau de conception parasismique prévu. La classe de vulnérabilité réelle sera attribuée en fonction du niveau final (réel) de conception parasismique qui peut être différent du niveau conforme à la réglementation à cause d'autres facteurs [7].

3.3. EVALUATION SISMIQUE

L'évaluation sismique qui vise à vérifier la performance d'un bâtiment pour une intensité sismique donnée est un outil important dans l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un bâtiment ou d'un ensemble de bâtiments. L'évaluation sismique est une application particulière des procédures d'évaluations structurales s'appliquant à l'ensemble des cas de chargement sollicitant un bâtiment. L'évaluation structurale vise à estimer la capacité de la structure, à avoir une performance future acceptable pour les conditions et les charges appropriées [7].

3.3.1. Évaluation structurale selon ASCE

La procédure d'évaluation structurale la plus courante est celle recommandée par l'American Society of Civil Engineering (ASCE) [33]. La Figure (3.2) représente un organigramme explicatif du processus d'évaluation structurale selon l'ASCE. Elle est constituée de deux phases d'évaluation :

- **Évaluation préliminaire** : a pour objectif de déterminer si des travaux de réparation sont exigés ou si une évaluation plus détaillée est nécessaire.
- **Évaluation détaillée** : qui n'est requise que si l'information obtenue lors de l'évaluation préliminaire est insuffisante pour déterminer la nécessité et l'ampleur des travaux à effectuer.

Cette procédure est générale et s'adresse à la vérification de la performance de la structure.

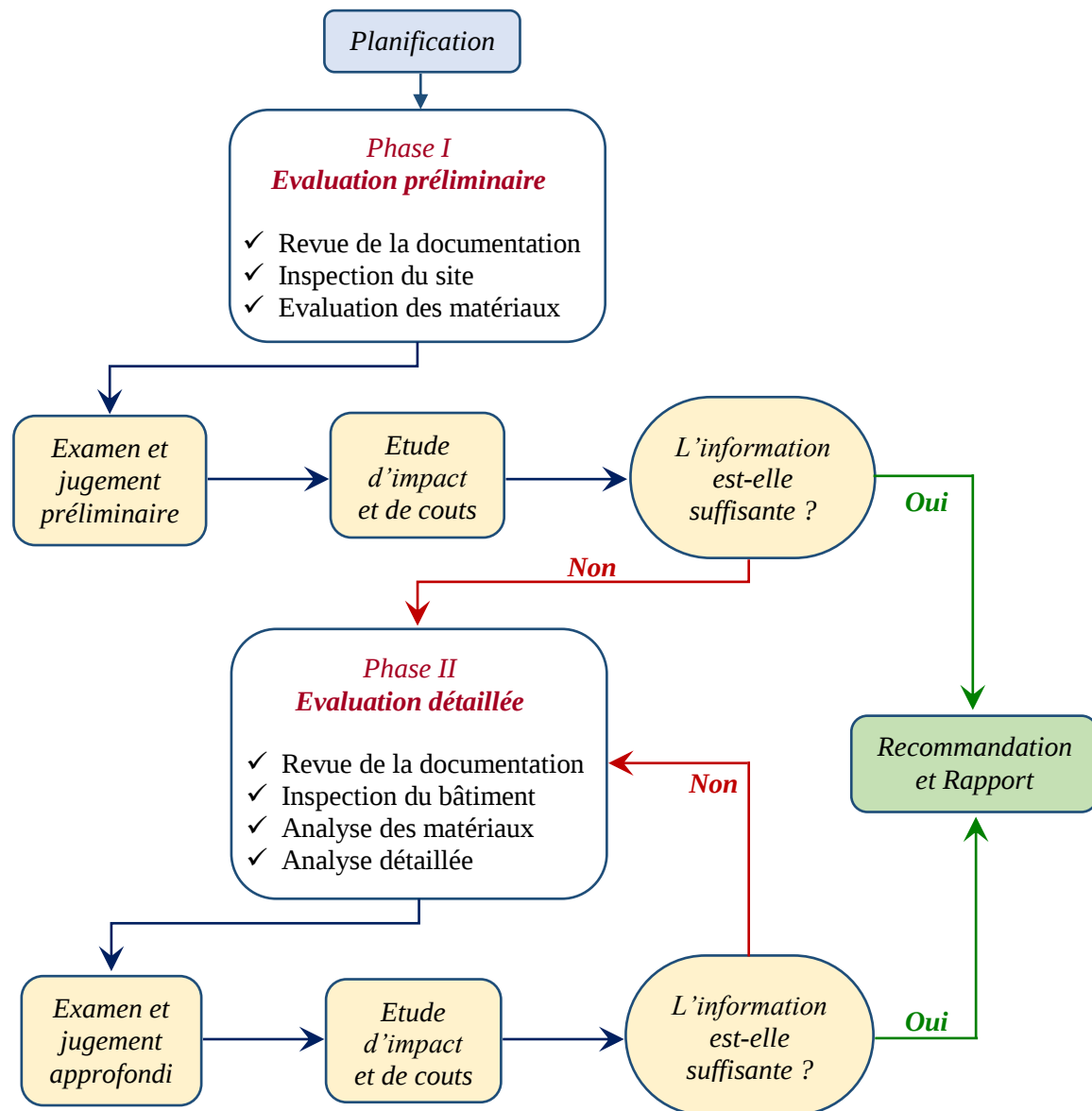


Figure 3.2 : Procédure d'évaluation structurale selon (ASCE).

3.3.2. Évaluation structurale selon FEMA

La méthode proposée par FEMA-178 [34] vise à vérifier l'aptitude de la structure à résister à un séisme sans subir de rupture avec une performance de sécurité des occupants. Il s'agit d'une méthode à deux phases d'application.

- **La première phase** consiste à identifier les déficiences sismiques de la structure à partir d'inspections et des plans détaillés en répondant par vrai ou faux à une série d'énoncés. Le document du CNRC contient six énoncés (liste de questions) couvrant les six éléments suivants :

- 1- Le système de base ;
- 2- Les systèmes verticaux de résistance aux forces latérales ;

- 3- Les diaphragmes ;
- 4- Les assemblages de charpentes (connexions) ;
- 5- Les fondations ;
- 6- Les éléments non structuraux.

Les énoncés vrais supposent que la caractéristique ou l'élément évalué est adéquat en terme de performance sismique. Tout énoncé faux nécessite de passer à la phase suivante.

- Les procédures décrites pour la **deuxième phase** incluent des vérifications par des calculs rapides, telles que la rigidité latérale, le glissement d'étage, l'effort de cisaillement à la base des murs, etc....et une analyse détaillée, telles que l'analyse statique équivalente (méthode de la force latérale équivalente), l'analyse dynamique élastique ou l'analyse du spectre de réponse pour les bâtiments élevés ou avec des irrégularités.

Une version plus récente des directives du FEMA-178 est paru en 2003 qui a été précédé du pré-stantard FEMA-310 [7], elle considère la performance d'occupation immédiate en plus de sécurité des occupants. La procédure d'évaluation proposée comporte trois phases, à savoir :

- **Phase I** : semblable à celle des directives canadiennes, mais les énoncés sont adaptés au niveau de performance visé
- **Phase II** : l'analyse des déficiences potentielles identifiées à la phase I, ou l'analyse du bâtiment complet, à l'aide de procédures linéaires statique ou dynamique.
- **Phase III** : Analyse détaillée non linéaire basée sur la méthode des déplacements conformément au document FEMA-273 [35] et plus récemment au FEMA-356 [36].

Cette procédure est adaptée pour l'évaluation sismique d'un seul bâtiment et n'offre pas la possibilité de faire de lien entre les dommages attendus et le séisme considéré [7].

3.4. PROCESSUS DE DIAGNOSTIC

C'est l'ensemble des investigations nécessaires pour définir l'origine et l'étendue des désordres constatés, il comporte les trois parties suivantes [4] :

3.4.1. Analyse du fonctionnement de la structure

C'est une étape qui consiste à l'illustration des fissurations structurelles et leurs typologies. Comme illustre la Figure (3.3), la localisation et la densité des fissures diffèrent selon le type de sollicitation. En outre, la Figure (3.4) présente les différents types de fissures selon le

matériau, les erreurs d'exécution, les attaques acides, la corrosion ...etc. Par convention, la fissure a entre 0.2 et 2mm de largeur. Les fissures structurales : Elles sont localisées sur la surface où le rapport $\frac{\text{contrainte appliquée}}{\text{résistance}}$ est très élevée [22].

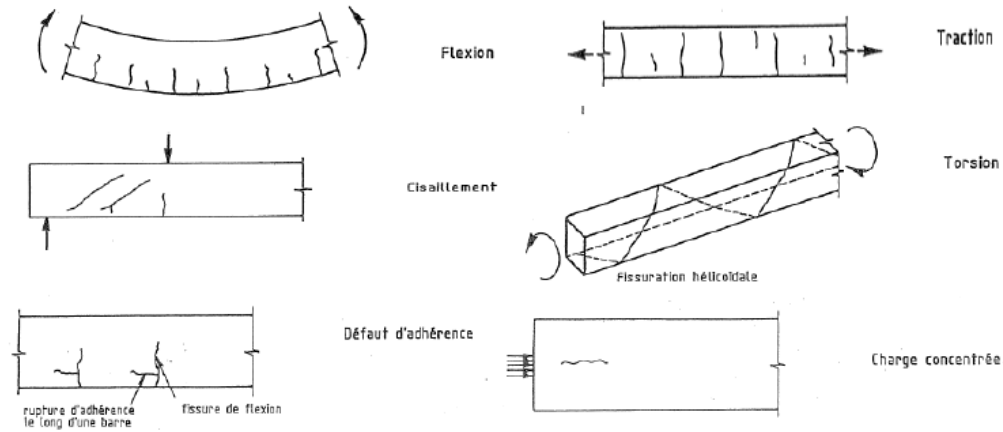


Figure 3.3 : Fissurations typiques [37].

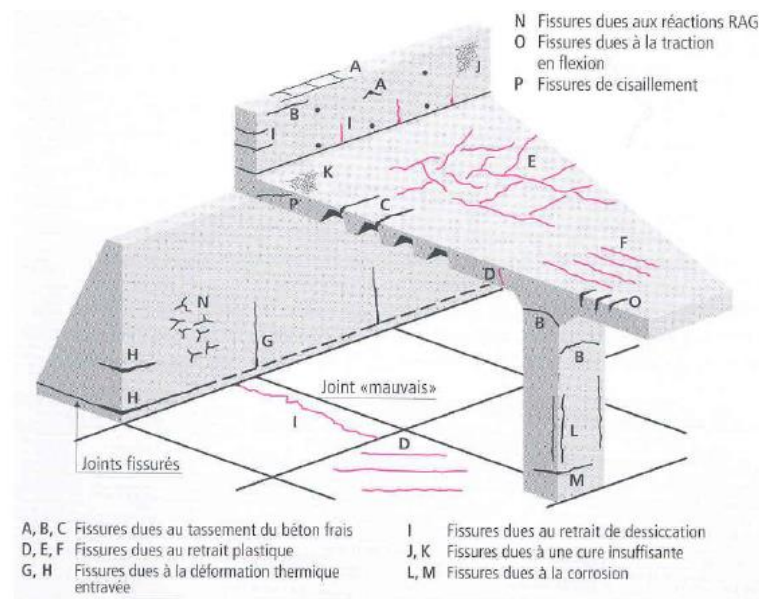


Figure 3.4 : Description des pathologies des fissures [37].

3.4.2. Auscultations non destructives

C'est une étape qui consiste à faire des mesures semi-destructives in-situ [4]. On peut citer :

a) Potentiel de corrosion

C'est l'existence d'une différence de potentiel à l'interface acier-béton, perturbé par un processus de corrosion ainsi que l'évaluation de son étendue comme il est schématisé dans la

Figure (3.5). Par définition une zone anodique (dissolution du métal) se caractérise par un potentiel plus faible qu'une zone cathodique (métal protégé) [3].

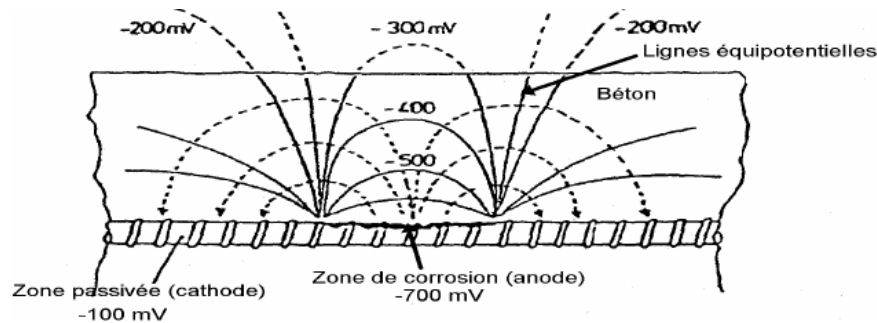


Figure 3.5 : Essai du potentiel de corrosion [3].

La Figure (3.6) représente le principe de la mesure du potentiel d'électrode : le potentiel de corrosion de la demi-pile « armature / béton » est une tension mesurée par rapport à une électrode de référence (ici Cu/CuSO₄) placée en parement avec Nécessité de dégager une armature en un point [3].

L'interprétation qualitative des résultats en prudence avec l'application de la norme ASTM C876-91 (avec électrode Cu/CuSO₄) [3] :

- | | |
|-----------------------------------|--|
| ✓ Si $E > -200 \text{ mV}$ | corrosion peu probable (proba < 10%) |
| ✓ Si $-350 < E < -200 \text{ mV}$ | corrosion possible (proba = 50 %) |
| ✓ Si $E < -350 \text{ mV}$ | corrosion très probable (de 50 à 90 %) |

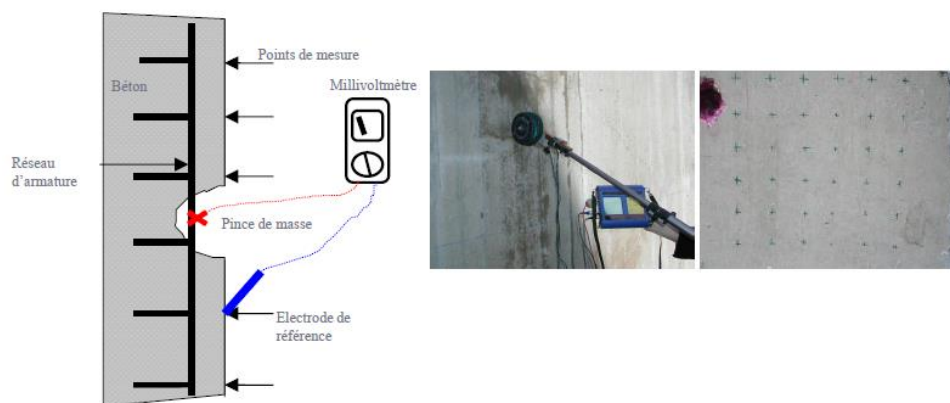


Figure 3.6 : Instrumentation et mise en œuvre de l'essai du potentiel de corrosion [3].

b) Scléromètre

Il permet d'apprécier la dureté superficielle du parement (Figure 3.7). Son principe est de mesurer la longueur de rebondissement d'une masselotte guidée dans un tube, projetée contre le béton (plus le béton est dur, plus le rebond est élevé). Il est simple mais surtout qualitatif

(étalonnage indispensable si volonté de l'utiliser en quantitatif : prudence !) indiquant plus la dureté superficielle du béton que sa résistance (pour plus de précision => méthode sonique) [4].

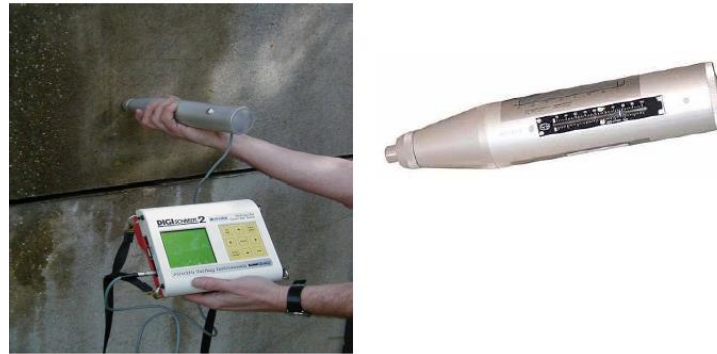


Figure 3.7 : Scléromètre [4].

c) Auscultation sonique

Analyse de la propagation d'une onde longitudinale dans le matériau. Afin de déterminer [3] [4] :

- La qualité physique d'un matériau et la présence d'hétérogénéités (vides, fissures, nids de cailloux...etc.).
- La profondeur d'une fissure dans le béton.
- La présence et l'épaisseur d'une bicouche dans le béton.

Le principe est de mesurer la vitesse de propagation d'une onde ultrasonique dans le temps (mesure du temps de propagation entre un émetteur et un récepteur).

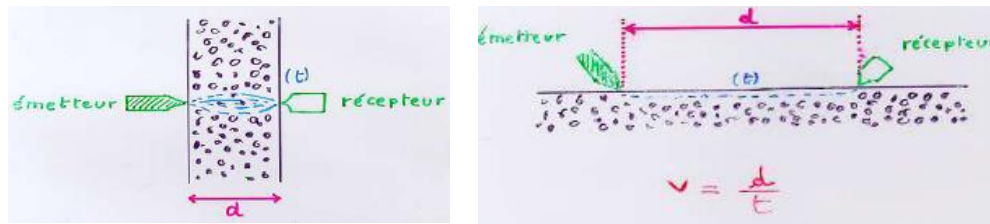
Il existe deux types de mesures [3] :

➤ Mesure par transparence

C'est un essai qui n'est pas toujours possible par problème d'accessibilité, en outre, l'auscultation du cœur du béton (Figure 3.8-a). Malheureusement, le béton est un matériau qui n'est ni homogène, ni linéaire, ni isotrope, par ailleurs il est microfissuré et contient de l'eau [3].

➤ Mesure en surface avec déplacement du récepteur

La valeur de la vitesse v représente la pente de la droite (Figure 3.8-b). La précision des résultats est atteinte en microseconde [3].



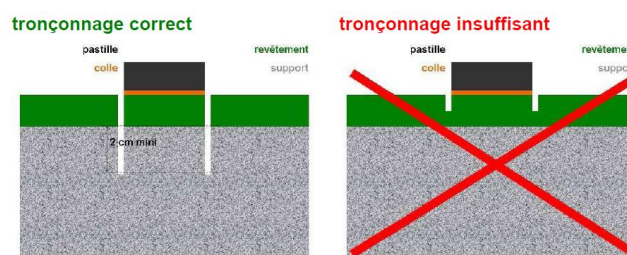
(a) Mesure par transparence

(b) Mesure en surface

Figure 3.8 : Description des différentes mesures d'auscultation sonore [3].

d) Cohésion superficielle ou adhérence

Le but de cet essai est de mesurer l'aptitude de l'enrobage de résister à l'épaufrure du béton. L'intérêt consiste à tronçonner un carré sur la surface du béton avec une profondeur nécessaire comme illustre la Figure (3.9), et d'essayer d'arracher le cube de béton par une force de traction. Selon la Figure (3.10), si la surface arrachée du cube est lisse ceci signifie la cohésion du béton est insuffisante, par contre, si elle est rigoureuse c'est que le béton possède une meilleure performance de cohésion ou d'adhérence.

**Figure 3.9 :** Cohésion superficielle ou adhérence.**Figure 3.10 :** Essai de cohésion réalisé sur deux type de béton.

e) Enrobage

La localisation des armatures et la détermination de leur diamètre et de leur profondeur d'enrobage par méthode électromagnétique basse fréquence. La Figure (3.11) montre l'appareil et les outils nécessaires pour effectuer cet essai. Le principe repose sur la mesure d'un champ électromagnétique induit par la présence d'éléments ferromagnétiques. Le signal reçu augmente

avec le diamètre de la barre et diminue avec l'épaisseur d'enrobage [3]. La Figure (3.12) illustre un exemple de cartographie d'un résultat obtenu avec le Ferroskan FS 10 effectué sur une zone de (60 *60) cm².



Ferroskan dans sa mallette de transport



Moniteur et scanner

Figure 3.11 : Exemple de matériel : Ferroskan de Hilti [3].

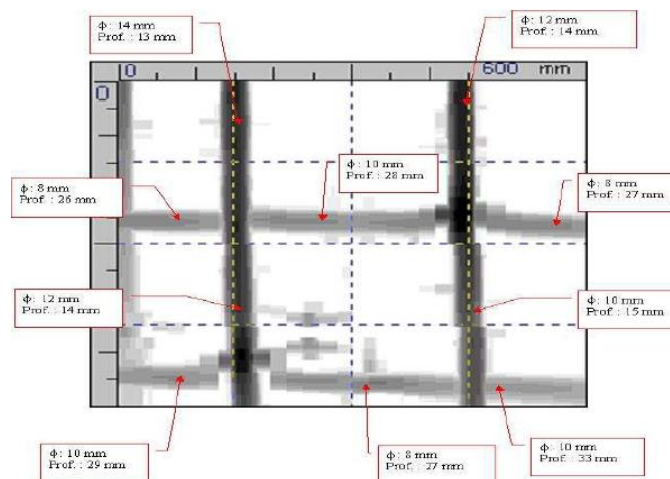


Figure 3.12 : Exemple de cartographie obtenue avec le Ferroskan FS 10 - Zone de 60 cm*60 cm [3].

f) Géo Radar

Il permet d'observer les hétérogénéités dans les matériaux, évaluer la compacité, rechercher des renforts, rechercher des vides...comme montre la Figure (3.13) où une partie interrompue dans l'image établie indique l'existence d'une zone contaminée. Le principe consiste à émettre une impulsion Electro-Magnétique par une antenne. Cette impulsion induit une onde EM qui se propage dans les matériaux auscultés (vitesse dépendant des matériaux : conductivité électrique σ et permittivité : constante diélectrique relative ϵ_r), une antenne réceptrice enregistre l'énergie réfléchiée et réfractée par les singularités rencontrées. La profondeur d'investigation est 40 cm sur béton armé et 80 cm sur pierre ainsi qu'un étalonnage de la surface du béton est nécessaire [3].

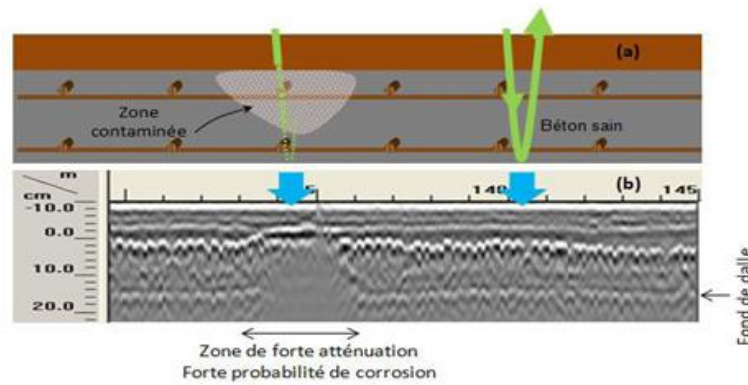


Figure 3.13 : Localisation des hétérogénéités par le Géo-Radar.

3.4.3. Analyses de laboratoire

Les résultats des essais sur site sont généralement insuffisants. Dans ce cas, le recours aux essais complémentaires au niveau du laboratoire est indispensable d'évaluer les échantillons retirés du chantier (carottage, armatures...etc.). Les opérations de diagnostic comprennent :

- Caractéristiques mécaniques du béton (compression, traction, module).
- Caractéristiques mécaniques des aciers (traction, soudabilité...etc.).
- Caractéristiques physiques du béton (porosité, densité, perméabilité).
- Caractéristiques chimiques du béton (nature du ciment et des additions éventuelles, poids de ciment et ou de liant, taux d'hydratation, rapport E/C ou E/L, réserve alcaline).
- Indicateurs de durabilité (perméabilité aux gaz, coefficient de diffusion des chlorures...etc.)
- Recherches de polluants (carbonatation, chlorures, sulfates...) et ou de profondeur de déqualification par des fluides acides (vis-à-vis du béton).
- Recherche de pathologie (alcali-réaction, attaque sulfatique externe, réaction sulfatique interne, gel-dégel...etc.).
- Recherche de déficit d'hydratation en peau et fissuration de retrait.

3.5. METHODES D'EVALUATION DE LA VULNERABILITE

L'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment ou d'un ensemble de bâtiments nécessite l'estimation des dommages potentiels aux différents types de structures et selon différentes intensités sismiques. Afin d'estimer les dommages probables, on a recours à des approches empiriques ou à des analyses dynamiques théoriques des structures à l'étude.

Les approches pour l'évaluation de la vulnérabilité sont multiples et peuvent être classées soit selon leur degré de difficulté en terme de temps de calcul, ou selon qu'on évalue la vulnérabilité d'un seul bâtiment ou d'un ensemble de bâtiment. Ces deux classifications sont illustrées respectivement dans les Tableaux (3.1) et (3.2) [7].

Tableau 3.1 : classification selon le temps et la difficulté de calcul [7].

Investissement	Temps et Difficulté de calcul 				
Application	Ensemble de bâtiment				Bâtiment unique
Méthodes	Observation de la vulnérabilité résultant de séismes	Jugement d'expert	Modèles analytiques simples	Attribution de pointage	Analyses détaillées

Tableau 3.2 : Classification selon l'application [7].

Application	Méthode
Bâtiment unique	Analyse structurale détaillée
	Analyse du comportement structural
	Analyse structurale par macroéléments
	Analyse structurale simplifiée
	Jugement expert
Approches statistiques pour un ensemble de bâtiments	Classification typologique (DPM)
	Indices de vulnérabilité (pointage)
	Evaluations qualitatives
	Procédures hybrides

Les différentes méthodes de la classification proposée par Lang dans sa thèse de doctorat (Tableau 3.2) sont décrites dans les sections suivantes. Le Tableau (3.3) fait la synthèse du positionnement des différentes méthodes et des références pertinentes. À la classification de Lang, on a ajouté les méthodes hybrides afin de positionner les références les plus récentes découlant d'une combinaison des approches.

Tableau 3.3 : Classification des méthodes et positionnement des références [7].

	Observation de la vulnérabilité résultant de séismes passés	Jugement expert	Modèles analytiques simples	Attribution de pointage	Analyses détaillées
Description	DPM élaborées à partir des statistiques des séismes passés Fonctions de vulnérabilité pour différents types de bâtiments	DPM développées en se basant sur le jugement d'experts de plusieurs classes de bâtiments	Modèles simples servant à identifier les mécanismes de ruptures potentiels et le degré de dommages résultant	Attribution de cotes aux bâtiments dans le but de les classer dans un inventaire	Statique linéaire Dynamique linéaire Statique non linéaire Dynamique non linéaire
Application	Ensemble de bâtiments Valide pour une région étudiée ou une région similaire Ne considère pas les travaux de mise en conformité	Ensemble de bâtiments Difficilement applicable pour d'autres régions ou d'autres types de structures Méthode subjective comportant des incertitudes sur l'estimation des dommages et sur l'opinion formulée	Bâtiment unique ou bâtiments ayant des caractéristiques communes Les résultats consistent en des intervalles de valeurs	Un ensemble de bâtiments ou bâtiment unique Détermine la nécessité d'une analyse détaillée Considère les travaux de mise en conformité sismique	Un seul bâtiment, Phase II après la méthode de pointage
Références	Whitman, Reed et al. (1971) ; Coburn & Spence (1992)	ATC-13 (1985) ; HAZUS© (1997, 1999)	Portugal : (D'Ayala et al, 1997), Italie : (Faccioli et al...1999), (Augusti et Ciampoli, 2000; Augusti et al, 2001; Augusti et al, 2002)	Canada: Manuel de sélection (1993) ; É.U. : FEMA 154-155 (1988, 2002) ; Suisse : Grille d'évaluation Italie: Méthode GNDT	FEMA-178 (1992), FEMA-310 (1998) et ASCE 31-03 (2003) CNRC (1992) FEMA-273 (1997) et FEMA-356 (2000)
Méthodes hybrides	Hong (2003) : FEMA-178 et système d'inférence floue (basé sur le jugement d'experts) pour tenir compte des incertitudes. Résultat : INDEX DE PERFORMANCE				
	Fisher, Alvarez et al. (2002) : Macro-éléments inélastiques avec le logiciel HAZUS© pour un nombre limité d'édifices		Kanda, Iwaki et al. (1997) : Analyses statiques non linéaires avec l'intégration de notions de fiabilité pour le calcul d'un index de performance		
	EMS (1992 et 1998) : fonctions de vulnérabilité basées sur les vulnérabilités observées et sur le jugement d'experts				
	Lang (2002) : Approche analytique avec procédure statique non linéaire. Résultat : courbes de capacité reliées à EMS-98 et fonctions de vulnérabilité				
	McCormack & Rad (1997) : Estimation des pertes à partir de la procédure FEMA 154-155 en utilisant les DPM de l'ATC-13				

3.5.1. Observation de la vulnérabilité résultant de séismes passés

L'observation de la vulnérabilité vise en particulier à générer des matrices de dommages probables ou des fonctions de vulnérabilité qui sont deux façons de représenter la relation probabiliste entre le niveau de dommages et l'intensité d'un séisme. Basées sur une classification typologique des bâtiments, les DPM (Damage Probability Matrix) peuvent être élaborées à partir des statistiques des séismes passés. Ces matrices expriment la probabilité qu'une structure appartenant à une certaine classe de bâtiments subisse un certain niveau de dommages résultant d'un séisme d'une intensité donnée [7].

Les bâtiments sont classés selon leur typologie à partir de caractéristiques communes, comme par exemple, le matériau de construction, la technologie utilisée, l'année de construction, etc. Cette expertise nous renseigne sur les six paramètres suivants [7] :

- L'historique de l'ouvrage.
- Type de structure porteuse et non porteuse.
- Matériaux.
- Détails de réalisation.
- Conditions de sol.
- Dommages subis par l'ouvrage, dans le cas d'une structure est endommagée par le séisme.

3.5.2. Jugement expert

Les DPM (Damage Probability Matrix) DPM développées en se basant sur le jugement d'experts de plusieurs classes de bâtiments. L'inconvénient de cette méthode est qu'elle fait appel à la subjectivité d'experts et introduit des incertitudes sur l'estimation des dommages, l'opinion formulée de plus les matrices développées sont difficilement applicables dans d'autres régions et à d'autres types de structures [7].

3.5.3. Modèles analytiques simples

Modèles simples servant à identifier les mécanismes de ruptures potentiels et le degré de dommages résultant. Lorsqu'il n'y a pas de données observables, il n'est pas possible d'établir des fonctions de vulnérabilité basées sur les observations ou sur le jugement d'experts. On utilise alors des modèles simples permettant de définir les mécanismes de ruptures probables et ainsi établir les degrés de dommages encourus sous l'effet d'un séisme donné [7].

3.5.4. Attribution de pointage

Les systèmes de pointage ou de calcul d'indice de vulnérabilité ont pour objectif principal la sélection rapide des bâtiments aux fins d'un classement dans un inventaire. Des données nombreuses permettent d'avoir une approche statistique à l'interprétation des résultats. Le principe de base de cette approche est l'attribution d'un pointage aux différents systèmes structuraux selon leur classe de vulnérabilité. L'observation de déficiences vient modifier le pointage de base jusqu'à l'obtention d'une cote finale se voulant le reflet de la vulnérabilité sismique du bâtiment par rapport à d'autres bâtiments du même type. Les cotes ou points attribués aux systèmes structuraux et aux déficiences sont généralement calibrés par des experts [7].

3.5.5. Analyses détaillées

Les analyses détaillées font partie des méthodes d'évaluation les plus complexes et sont par conséquent mieux adaptées pour l'évaluation d'un bâtiment unique. Les différentes méthodes d'analyse détaillées peuvent être classées parmi les procédures linéaires (statique et dynamique) et les procédures non linéaires (statique et dynamique) [7].

a) Analyse statique linéaire

Le bâtiment est modélisé comme un système équivalent à un degré de liberté avec une rigidité élastique linéaire et un amortissement visqueux équivalent (Figure 3.14). De façon générale, pour l'ensemble des codes de conception la force latérale équivalente V , s'exerçant à la base de l'ouvrage, déterminée empiriquement à partir de l'évaluation de la période du mode fondamental de vibration du bâtiment, T . Cette procédure est valable pour les bâtiments réguliers et dont la période fondamentale de vibration est prédominante. Pour les autres bâtiments, il est recommandé d'utiliser une analyse dynamique linéaire ou analyse du spectre de réponse [8].

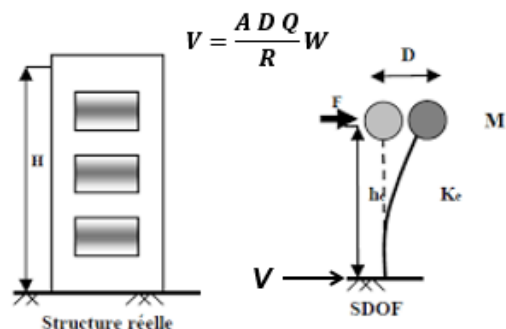


Figure 3.14 : système à 1DDL pour l'analyse statique linéaire.

b) Analyse dynamique linéaire

L'analyse dynamique linéaire ou l'analyse du spectre de réponse est utilisée pour les structures irrégulières ou en hauteur. Elle utilise tous les modes contribuant de manière importante à la réponse structurale totale. La structure est modélisée par un système à plusieurs degrés de libertés avec une matrice de rigidité linéaire élastique et une matrice d'amortissement visqueux équivalent Figure (3.15). On peut ainsi calculer les réponses modales maximales. Les forces et les déplacements sont obtenus par une analyse linéaire élastique [8].

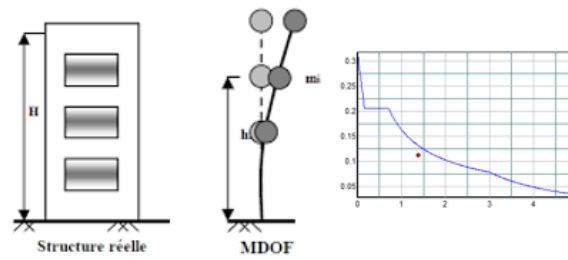


Figure 3.15 : système à plusieurs DDL pour l'analyse dynamique linéaire.

c) Analyse statique non linéaire

Dans la procédure d'analyse statique non linéaire, la non-linéarité de la relation force-déplacement des composantes individuelles de la structure est incorporée au modèle. Cette non-linéarité est due à la réponse inélastique du matériau. Le principe consiste à l'application d'une poussée progressive des charges latérales jusqu'à ce que les modes de ruine apparaissent dont la non-linéarité de la relation force-déplacement du bâtiment est représentée par une courbe de capacité (Figure 3.16). L'avantage d'une telle méthode est qu'elle considère l'inélasticité des matériaux et donne une meilleure approximation des efforts et déformations attendus durant un séisme. Par contre, seul le mode fondamental de vibration est considéré, rendant cette méthode moins appropriée pour les bâtiments irréguliers [38].

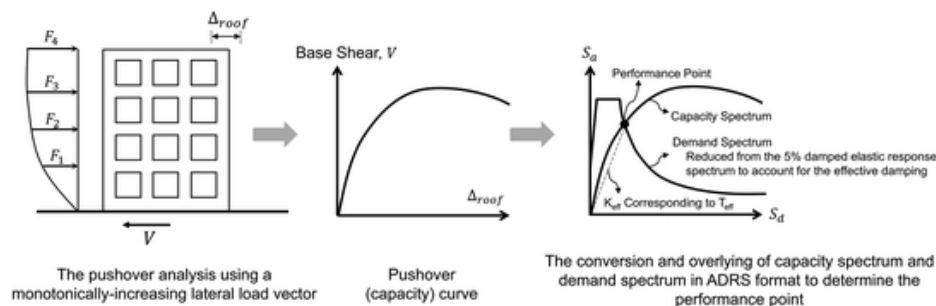


Figure 3.16 : processus de l'analyse statique non linéaire.

d) Analyse dynamique non linéaire

Cette méthode est basée sur l'intégration directe des équations de mouvement, elle est conduite en utilisant les enregistrements réels (Figure 3.17). Cette méthode est la seule apte à décrire le comportement actuel lors d'un séisme, elle offre l'avantage de considérer les propriétés dynamiques de la structure et tient compte ainsi de la modification de la rigidité et de la période de la structure sous la sollicitation dynamique [39].

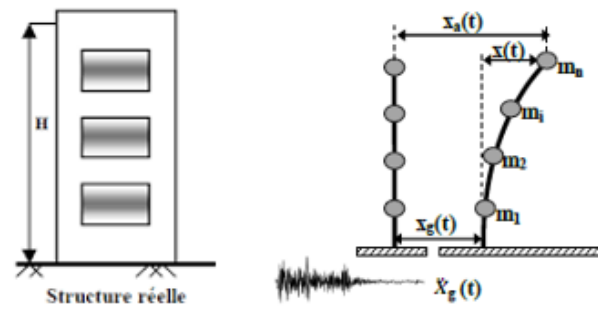


Figure 3.17 : système à plusieurs DDL sollicité par un accélérogramme sismique pour l'analyse dynamique non linéaire.

3.6. CONCLUSION

Dans un contexte où l'élaboration de mesure d'urgence pour se préparer à d'éventuelles catastrophes naturelles est de plus en plus répandue. Dans ce contexte le diagnostic joue un rôle important pour établir et fournir une évaluation adéquate de la vulnérabilité sismique. C'est l'étape clé qui permet de déterminer les types de pathologies dont souffre l'ouvrage ainsi que leur ampleur. Cela permet aussi de faire des prévisions quant à l'évolution de ces troubles. Mais c'est avant toute chose, l'étape qui va permettre de mettre en œuvre la méthode de réparation la plus adaptée.

Les différentes approches d'évaluation de la vulnérabilité reposent généralement sur des fonctions de vulnérabilité qui expriment le pourcentage de dommages subis par un type de structure pour différentes intensités sismiques. Ces fonctions (courbes ou matrices) sont élaborées à partir de l'observation des dommages lors de séismes passés, de l'opinion d'experts ou de modèles d'analyse. L'application directe de ces fonctions ne peut cependant pas se faire si la typologie des bâtiments à l'étude est différente de celle des bâtiments ayant servi à élaborer les fonctions de vulnérabilité.

Chapitre 4 :

Techniques de réhabilitation des structures en béton armé

4.1. INTRODUCTION

Le renforcement d'une structure en béton consiste à améliorer les caractéristiques mécaniques des éléments qui la composent, de manière à ce qu'elle offre une meilleure solidité aussi bien en état de service qu'en état de résistances ultimes. Cette partie présente les méthodes les plus utilisées dans le domaine de renfort des structures. Il s'agit principalement des techniques de renfort avec une incorporation de profiles métalliques, ou bien une modification de la section structurelle et la plus récente qui utilise des matériaux composites en tant que renfort externe. Le projet d'une structure consiste à définir avec précision chacun des éléments qui la composent ainsi que la manière de la construire, le tout en accord avec son usage ou sa fonction finale. Le schéma de sa conception et, plus tard, de sa construction est toujours le même :

- Résoudre un schéma structurel ;
- Comparer les charges majorées et les résistances minorées ;
- Dimensionner les éléments résistants ;
- Rédiger le projet ;
- Exécuter la structure ;
- Surveiller sa vie en service ;
- Assurer l'entretien approprié.

Si une structure est bien conçue et correctement exécutée, elle n'aura besoin d'aucun renforcement au moment de sa mise en service. Cependant, suite à des erreurs dans le projet ou dans l'exécution, ou suite à diverses circonstances lors de la vie en service (chargements maximums dépassés, changement des conditions d'exploitation, fluage, fatigue, attaques chimiques dues à l'environnement...), des renforts peuvent s'avérer nécessaires. Ce changement de circonstances implique que la nouvelle structure, issue du « projet actualisé », soit plus exigeante que l'antérieure [40].

Les causes qui conduisent à un renfort structurel sont aussi nombreuses que le nombre de structures elles-mêmes, chaque cas doit être considéré comme un cas particulier. Les plus fréquentes sont [41] :

- Accroissement des charges qui sollicitent la structure
 - Changement d'usage de la structure (exemple : bâtiment d'habitation réhabilité en centre commercial) ;

- Augmentation du niveau d'activité dans la structure (exemple : anciens ponts soumis au trafic actuel) ;
- Installation de machinerie lourde dans les bâtiments industriels.
- Défauts dans le projet ou dans l'exécution
 - Armature insuffisante ou mal placée ;
 - Mauvais matériaux ;
 - Dimensions insuffisantes des éléments structurels.
- Rénovation des structures anciennes
 - Prise en compte de renforts par des sollicitations non considérées au moment du projet ou de la construction (vibration, actions sismiques et autres) ;
 - Connaissance des insuffisances de la méthode de calcul utilisée lors de la conception, ainsi que des limitations montrées par des structures calculées durant une époque ou une période ;
 - Vieillesse des matériaux avec une perte des caractéristiques initiales.
- Changement de la forme de la structure
 - Suppression de poteaux, piliers, murs porteurs, élargissement de portées de calcul ;
 - Ouverture de passages en dalles pour escaliers ou ascenseurs.
- Dégâts dans la structure
 - Corrosion et diminution de la section des armatures dans le béton ;
 - Impacts contre la structure ;
 - Incendies.
- Nécessité d'améliorer les conditions en service
 - Diminuer les déformations et flèches ;
 - Réduire l'intensité des contraintes sur les armatures ;
 - Diminuer l'ouverture des fissures.

4.2. PROCEDURES DE REHABILITATIONS DES BATIMENTS SELON L'EC8

L'Eurocode8 partie 3 [10] est en grande partie consacré au diagnostic des bâtiments existants (conception initial non conforme aux normes actuelles, ou bâtiments conformes ayant été endommagés par un séisme). Il s'attache notamment à l'évaluation de la capacité parasismique disponible sur ces structures, et à la définition d'objectifs de performance atteints ou visés. L'Eurocode 8 est beaucoup plus concis en matière de conception des renforcements.

Il détaille essentiellement le cheminement permettant d'aboutir à la décision de renforcement de la structure. Le projet de renforcement est considéré comme une itération entre choix de renforcement et mise à jour du diagnostic de la structure jusqu'à satisfaction de l'objectif de performance fixé par le maître d'ouvrage ou l'administration. Une organisation efficace, du diagnostic de l'existant jusqu'aux travaux de renforcement, implique une définition claire des décisions à prendre par le maître d'ouvrage et des éléments à produire à chacune des étapes de la conception du renforcement. L'évaluation prévisionnelle des coûts est affinée au fur et à mesure des étapes de la conception du renforcement. L'organigramme présenté dans la Figure (4.1) montre les différentes étapes de la réhabilitation des bâtiments en béton armé selon l'Eurocode 8-3 [10].

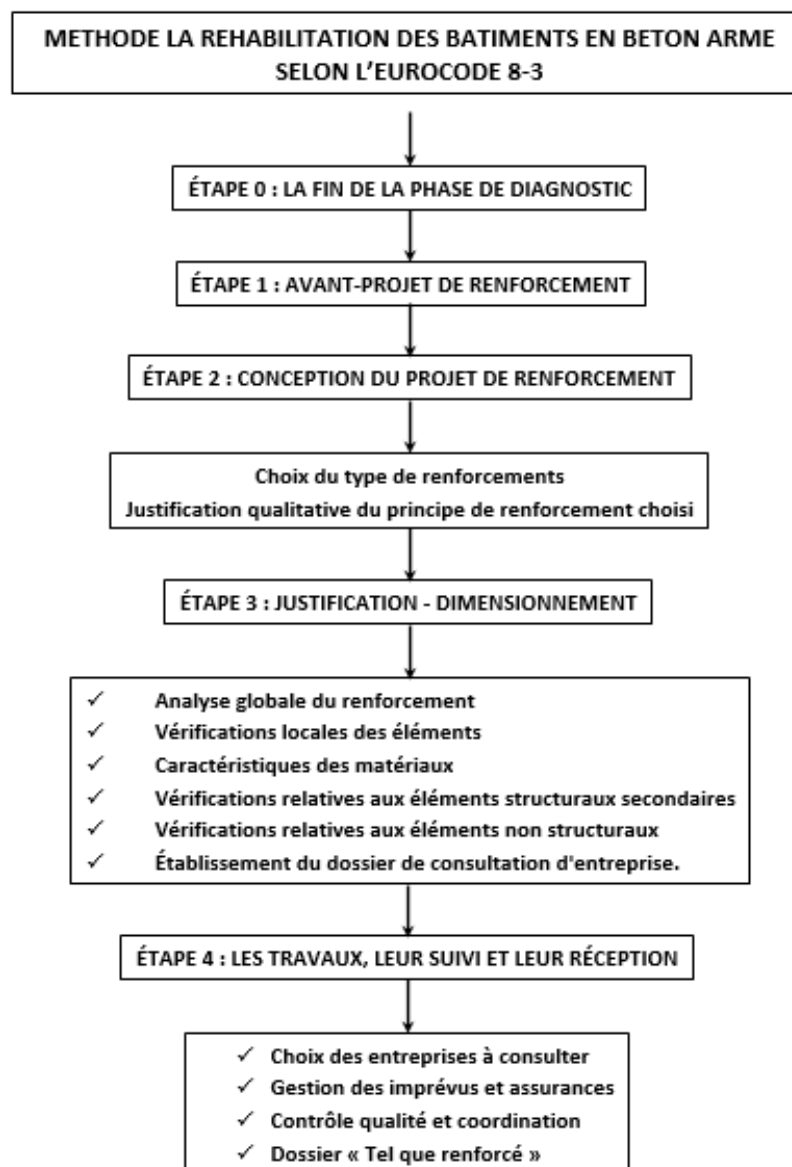


Figure 4.1 : Différentes étapes de la réhabilitation des bâtiments en béton armé selon l'Eurocode 8-3 [10].

4.2.1. La fin de la phase du diagnostic

La phase de diagnostic s'achève en principe sur un point d'arrêt de la mission d'ingénierie. Le bureau d'études doit avoir fourni au maître d'ouvrage un rapport de diagnostic lui permettant de prendre des décisions raisonnées et précisant :

- Les exigences de comportement qu'il doit réglementairement respecter, et éventuellement une formalisation explicite des objectifs de comportement plus contraignants qui seraient choisis pour des actions sismiques spécifiquement définies.
- Une appréciation de la conformité ou de la non-conformité de la structure, en l'état, à ces objectifs de comportement.
- Éventuellement la formalisation d'une analyse d'optimisation de la décision de renforcement.
- En cas de non-conformité, une description des pistes de renforcement à explorer et un ordre de grandeur des coûts correspondants (précision de niveau esquisse)
- Lorsque la non-conformité de la structure aura été mise en évidence en début de diagnostic, l'appréciation du comportement pourra concerner, après accord de la maîtrise d'ouvrage, non pas la structure en l'état mais une structure comportant quelques modifications manifestement nécessaires, retenues sur la base du comportement qualitatif global (création de chaînages, de diaphragmes rigides, suppression de porte-à-faux ou de points durs ou fragiles etc.)
- L'identification d'éventuelles interférences avec l'environnement en situation sismique (pérennité du raccordement aux réseaux et de l'accessibilité, risque d'entrechoquement avec des bâtiments voisins, risque de glissements de terrain ou d'éboulement etc.).
- Le niveau de connaissance atteint après inspection et essais sur le bâtiment. Ce niveau de connaissance s'exprime sous la forme indiquée : soit connaissance limitée, normale ou intégrale. La valeur du coefficient de confiance CF prise pour l'évaluation de la capacité est indiquée. Cette même valeur sera prise pour les éléments originaux de la structure renforcée. Ce niveau de connaissance pourra bien entendu être amélioré en effectuant de nouveaux essais, suite au choix du maître d'ouvrage de s'engager dans le renforcement de son bâtiment.

Le rapport de diagnostic (et ses éventuelles annexes, notamment les relevés de la structure et les sondages effectués) est joint à la décision explicite du maître d'ouvrage de développer telle ou telle suggestion d'orientation ou d'en arrêter une nouvelle, qui serait décrite avec une précision comparable (intégration architecturale et fonctionnelle, choix technique et évaluation des coûts). L'enchaînement du choix du renforcement et de la justification du comportement de la structure modifiée est représenté sur le schéma fonctionnel ci-après, puis développé dans la suite de ce chapitre.

4.2.2. Avant-projet de renforcement

La phase d'avant-projet de conception des renforcements peut correspondre à un changement de prestataire et/ou à une reprise d'étude après un laps de temps par rapport à la remise du rapport de diagnostic. Cette phase commence par une réévaluation du rapport de diagnostic et des esquisses du renforcement envisagé.

Elle doit comporter, une réévaluation et validation des autres conditions de chargement de la structure, notamment de l'incidence des modifications de structure et d'usage de toutes origines (parasismique ou non), auxquelles il n'aura généralement pas été procédé dans la mission de diagnostic parasismique proprement dite. La précision et l'étendue de cette validation doivent être explicitement énoncées.

L'avant-projet de conception des renforcements, qui vise à permettre au bâtiment renforcé de supporter, pour les états limites retenus, une excitation sismique d'amplitude supérieure à ce qui était compatible avec ses capacités initiales, comporte des analyses de coûts, spécifiques à l'ouvrage concerné et à l'orientation des renforcements retenus (alors que l'esquisse de l'étape 0 pouvait se fonder sur des coûts issus de bases statistiques portant sur des ouvrages plus ou moins similaires).

Les bâtiments visés (de construction souvent antérieure aux normes prévoyant au mieux, en l'état, à une conception de classe "ductilité limitée". En effet les éléments de la structure initiale n'ont pas été conçus et dimensionnés conformément aux règles parasismiques permettant l'obtention d'un comportement ductile au sens de ces règles.

Quand l'objectif est une classe de ductilité supérieure, il conviendra, soit d'apporter des modifications notables du fonctionnement d'ensemble (par ajout d'éléments primaires ductiles notablement plus rigides que la structure initiale), soit d'appliquer des mesures d'amélioration de la ductilité des éléments de la structure initiale.

Les situations de diagnostic post sismique peuvent poser des problèmes similaires si la capacité ductile disponible a été amoindrie suite à l'action sismique subie. L'avant-projet de conception des renforcements a pour objectifs :

- D'établir les principes des solutions techniques à retenir et de valider les pistes de renforcements définis à l'enclenchement de la mission de renforcement
- D'identifier les sources de difficultés techniques et d'aléas sur les coûts,
- D'établir pour le maître d'ouvrage une fourchette réaliste des coûts totaux (y compris l'incidence sur le fonctionnement de l'ouvrage en cours de travaux)
- De signaler les besoins de vérification/renforcement nécessaires au bon fonctionnement de la structure renforcée, même s'ils ne sont pas liés aux besoins parasismiques.

Il convient dès cette étape de déterminer quels types d'entreprises devront être sollicités ainsi que leur niveau de technicité. Les éléments technico-économiques permettent de valider ou éventuellement d'invalidier le résultat de la démarche d'optimisation qui a permis de choisir l'objectif du renforcement le plus approprié aux intérêts du maître d'ouvrage. On entend ici par « objectif de renforcement » un niveau d'agression sismique et l'état limite de comportement des structures qui lui est associé, tel qu'il a été défini à l'enclenchement de la mission de renforcement.

Cette étape aboutit à une estimation du coût des mesures à prendre. Elle doit pouvoir déboucher sur un point d'arrêt, si cette première estimation de coût spécifique à l'ouvrage s'écarte trop des ordres de grandeur évoqués (en général sur base statistique, non spécifique à l'ouvrage concerné) au terme de l'étude de diagnostic proprement dite. Au vu des éléments apportés, le maître d'ouvrage peut choisir d'arrêter la mission. Il faudra veiller à conserver alors le rapport de diagnostic et l'avant-projet de conception des renforcements pour références futures. Dans le cas où il est décidé de poursuivre la mission de renforcement, les étapes suivantes sont à développer.

4.2.3. Conception du projet de renforcement

L'Eurocode-8 [10] insiste, dans son avant-propos, sur l'importance des considérations qualitatives dans la conception des renforcements et met en garde contre le découragement qui pourrait résulter des procédures de calcul qu'il s'attache à définir. Il ouvre ainsi la voie à des justifications plus qualitatives, même s'il ne les développe, ni dans son texte, ni dans ses annexes.

a) Choix du type de renforcements

La conception du projet passe par le choix de la nature du renforcement et des types de matériaux employés. Le choix du renforcement dépend de multiples facteurs dont :

- Le niveau d'exigence choisi par le maître d'ouvrage ou requis par la réglementation. Cet objectif de renforcement se caractérise un ou plusieurs critères de dimensionnement, choisis parmi les trois états limites définis par l'article EN 1998-3 2.1 [10] associés à leur niveau d'action sismique (spectre et accélération au sol).
- Le coût du renforcement : le coût propre du renforcement est le paramètre le plus souvent prépondérant pour le choix de la technique et du niveau de renforcement. Toutefois, d'autres considérations économiques peuvent entrer en jeu comme les coûts induits par l'interruption de l'utilisation ou de l'occupation des locaux lors des travaux de renforcement ou le coût des installations à protéger à l'intérieur du bâtiment.
- Les considérations architecturales et d'usage. L'intégration du renforcement dans le système existant est un enjeu fort, tant en termes de capacité de supporter des modifications (changement du cheminement des efforts, liaisons entre anciens et nouveaux éléments) qu'en termes de fonctionnalité et d'esthétique du bâtiment renforcé. Le caractère patrimonial de certains bâtiments peut rendre délicat le choix d'un renforcement permettant une amélioration de leur comportement sismique.
- La faisabilité des travaux et de ses phases provisoires. L'accès au bâtiment existant, les conditions de chantier (continuité de l'exploitation du bâtiment lors des travaux), l'espace disponible pour envisager l'ajout de structures rapportées, la nécessité de reprendre les fondations en sous-œuvre etc. Peuvent amener le bureau d'études à privilégier certaines stratégies de renforcement.

Cette étape aboutit à valider les analyses qualitatives de avant-projet, notamment en levant quantitativement les incertitudes identifiées lors de l'étape 1 (faisabilité délicate, dispositions à coût fortement variables...), et à réunir tous les éléments nécessaires aux justifications d'exécution (reconnaisances complémentaires de la structure s'il y a lieu...).

b) Justification qualitative du principe de renforcement choisi

La stratégie retenue pour l'amélioration du comportement sous séisme est explicitée : augmentation de la capacité de déformation, augmentation de la résistance, modification de la rigidité, augmentation de l'amortissement, réduction de la masse de la structure etc.

Les justifications qualitatives relatives aux dispositions constructives adoptées pour le renforcement sont primordiales pour expliciter le comportement attendu de la nouvelle structure renforcée et pour vérifier la bonne intégration architecturale du renforcement dans la structure existante. Elles comportent des schémas, des plans et éventuellement des annotations sur plan. Ces justifications qualitatives concernent non le seul renforcement, mais bien l'ensemble de l'ouvrage renforcé. Elles visent :

- À mettre en évidence le nouveau système d'éléments structuraux primaires au sens de EN 1998-1 4.2.2 [10], c'est-à-dire des éléments faisant partie du système résistant aux actions sismiques,
- À distinguer les éléments « ductiles », pour lesquels les vérifications, à capacité résistante donnée, sont réalisées en termes d'acceptabilité de la déformation prévisible, et les éléments « fragiles » où la vérification est exprimée en termes de marge d'efforts entre la sollicitation prévue et la résistance à rupture de l'élément
- À illustrer et à valider tous les cheminements des efforts induits par l'action sismique depuis les masses du système (masses propres et charges d'exploitation plus ou moins rigidement fixées) jusqu'aux fondations, puis à une masse de sol suffisamment importante pour constituer un système global stable,
- À illustrer et valider la capacité des éléments, structuraux ou non structuraux, à supporter les déformations différentielles qu'ils sont susceptibles de subir sans rupture fragile ou perte d'appui dont les conséquences seraient inacceptables.

On se préoccupera également :

- De la résolution des insuffisances éventuellement détectées lors de l'avant-projet (étape 1 à l'enclenchement de la mission de renforcement après diagnostic), qui proviendraient de besoins relatifs aux charges non sismiques.
- De l'incidence des modifications envisagées pour améliorer la situation parasismique, sur le cheminement des autres charges auxquelles la structure est soumise.
- De faire préciser la conduite à tenir à l'égard de l'éventuelle présence d'équipements dangereux pour les personnes (ou les structures) du fait de leur masse ou de leur nature.

Les schémas qualitatifs sont éventuellement accompagnés d'ordres de grandeur des besoins de capacité résistante ou des déformations acceptables. Ils doivent aussi identifier le

comportement des éléments non structuraux liés à la structure et considérer l'ensemble des autres risques prévisibles : entrechoquement avec les ouvrages voisins, glissement de terrain Ils permettront au concepteur de savoir quelles sont les modifications susceptibles d'améliorer le comportement de la structure, ou le rapport coût/performance lors de l'éventuelle itération suivante de la conception.

4.2.4. Justification - dimensionnement

Tandis que l'étape 2 débouche sur un rapport qui doit être compréhensible par le maître d'ouvrage et par les exploitants ultérieurs (gestionnaires, architectes...), l'étape 3 établit l'ensemble des documents, parfois très techniques, nécessaires à l'exécution et au contrôle du bâtiment renforcé, et justifie leur adéquation aux objectifs recherchés.

L'analyse de dimensionnement vise à déterminer le fonctionnement combiné des éléments conservés de la structure principale initiale et des éléments de renforcement qui lui sont adjoints, et à s'assurer que les sollicitations et déformations qui leur sont imposées les laissent dans un état compatible avec l'objectif de renforcement choisi. Les éléments sismiques secondaires doivent également être vérifiés pour s'assurer de leur capacité à remplir leur fonction structurelle.

Le comportement des éléments non structuraux susceptibles de compromettre la sécurité des personnes (et éventuellement des éléments ou équipements à protéger) doit aussi être vérifié avant validation de la solution retenue. Les méthodes d'analyse, sont identiques à celles employées pour l'estimation de la capacité initiale de la structure mais prennent en compte les nouveaux cheminements d'efforts. L'analyse est le plus souvent itérative (conception / vérifications).

Le dimensionnement du renforcement et les vérifications sont effectués à deux échelles :

- À l'échelle globale du bâtiment : les vérifications doivent permettre de s'assurer du bon comportement d'ensemble de la structure renforcée, et de quantifier les nouveaux cheminements d'efforts.
- À une échelle plus locale : les éléments ajoutés et ceux de la structure ancienne ainsi que les liaisons entre eux (notamment interface nouveau/ancien) sont individuellement validés pour ces nouveaux cheminements d'efforts.

a) Analyse globale du renforcement

L'analyse globale du renforcement vise donc essentiellement :

- À quantifier les efforts et donc les sollicitations susceptibles de transite dans chacun des éléments structuraux existants ou à créer
- À évaluer les déformations générales pour :
 - ✓ Repérer les éléments susceptibles de présenter un comportement fragile (brusque diminution de capacité résistante) pour les niveaux de déformation envisagés
 - ✓ Fournir les informations nécessaires aux vérifications de cohérence (vérifications complémentaires dues à la sortie du domaine élastique), tant des déformations entre éléments distincts que des déformations, sollicitations et capacité ductile propres à chaque élément.

b) Vérifications locales des éléments

A l'échelle locale, les vérifications concernent chaque élément ou partie d'élément de la structure (zones critiques de dissipation d'énergie, ancrages dans la structure ancienne par exemple). Tout ajustement de conception est susceptible d'entraîner une redistribution des efforts dans la structure, nécessitant alors de nouvelles vérifications locales de cet élément et des éléments existants, et éventuellement un nouvel ajustement du projet de renforcement. Le caractère itératif de la justification du renforcement apparaît ici clairement.

Il ne faut pas perdre de vue l'imbrication entre échelles globale et locale tout au long de la procédure de conception du renforcement.

c) Caractéristiques des matériaux

Pour les vérifications globales et locales de la structure renforcée, les caractéristiques des matériaux à prendre en compte sont généralement les suivantes :

- Pour les matériaux existants, les valeurs moyennes obtenues à partir des vérifications in-situ ou d'autres sources d'information supplémentaires doivent être utilisées. Toutefois, lorsque la dispersion des caractéristiques est manifestement beaucoup plus élevée que dans les constructions récentes.

Le concepteur doit, malgré le caractère fiable de la dispersion mise en évidence, retenir une valeur caractéristique inférieure à la moyenne ou plus spécifique à la zone concernée, lui permettant de garantir la validité de ses évaluations de résistance.

- Pour les matériaux nouveaux apportés, les valeurs caractéristiques nominales sont utilisées sans modification.

d) Vérifications relatives aux éléments structuraux secondaires

Les éléments structuraux secondaires, dont la contribution à la résistance aux actions sismiques est négligée, sont néanmoins susceptibles de présenter des risques pour les personnes et doivent à ce titre faire l'objet de vérifications.

Les éléments structuraux secondaires doivent être en mesure d'assurer la descente des charges non sismiques, malgré les déformations et endommagements éventuels générés par l'action sismique. Les éléments sismiques secondaires doivent être vérifiés avec les mêmes critères que les éléments sismiques primaires mais sur la base d'estimations de leur capacité moins sévère.

Il convient généralement d'évaluer les déformations imposées, les distorsions locales qui en résultent, ainsi que le degré d'endommagement local qu'elles entraînent. A partir de ces informations, la capacité à assurer la descente des charges, la connexion de ces éléments avec le reste de la structure et, le cas échéant, la capacité à maintenir en place les équipements et autres éléments secondaires qui y seraient éventuellement connectés doivent être vérifiées.

e) Vérifications relatives aux éléments non structuraux

La vérification des éléments non structuraux et de leurs fixations aux éléments structuraux suit une démarche qui diffère peu de celle qui concerne les éléments structuraux secondaires. La validation de la descente de charges est remplacée par la vérification de la capacité à résister sans désordres inacceptables aux forces inertielles localement appliquées, et aux déformations imposées à l'élément et/ou à ses fixations par les éléments structuraux servant de supports. Les vérifications inertielles sont généralement faites sur la base d'accélération forfaitaires et de méthodes avec coefficient de comportement local. Il ne faudra pas omettre de valider la tenue des fixations aux niveaux d'effort et de déformation envisagés.

On prendra soin, de signaler les équipements ou éléments non structuraux dont la masse (ou la raideur entre points de fixation) serait non négligeable par rapport à leurs éléments structuraux d'accrochage (cloisons, planchers, poteaux, autres éléments de génie civil) et nécessiterait une vérification de cohérence complémentaire.

Les caractéristiques des cloisons par exemple ne comportent généralement ni indications précises sur leur capacité à résister aux efforts inertiels apportés par d'éventuels équipements relativement lourds, ni indications sur l'amplitude des déformations de structure porteuse

tolérables en situation sismique. Une analyse spécifique de situations particulières peut donc s'avérer nécessaire.

f) Établissement du dossier de consultation d'entreprise

Une fois les itérations de conception et validation nécessaires effectuées, si la conception semble devoir aboutir dans la fourchette de coût prévisionnel acceptable par la maîtrise d'ouvrage, on établit le cahier des charges technique de l'opération de renforcement. En cas d'évolution inacceptable des coûts prévisibles, un point d'arrêt de la mission doit avoir été envisagé, pour :

- Soit, mise en forme et archivage des étapes développées, en attente de reprise éventuelle
- Soit, extraction d'éléments permettant une réévaluation des objectifs de renforcement retenus au cours de l'étape de diagnostic (Étape 0) pour déboucher éventuellement sur une nouvelle mission de renforcement avec des objectifs de renforcement jugés plus appropriés par le maître d'ouvrage.

4.2.5. Les travaux, leur suivi et leur réception

a) Choix des entreprises à consulter

Le choix des entreprises à consulter peut-être un point essentiel de la conception même du renforcement. L'éventuel besoin d'entreprises à forte technicité ou de spécialité rare peut avoir une incidence lourde et difficilement prévisible tant en matière de coût qu'en matière de délai, ceci au moins tant que le volume des marchés de renforcement n'aura pas appelé un nombre suffisant d'entreprises sur cette activité.

Le confortement parasismique nécessite en effet, non seulement une capacité de constructeur, mais aussi celle d'intervenants expérimentés en sous-œuvre, ainsi que la maîtrise de certains procédés de renforcement très particuliers et la capacité de coordonner des intervenants de spécialités multiples.

b) Gestion des imprévus et assurances

Comme toute activité exécutée en sous-œuvre, les travaux de renforcement parasismique nécessitent des dispositions contractuelles permettant d'encadrer les négociations commerciales relatives à d'éventuels imprévus découverts en cours de travaux.

De même, le montant des désordres susceptibles de se produire au cours du chantier, ou du fait des modifications apportées est plus de l'ordre du coût de l'ouvrage lui-même, que de celui des seuls travaux de renforcement. Les modalités d'assurance, tant de chantier que de garantie ultérieure, doivent être soigneusement traitées.

c) Contrôle qualité et coordination

Le contrôle de la qualité de la réalisation est un élément primordial pour assurer un bon comportement parasismique. En matière de sollicitations sismiques, aucun essai en vraie grandeur ne permet de pallier un défaut de suivi de chantier (on admet généralement un endommagement notable sous séisme). En conséquence, le projet de renforcement doit préciser non seulement le dimensionnement des nouveaux éléments mais aussi les éventuelles dispositions constructives spécifiques (obligations de moyens), ainsi que les modalités de contrôle et de réception.

La réalisation de travaux de renforcement nécessite comme tout travail en sous-œuvre une coordination précise des différents intervenants. Il conviendra de savoir si une entreprise générale est en mesure d'assurer seule cette coordination ou s'il faut prévoir en parallèle une extension de mission de maîtrise d'œuvre concepteur. Ce choix peut permettre un contrôle plus continu, avec des conséquences favorables en matière de qualité du comportement parasismique ultérieur, mais aussi avoir des incidences notables en matière de tenue des délais et de coût de la garantie décennale. Il peut en résulter que la responsabilité de la bonne réalisation reste largement au maître d'œuvre, et donc que des assurances globales communes (chantier /responsabilité) doivent être envisagées.

d) Dossier « Tel que renforcé »

Les travaux de renforcement ne seront envisagés que pour des bâtiments dont la durée de vie restante est supposée notable. Il sera donc généralement judicieux de reconstituer un dossier technique « Tel que Construit » (TQC), ou plus exactement «tel que renforcé ». La constitution de ce dossier implique notamment la collecte des schémas de chantier pour mise à jour des plans de projet en « Tels que renforcé ». Cette mission, d'un poids relatif notable, doit être explicitement intégrée aux marchés.

4.3. TECHNIQUES DE REPARATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX EN BETON ARME

Les éléments structuraux, dépendent de leur résistance sismique souhaitable, le niveau de dommages, peut être réparés ou renforcés avec l'injection de résine, remplacement des pièces endommagées, de chemisage en béton armé, ou en acier. La clé du succès de la procédure de réhabilitation doit atteindre un degré élevé de collage entre le béton existant et le nouveau.

Pour réparer un ouvrage en béton, on peut procéder soit par simple ragréage, lorsqu'il ne s'agit que de réparer des épaufrures (ou éclats superficiels de faible importance), soit en faisant une véritable restructuration, lorsqu'il faut reconstituer un volume de béton, souvent armé, qui participe à la résistance de l'ouvrage. Les techniques qui peuvent être envisagées sont :

4.3.1. Réparation des fissures

Il existe plusieurs techniques de réparation des fissures qui doivent être choisies selon les caractéristiques de chaque fissure et de leur milieu. Dans certain cas, il peut même arriver que l'utilisation de plusieurs techniques devienne nécessaire [42]. Ces procédés de réparations sont:

a) Pontage et protection localisés

Comme illustre la Figure (4.2), cette technique consiste à recouvrir une fissure, actives ou non, au moyen d'un produit souple adhérent à la surface du support (revêtement, feuille préfabriquée), afin de rétablir une étanchéité à l'air ou à l'eau ou empêcher la pénétration de matières solides en laissant libres les mouvements de la fissure. Ce traitement consiste à mettre en œuvre sur la surface de la structure fissurée un revêtement qui ferme les fissures. Il est applicable lorsque la fissuration est anarchique et concerne l'ensemble du support [42].

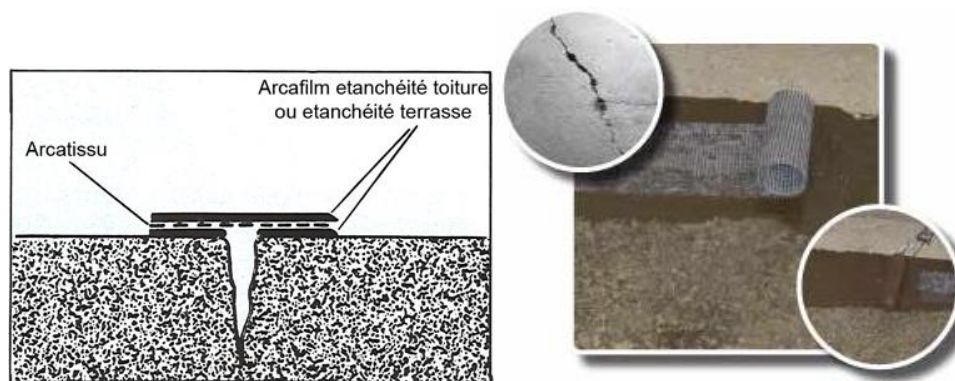


Figure 4.2 : Réparation de fissure superficielle.

b) Evidage et calfeutrement

Cette méthode nécessite l'agrandissement de la fissure dans sa partie visible puis le remplissage et calfeutrement avec un matériau approprié (Figure 4.3). L'évidage peut être évité mais la réparation sera un peu moins durable. En outre la surface du matériau de calfeutrement sera en relief [42].

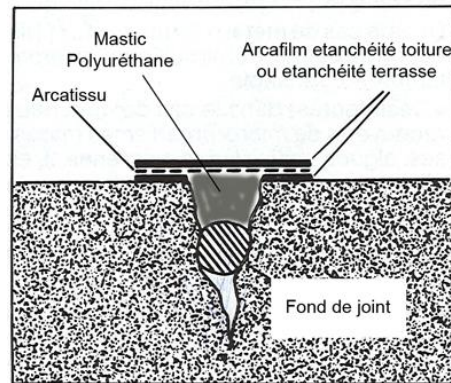


Figure 4.3 : Réparation de fissure profonde.

c) Injection

Les fissures peuvent être calfeutrées par injection sous pression d'un produit susceptible de créer une liaison mécanique et / ou une étanchéité entre les parties disjointes. La technique habituelle consiste à forer des trous dans les fissures à intervalles réguliers, à injecter de l'eau ou un solvant pour décaper la partie défectueuse, à laisser sécher la surface (en utilisant un jet d'air chaud si nécessaire), à obturer les fissures en surface entre les joints d'injection, et à injecter le produit jusqu'à ce qu'elle coule des sections adjacentes à la fissure [43]. La Figure (4.4) montre une réparation des fissures d'une structure existante pour but du projet de recherche réalisé par FORMISANO en 2007 [44].

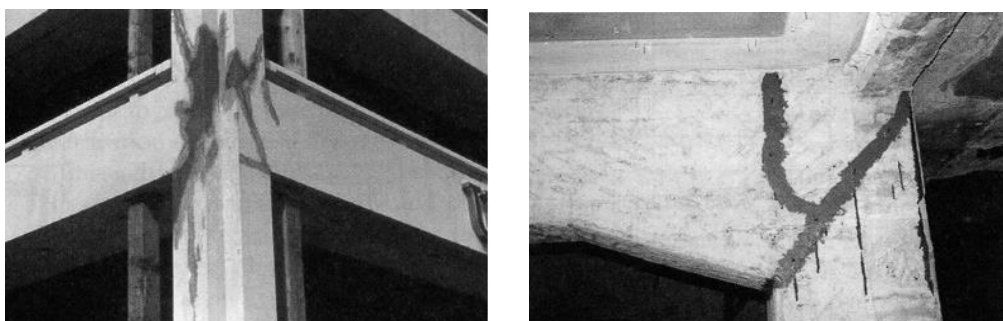


Figure 4.4 : Traitement de fissure par injection [44].

• **Prescriptions particulières de réparation des fissures supérieures à 10 mm pour les murs en maçonnerie :**

- ✓ **Réparation de fissure verticale :** le mur est dégarni sur environ la moitié de son épaisseur, le vide ainsi créé est rempli de béton ou avec de la nouvelle maçonnerie avec un mortier riche en ciment, les cavaliers sont aussi utilisés en travers la fissure (voir Figure 4.5) [45].

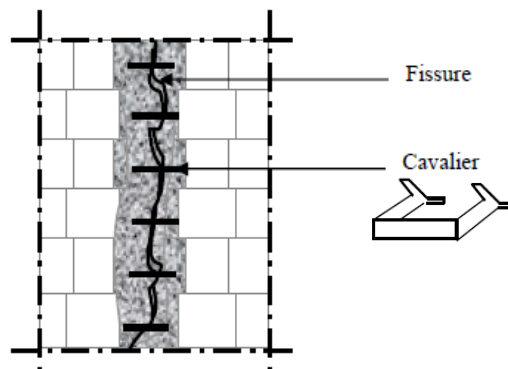


Figure 4.5 : Réparation d'une fissure verticale sur un mur en maçonnerie à l'aide des cavaliers [45].

- ✓ **Gainage du mur fissuré :** lorsque la fissure est inclinée sur une zone moins importante (c.à.d. la fissure est presque verticale) (voir Figure 4.6) le même processus de réparation est utilisé que celui d'une fissure verticale tout en installant un treillis soudé sur toute la zone du mur fissuré, afin de limiter le risque de glissement entre les deux parties du mur [45].

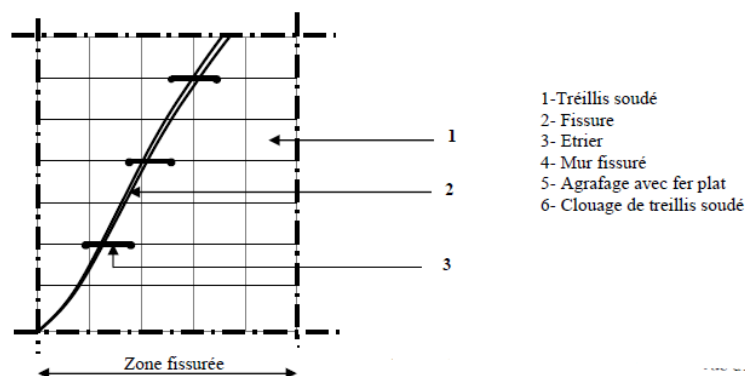


Figure 4.6 : Gainage du mur fissuré [45].

- ✓ **Réparation de la fissure inclinée par la réalisation des potelets en béton armé :** lorsque la fissure est inclinée sur une zone plus importante, le mur est divisé en plusieurs parties assemblées par la réalisation des potelets en béton armé (voir Figure 4.7) [45].

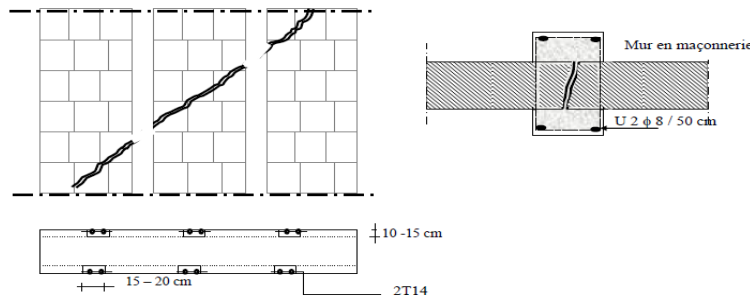


Figure 4.6 : Réparation de la fissure inclinée par la réalisation des potelets [45].

4.3.2. Adjonction d'armatures d'acier

Il s'agit là d'enlever le béton dans les zones où les aciers sont corrodés. Conformément au contrôle des zones anodiques pour prévenir la corrosion, il est important de comprendre que les dégradations dues à la corrosion de l'armature surviennent d'abord dans des zones à faible recouvrement, particulièrement dans des structures très fortement contaminées aux chlorures. De nombreuses solutions de réparation du béton armé dégradé par corrosion des armatures sont disponibles. Elles permettent de réparer durablement le parement en béton et évitent de nouveaux désordres. Pour chaque ouvrage, le choix de la solution adoptée sera fonction en particulier du processus de dégradation (carbonatation, chlorure...), du niveau de propagation de la corrosion, des caractéristiques du béton et des agressions du milieu environnant. La pérennité de la réparation suppose une réalisation soignée et des contrôles réguliers tout au long de la vie de l'ouvrage [46].

Il existe 4 familles de techniques :

- La réparation traditionnelle : remplacement du béton carbonaté ou pollué par les chlorures et des armatures corrodées.
- Les traitements électrochimiques : protection cathodique, protection galvanique.
- La mise en œuvre d'inhibiteurs de corrosion depuis la surface du béton
- Méthode de la section équivalente.

Les étapes de réparation des ouvrages en béton armé dégradés par corrosion des armatures sont comme suit :

- a) *Elimination des zones dégradées*** : Avant de réparer les zones dégradées, les revêtements en place doivent être retirés, sur toute la surface, par un moyen mécanique ou chimique. Pour traiter les armatures corrodées, il convient de les dégager par burinage, repiquage ou bouchardage, jet d'eau ou sablage. Les surfaces de béton sont ensuite nettoyées, afin de faire disparaître toute poussière ou toute souillure, subsistant après l'élimination des bétons dégradés. Ce nettoyage peut être réalisé par voie humide ou sèche (brossage et soufflage).
- b) *Remplacement des armatures fortement corrodées*** : Les armatures existantes, conservées doivent être bien soignées, afin éviter une continuité de leurs dégradations. Les armatures complémentaires doivent s'opposer à la fissuration et contribuer à la résistance des sections ainsi renforcées. La liaison s'effectue par scellement ou soudure tout en respectant les longueurs de recouvrement et d'ancrage.
- c) *Protection des armatures*** : La protection des armatures consiste à appliquer sur toute la surface des armatures dégradées (périphérie complète), un produit assurant leur protection vis-à-vis de la corrosion. Cette application doit suivre immédiatement le décapage, car l'oxydation des armatures risque de s'amorcer et de compromettre la bonne tenue de la réparation.
- d) *Etapes de la réfection des bétons*** : La géométrie d'origine doit être régénérée avec des mortiers riches pour augmenter l'adhérence et la résistance mécanique de sections finales.

4.3.3. Projection du béton

Lorsque la surface dégradée est importante, on peut employer la technique du béton projeté (par exemple, pour réparer un bâtiment après un incendie). Cette technique consiste à projeter du béton convenablement dosé sur un support préalablement sablé. Sous l'effet de sa vitesse de projection et des accélérateurs de prise, ou raidisseurs, qui y sont inclus, le béton s'accroche très solidement sur le support et forme avec lui une structure homogène. Son application nécessite de disposer d'une distance de recul de 1m par rapport à la surface à traiter pour pouvoir intervenir soit horizontalement, soit verticalement, et d'une emprise de 100 mètres carrés environ, dans un rayon de moins de 700 mètres du lieu d'intervention, afin d'y installer le compresseur, et y stocker et mélanger les matériaux à projeter [47].

Il existe deux techniques de projection :

Par voie sèche ou par voie mouillée. La différence entre les deux techniques est liée à la manière dont l'eau de gâchage du béton est introduite (soit lors du malaxage du béton, soit lors de l'application du béton) [47].

a) *Projection par voie sèche*

Le mélange sec (granulats, ciment et éventuellement accélérateur de prise et adjuvants) est fabriqué dans un malaxeur puis propulsé par de l'air comprimé vers la lance de projection. Cette lance est associée à une lance de projection d'eau (et éventuellement d'accélérateur de prise sous forme liquide) (Figure 4.7).

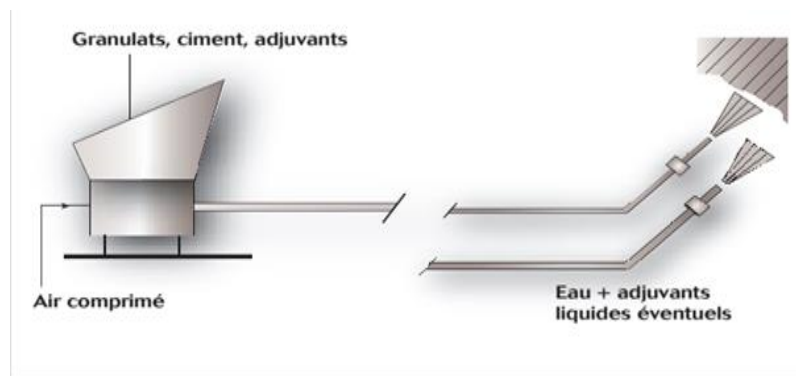


Figure 4.7 : projection par voie sèche [47].

❖ *Avantages*

- Possibilité d'utiliser des granulats de grande dimension (15 à 20 mm)
- Un dosage relativement faible en ciment.
- Un faible rapport E/C.
- Un compactage énergétique
- Une bonne adhérence sur le support.
- Une pénétration en grande profondeur dans les pores.
- Une éventuelle projection en plafond sans accélérateur de prise

❖ *Inconvénients*

- Pertes de volume du béton projeté importantes par rebondissement.
- Production de poussières.

b) Projection par voie humide

Le mélange comprenant l'eau est stocké après malaxage dans une trémie. Il est ensuite pompé jusqu'à la lance de projection et projeté grâce à l'air comprimé. (Figure 4.8) [47].

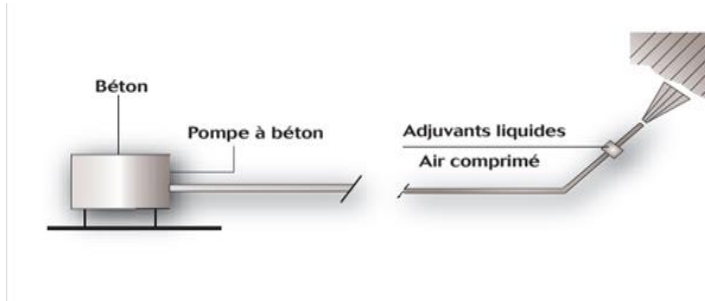


Figure 4.8 : Projection par voie mouillée [47].

❖ Avantages

- Composition uniforme de la couche projetée
- Pas de rebondissement violent.
- Pas de production de poussières.

❖ Inconvénients

- Dosage en eau et en ciment plus élevé pour assurer une plasticité nécessaire.
- Compactage faible.
- Nécessité d'accélérateurs de prise.

La technique du béton projeté permet de réaliser des couches de béton de faible épaisseur qui épousent le support et y adhèrent parfaitement. Elle est utilisée en travaux neufs ou en réparation d'ouvrages anciens (réparations locales, confortements d'ouvrages, renforcements de structures...).

Le choix de la technique de projection est fonction :

- De l'importance du chantier. La technique par voie sèche qui offre une grande souplesse d'utilisation est privilégiée pour des chantiers de faible importance ou nécessitant des arrêts fréquents ;
- De la nature des travaux à effectuer ;
- Des cadences de réalisation souhaitées : la technique par voie humide permet des capacités de production élevées ;
- Des performances mécaniques à obtenir : la technique par voie sèche permet d'obtenir des résistances élevées. L'adjonction de fibres (dosage 35 à 50 kg/m³) offre au béton projeté des propriétés complémentaires, fonction du type de fibres :

limitation des effets du retrait, amélioration des résistances mécaniques, meilleure cohésion du béton à l'état frais.

4.4. TECHNIQUES DE RENFORCEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX EN BETON ARME

Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service et en particulier l'augmentation de la ductilité et de la résistance d'un élément de structure pour en permettre l'utilisation dans des conditions non prévues à l'avance pendant la phase de conception et de calcul. Parmi les nombreuses techniques de renforcement :

4.4.1. Chemisage en Béton Armé

Les chemisages en béton armé sont appliqués sur le périmètre des poteaux et des murs, selon les besoins suivants :

- Augmentation de la portance,
- Augmentation de la résistance en flexion et/ou au cisaillement,
- Augmentation de la capacité de déformation,
- Amélioration de la résistance des jonctions par recouvrement défaillant.

Il convient que l'épaisseur des chemisages permette de disposer à la fois des armatures longitudinales et transversales avec un enrobage adéquat. Lorsque les chemisages ont pour objectif d'augmenter la résistance en flexion, il convient de prolonger les barres longitudinales jusqu'à l'étage contigu par l'intermédiaire de percées dans la dalle.

Lorsque seule une augmentation de capacité de résistance et de déformation vis-à-vis de l'effort tranchant est à considérer, éventuellement avec une amélioration de la jonction par recouvrement, il convient que l'extrémité des chemisages préserve un espace par rapport à la dalle de l'ordre de 10 mm [48].

a) Par augmentation de section

Le procédé classique dont l'efficacité a été largement vérifié par l'expérience, consiste à chemiser l'élément en augmentant sa section par mise en œuvre d'une épaisseur de béton sur tout le périmètre de l'élément primitif (Figure 4.9). L'utilisation d'un micro-béton, auto compactable, pour remplir les interstices sans mode de vibration, peut s'avérer essentielle.

La préparation du support est très importante, il est donc nécessaire de faire des décaissés dans le béton pour améliorer la transmission des efforts, de traiter les surfaces avec une peinture

primaire de résine époxy. S'il s'agit d'un renforcement avec armatures, il faudra mettre cette armature en place et réaliser le bétonnage par coulage ou pompage. Les éléments de renfort doivent être ancrés dans le béton primitif : soit par boulonnage pour le cas des platines métalliques, soit par ancrage pour le cas de béton additif [48].

Les Figures (4.10) et (4.11) montrent des exemples de renforcement par chemisage en béton armé réalisés sur une poutre et un poteau respectivement.

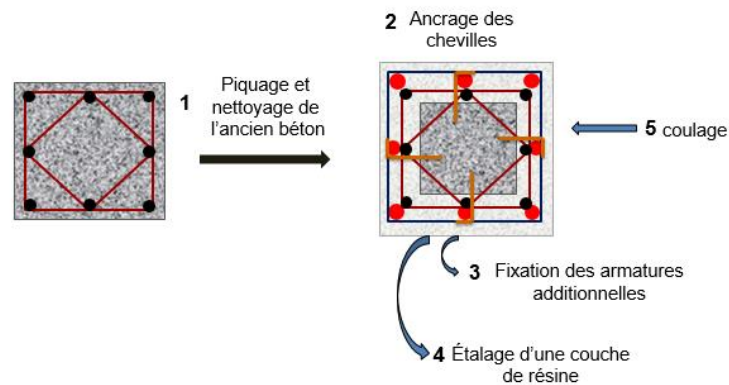


Figure 4.9: Chemisage par Augmentation des sections des poteaux.



Figure 4.10 : Chemisage d'une poutre.



Figure 4.11 : Chemisage d'un poteau.

b) Par l'ajout de nouveaux voiles

La méthode de renforcement par voiles en béton armé consiste à ajouter des voiles assemblés avec des poteaux existants comme exprime la Figure (4.12) et de les intégrer, à l'intérieur ou à l'extérieur du bâtiment, de telle façon à respecter une régularité raisonnable en plan et en élévation de la construction. D'une manière générale, par la présence de nombreux points de

liaisons, le système de renforcement par voiles en béton armé permet une transmission plus efficace (continue) des efforts horizontaux de la structure existante à la nouvelle structure (Figure 4.13). Cette méthode est largement employée durant le renforcement des bâtiments endommagés durant les séismes d'El Asnam (1980) et de Boumerdes (2003) [49].

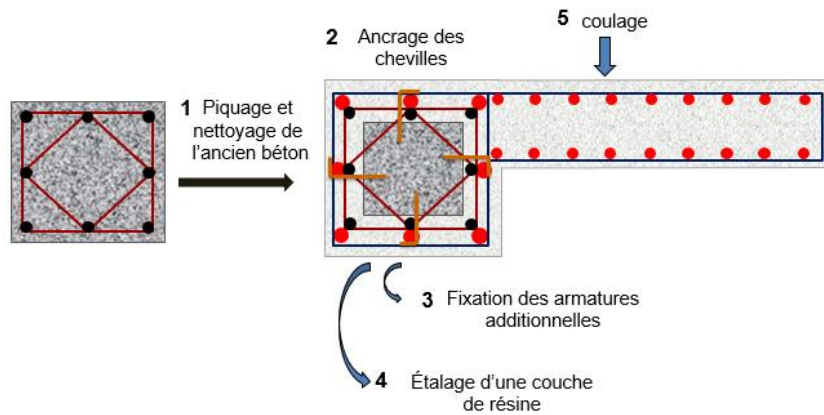


Figure 4.12 : Chemisage par l'ajout de nouveaux voiles.



Figure 4.13 : Renforcement d'une structure par l'ajout de nouveaux voiles.

Les inconvénients de renforcement par un béton additionnel sont résumés comme suit :

- Augmentation de la section.
- Créer une différence de masse à l'étage spécifié au renforcement.
- Cette différence crée une excentricité considérable entre le centre de masse et le centre de torsion.
- Crée une différence de rigidité entre étages.
- Augmentation de la descente de charges de la structure.
- Redimensionnement de fondations.

c) Chemisage en acier

L'association des profilés métalliques aux structures en béton armé, comme réalisé sur les poteaux de la Figure (4.15), permet d'augmenter la capacité portante de la structure. Cette compatibilité entre les deux matériaux est liée directement à la qualité de l'interface (acier-béton) pour bien transmettre les efforts internes.

L'intérêt de cette méthode est la rapidité de réalisation in-situ, les pièces métalliques sont préfabriquées en atelier, et leur montage s'effectue à l'aide de cheville ou tiges ancrées [50].

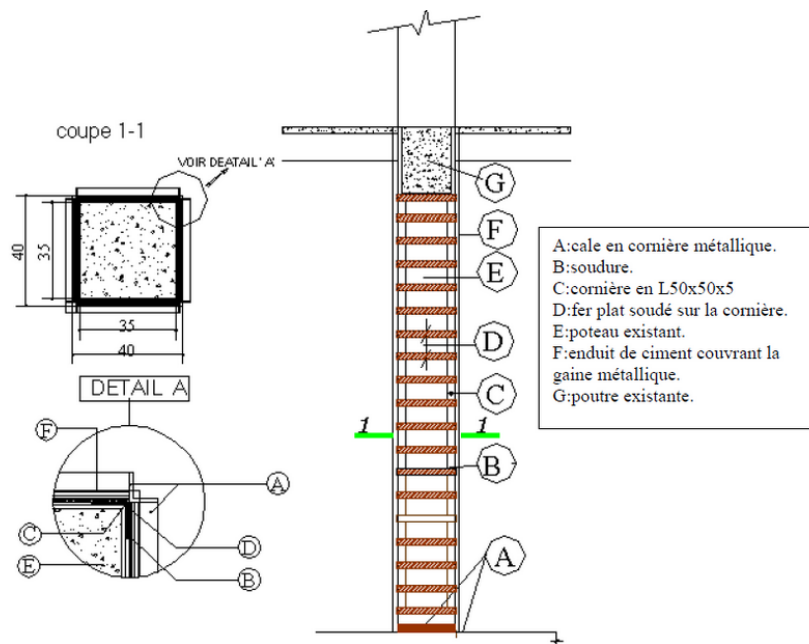


Figure 4.15 : Renforcement d'une structure par chemisage en acier [50].

L'inconvénient majeur de cette méthode de renforcement tient à la précision qui est requise lors du mesurage de la structure existante, si les éléments fournis se positionnent correctement au montage. Il est recommandé d'envisager des possibilités d'ajustement et de positionnement des pièces métalliques pré-forées vis-à-vis de forages dans le béton, lors du montage, contrairement aux constructions métalliques nouvelles comme montre la Figure (4.16) d'une Consolidation de poutres en béton armé.

Le moilage (Figure 4.16-a) d'une poutre en béton armé permet son renfort ou son accrochage dans le cas d'une trémie. La Figure (4.16-b) montre le renfort d'une poutre par engraissement et par encaissement de profilés compacts. Et la Figure (4.19-c) évoque le renfort d'une section de poutre par collage de plaques de tôle au moyen de résine époxy. Cette technique encore appelée "procédé Hermite" est également utilisée pour renforcer les tabliers de pont en béton armé. Il

faut cependant noter que cette solution ne permet pas d'apporter un degré complémentaire de stabilité au feu, du fait de la tenue au feu des colles. L'adjonction d'une poutrelle en acier dûment connectée (perçage de la dalle au pas des goujons) en sous face d'une dalle ou d'une poutre est également une solution performante de renfort.

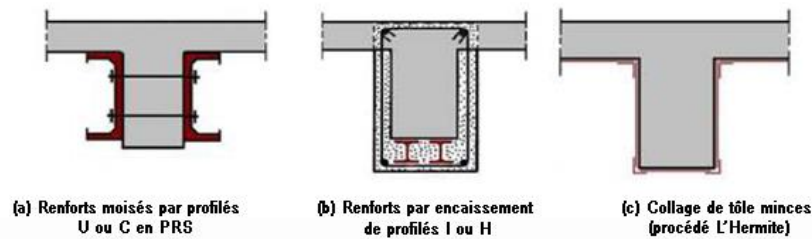


Figure 4.16 : Consolidation de poutres en béton armé par adjonction de profilés en acier.

4.4.2. Renforcement au moyen de profilés métalliques

L'association des profilés métalliques aux structures en béton armé permet d'augmenter la capacité portante de la structure. La réalisation ainsi d'une structure mixte acier-béton dont il faut assurer la compatibilité entre ces deux matériaux est indispensable et nécessaire. Cette compatibilité entre les deux matériaux est liée directement à la qualité de l'interface (acier-béton) pour bien transmettre les efforts internes. L'intérêt de cette méthode est la rapidité de réalisation in-situ, les pièces métalliques sont préfabriquées en atelier, et leur montage s'effectue à l'aide de cheville ou tiges ancrées [48].

L'assemblage sur site des éléments décomposés en tronçons facilite ainsi leur transport et mise en place. Plusieurs configurations des palées de stabilités, centrées ou excentrées, peuvent être installées à l'intérieur des portiques pour augmenter la capacité sismique des structures vulnérables, comme a démontré FORMISANO [44] lors de son projet de recherche en 2007 présenté dans la Figure (4.17), qui a attribué au renforcement d'une structure en béton armé existante au moyen de profilés métalliques de plusieurs configurations.



Figure 4.17 : Renforcement d'une structure en BA par l'ajout de profilés métalliques [44].

4.4.3. Renforcement par gainage métallique

Comme montre la Figure (4.18), ce type de renforcement est utilisé généralement pour les poteaux ; l'union de la platine à la structure peut se faire par : Collage, vissage, ou bien ancrage. Du point de vue transmission des efforts, la meilleure technique est celle du collage [48].

La colle : c'est une résine époxy choisie pour ses propriétés d'adhérence sur acier ainsi que sur le béton.

La tôle : les tôles d'aciers sont généralement de qualité courante, leur épaisseur est limitée à 3mm de façon à leur permettre de suivre les courbures du support.

❖ Mise en œuvre

1. Les plats destinés à être collés doivent être traités par sablage pour donner à la surface une rugosité supérieure, puis revêtues d'un produit de protection.
2. Les tôles doivent être transportées avec soin de façon à ne pas entraîner de défauts de planéité, de rayure ou de choc.
3. Piquage de la surface
4. Reprise de la planéité par ragréage de 20% par rapport à la surface à encoller
5. Application de la colle
6. Installation des plaques métalliques

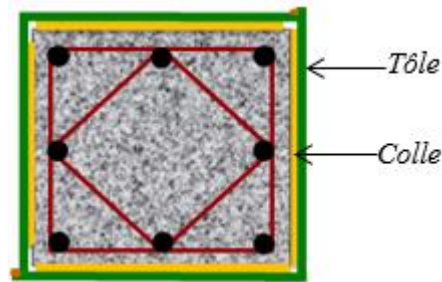


Figure 4.18 : Renforcement par gainage métallique.

Il est à noter que le renfort avec les platines en acier présente des inconvénients tels [48] :

- Le découpage des platines se fait généralement en atelier.
- Les longueurs sont limitées.
- Le transport n'est pas toujours aisé.
- L'étalement des éléments structuraux est parfois nécessaire.
- La durabilité vis-à-vis de la corrosion et la fatigue pose problème.

4.4.4. Scellement d'armatures pour béton armé

Les scellements d'armatures dans le béton armé sont habituellement utilisés pour résoudre les problèmes d'oublis d'armatures en attente, l'extension d'un ouvrage ou bien dans le but d'assurer la continuité d'éléments préfabriqués (Figure 4.19). Les scellements sont réalisés à l'aide de mortier à base de liants hydrauliques ou de résines dont les constituants du mélange sont pré-dosés. Dans ce dernier cas, le scellement peut être réalisé à volume prédéterminé (scellement chimique obtenu par broyage d'une ampoule prêt à l'emploi), ou à volume à la demande comme les scellements chimiques réalisés par mélange d'une résine et durcisseur par l'intermédiaire d'une buse et d'un pistolet ou bien à partir d'un kit.



Figure 4.19 : Exemple de scellement par l'ajout de nouveaux poteaux.

4.4.5. Renforcement par treillis métalliques

Dans cette méthode les treillis métalliques (profilés) sont disposés dans le plan du portique en béton arme (Figure 4.20). On peut prévoir les treillis d'une manière continue sur la hauteur du bâtiment, ou d'une manière discrète comme par exemple à l'intérieur d'un portique en béton arme à la place de panneaux de remplissage. Il s'agit de réaliser un contreventement fonctionnant uniquement par la mise en jeu des efforts normaux, au lieu de la flexion et du cisaillement [9].



Figure 4.20 : Renforcement par treillis tubulaires [9].

4.4.6. Renforcement par une précontrainte additionnelle

Il peut être envisagé d'appliquer à des ouvrages existants des efforts de précontrainte en vue soit de leur redonner leur état de service initial, soit de leur donner un nouvel état de service. Cette technique présente l'avantage d'éviter les efforts concentrés importants sur la structure, elle est bien adaptée aux structures minces et peut ferraillées [51]. Elle consiste à disposer les câbles à l'extérieur du béton (voir Figure (4.21)). Elle trouve son application principalement dans les tabliers de pont de grande portée.



Figure 4.21 : Gaine de précontrainte additionnelle.

Le principe est simple : les câbles de précontrainte sont enfilés dans des gaines qui passent dans des tubes noyés dans le béton de l'entretoise, et par des déviateurs solidarisés à l'ouvrage, Un coulis est ensuite injecté dans les gaines selon le même principe que la post-tension. Cette technique permet [51] :

- Soit d'améliorer la pérennité des ouvrages.
- Soit de renforcer des ouvrages en béton (en particulier des ouvrages en béton précontraint dont les câbles présentent des problèmes de corrosion ou de ruptures de torons ou d'ancrages ou qui ont fait l'objet lors de leur dimensionnement de prise en compte de lois de fluage mal adaptées).
- Soit d'augmenter la capacité structurale des ouvrages (augmentation des charges ou des trafics, modification des fonctionnalités, passage de tramways ou de convois exceptionnels). Elle peut s'appliquer à tous types de Structures existantes en béton armé ou en béton précontraint.

La précontrainte extérieure est le plus souvent constituée de câbles fixés à des bossages ancrés à la structure par des Barres de précontrainte. Les câbles sont protégés par une gaine en polyéthylène injectée à la cire pétrolière. La technique des torons graissés est beaucoup plus simple d'utilisation car elle permet la mise en tension toron par toron à l'aide de petits vérins.

L'avantages de la précontrainte extérieure :

- Maintenance : La précontrainte est visitable, visible et démontable. Un câble corrodé peut donc être remplacé facilement.
- Maîtrise des frottements : Les tracés sont simples, par conséquent les frottements sont faibles.
- Faible épaisseur des âmes : Non conditionnées par la présence des gaines, les âmes du tablier peuvent être très faibles, ce qui entraîne une diminution de poids propre au tablier.

L'inconvénients de la précontrainte extérieure :

- Risque de flambement de la structure
- La force de précontrainte agissante étant une force externe au béton, celle-ci développe des déformations dans la structure.
- Phénomènes vibratoires auxquels sont soumis les câbles.

4.4.7. Renforcement par chaînages et/ou tirants

La méthode du renforcement par chaînages et/ou tirants s'agit d'ajouter des chaînages et/ou des tirants (Figure 4.22) disposés suivant les trois directions de la construction, pour que le bâtiment fonctionne comme un bloc rigide. L'utilisation de tirants peut constituer une mesure de réparation d'urgence après séisme dans l'attente d'un vrai renforcement [9].

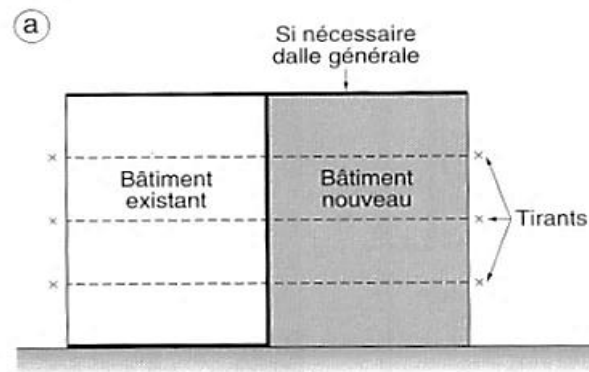


Figure 4.22 : Renforcement par tirants [9].

4.4.8. Renforcement par matériaux composites (Polymères Renforcés en Fibres)

Un matériau composite peut être défini d'une manière générale comme l'assemblage de deux ou plusieurs matériaux (Figure 4.23), l'assemblage final ayant des propriétés supérieures aux propriétés de chacun des matériaux constitutifs. On appelle maintenant de façon courante "matériaux composites" des arrangements de fibres, les renforts qui sont noyés dans une matrice dont la résistance mécanique est beaucoup plus faible. Le renforcement des structures par les matériaux composites est l'une des techniques les plus répandue à travers le monde dans cette dernière décennie. Cette technique consiste à coller une plaque composite sur l'intrados d'une poutre afin d'augmenter sa résistance vis-à-vis de la flexion et / ou de l'effort tranchant [52]. L'organigramme de la Figure (4.24) définit les différents renforts pouvant constituer un matériau composite.

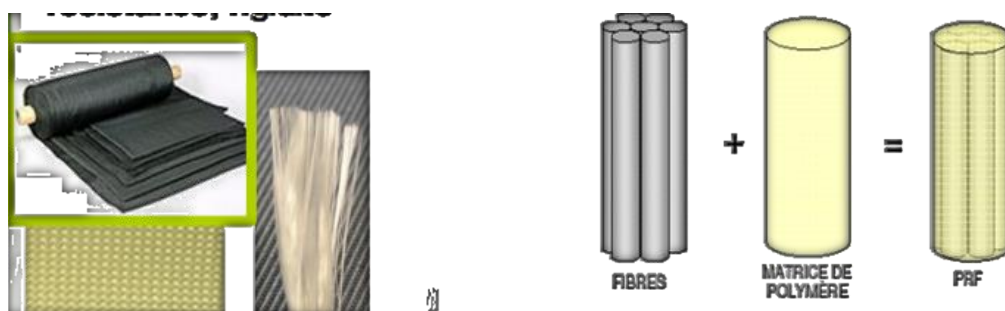


Figure 4.23 : Matériau composite [52].

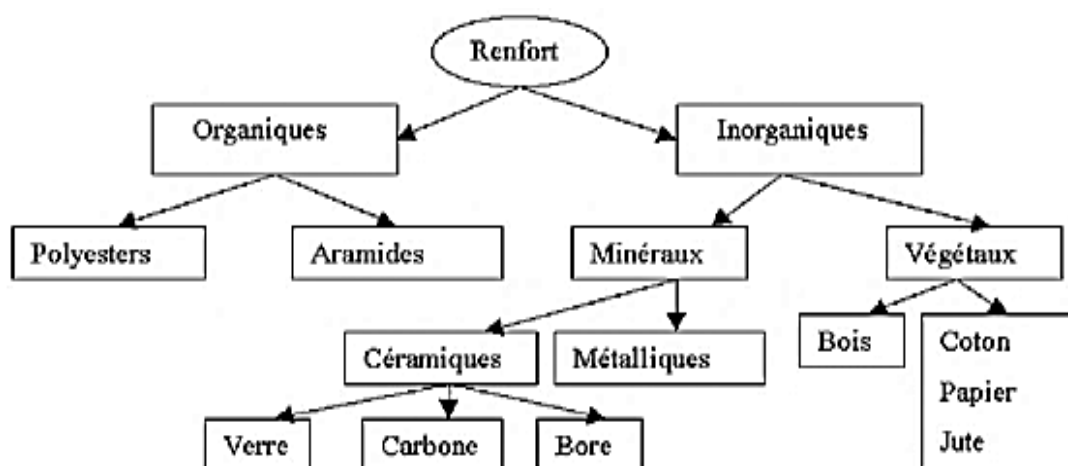


Figure 4.24 : Principaux matériaux de renfort [41].

Cette technique de renfort passif est une alternative innovante à la solution traditionnelle utilisant des plats métalliques extérieurs collés [41]. Elle permet :

- D'augmenter la résistance de structures dégradées, endommagées ou faisant l'objet de défauts de conception ou d'exécution afin de prolonger leur durée d'utilisation.
- D'adapter la structure à des modifications de ses conditions d'exploitation ou d'accroître sa capacité portante.

La Figure (4.25) montre une réalisation du renforcement des jonctions (poteau-poutre) au moyen du polymère renforcé par les fibres de carbone.



Figure 4.25 : Confinement des nœuds au moyen de matériaux composites.

La technique de réparation des structures par collage d'armatures de renfort a connu depuis peu un perfectionnement décisif, comme indique Freyssinet [53] sur l'utilisation du tissu composite souple à base de fibres de carbone (TFC) qui est une substitution aux tôles d'acier traditionnelles. Dont ces avantages sont :

- Une légèreté 5 fois plus que l'acier.
- Une résistance 10 fois plus optimale que les platines.
- Une grande flexibilité avec une faible épaisseur.
- Une facilité de transport
- Un poids de l'ordre de 800gr le mètre carré (épaisseur d'environ 1mm)
- Une mise en place et un découpage à la forme désirée
- Une mise en œuvre aisée
- Adaptation aux supports
- Non sensibilité à la corrosion et d'autres attaques chimiques
- Meilleure résistance au feu et à la fatigue

Pour toutes ces raisons, le TFC est promis à un brillant avenir dans le domaine du bâtiment et dans celui du génie civil. Le procédé TFC est un procédé breveté de renforcement structural par collage d'armatures additionnelles à base de fibres de carbone.

Le procédé est basé sur le principe d'un placage de matériau résistant aux efforts de traction et judicieusement collé sur les zones tendues de la pièce à renforcer pour en augmenter les performances en fonctionnement. Le procédé a essentiellement un rôle de renforcement structural aux efforts engendrés par les effets de flexion comme d'efforts tranchants.

Le TFC est un composite à base de fibres de carbone matricées dans un liant synthétique appliqué à froid dans le but d'être intégré par adhérence au support pour équilibrer les tractions induites dans la section [73].

➤ Mise en œuvre

1. Ponçage de la surface du support béton
2. Découpage du tissu en fibre de carbone
3. Application de la résine
4. Imprégnation du tissu
5. Mise en place sans étirement, du tissu sur le support béton.
6. Marouflage : dégagement des bulles d'air avec un rouleau

La mise en œuvre du composite directement sur le support permet de mouler la forme exacte de la pièce à renforcer, de ne pas manier des plaques lourdes ou encombrantes, de ne pas avoir d'autre interface de collage avec le support que la matrice même du composite, et donc de ne pas générer de concentration de cisaillement pouvant provoquer des amorces de décollement dans les zones de faible épaisseur de résine [53].

La Figure (4.26) représente un renforcement des éléments structuraux selon la sollicitation à supporter. Sachant que pour le renforcement à la compression, flexion ou flambement l'enveloppement du tissu se fait dans le sens perpendiculaire par rapport à la force de compression ou le sens de la flèche. Par contre, le renforcement à l'effort tranchant se fait parallèlement à la force de cisaillement.

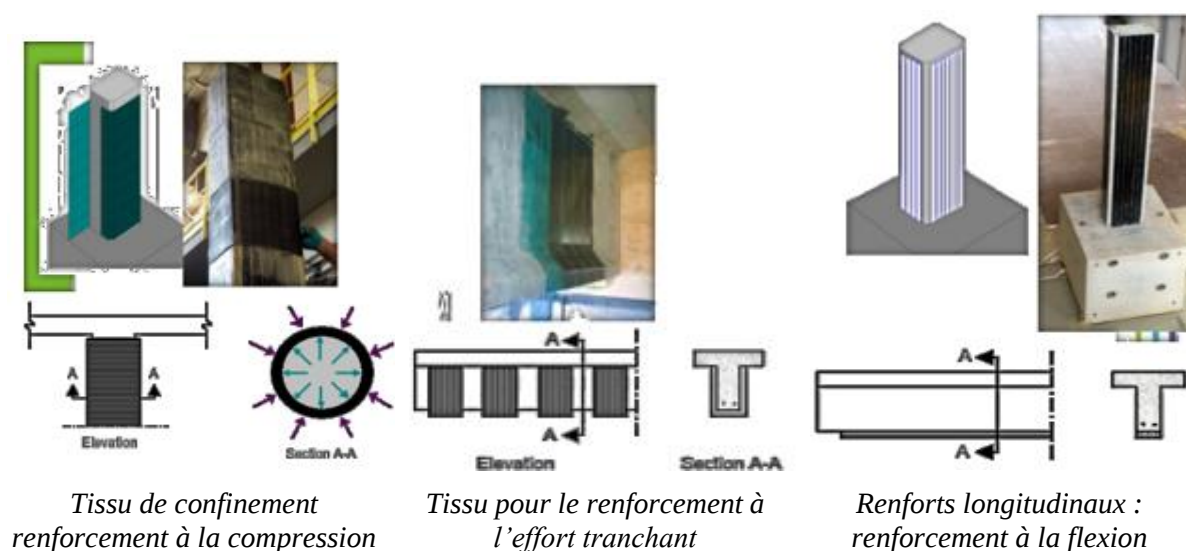


Figure 4.26 : Confinement par Matériaux composites sous différentes sollicitations.

4.4.9. Réduction des charges sismique par des dispositifs amortisseurs

Un amortisseur est un système destiné à limiter, voire supprimer les oscillations d'un objet ou à isoler un objet de vibrations par dissipation d'énergie. Un certain nombre de dispositifs d'amortisseurs sont actuellement en service ou proposés pour l'usage en structures conventionnelles ou en association avec des appuis parasismiques dans les structures isolées. Ils sont plus souvent hystérétiques, visqueux ou à frottement [9].

a) Amortisseur hystérétique

Les éléments dissipateurs peuvent être en acier spécial (Figure 4.27) dont le rôle est d'absorber les efforts sismiques. Ces éléments peuvent être combinés avec un appareil d'appui classique acier téflon destinée à transmettre uniquement les charges verticales. Il peut également s'agir d'un appareil en élastomère fretté avec un noyau cylindrique en plomb [9].

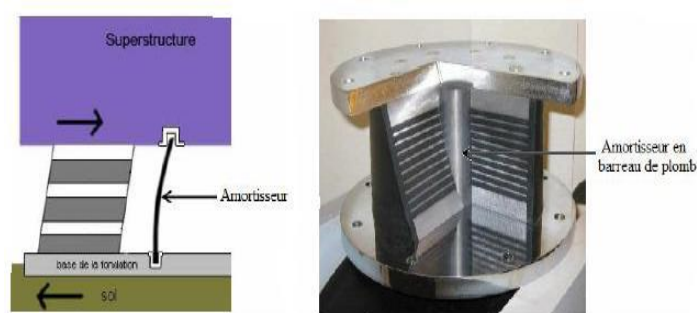


Figure 4.27 : Exemple d'un amortisseur hystérétique.

b) Amortisseur visqueux

Les amortisseurs visqueux sont des tiges qui se déplacent selon un mouvement de va-et-vient dans un cylindre de liquide visqueux (Figure 4.28) et qui absorbe l'énergie induite lors d'un séisme [9].

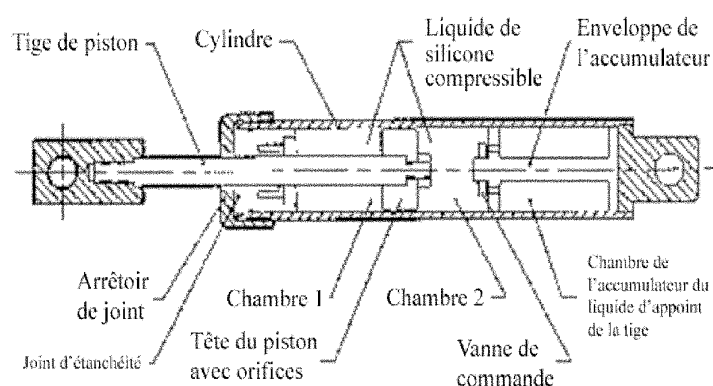


Figure 4.28: Exemple d'un amortisseur visqueux [9].

c) Amortisseur à frottement

Ces amortisseurs sont disposés à divers endroits stratégiques de la structure et séparent l'énergie par un frottement sec (Figure 4.29). Lors d'un tremblement de terre, ils permettent la déformation du bâtiment tout en la maîtrisant : son système mécanique coulissant fait qu'il reste toujours porteur. Ces amortisseurs se révèlent être les plus efficaces et les plus durables, puisqu'ils reprennent leur position initiale sans dommages [9].

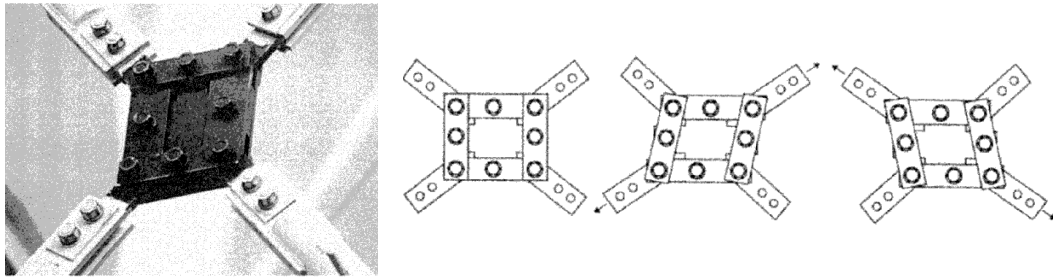


Figure 4.29 : Exemple d'un amortisseur à frottement [9].

4.5. CONCLUSION

Les techniques de renforcement d'un bâtiment visant à améliorer la performance sismique sont relativement nouvelles dans le milieu de la protection contre les séismes. Au cours des 20 dernières années, des progrès énormes ont été accomplis dans la recherche et le développement de technologies et de matériaux innovateurs visant à améliorer la performance sismique des bâtiments existants à l'aide d'un procédé de renforcement. On a également appliqué plusieurs technologies mises au point afin d'obtenir un renforcement sismique de nombreux bâtiments.

Les nouvelles technologies relatives au renforcement sismique des bâtiments sont généralement regroupées en deux catégories, à savoir un système global et un système local. L'installation d'un système global comme des dispositifs amortisseurs, l'isolation à la base ou des murs de contreventement en tôle d'acier, a une incidence sur la réponse structurale globale en cas de séismes. Un système local, comme l'utilisation des matériaux composites en fibres, des chemises d'acier et des poteaux précontraints, améliore le rendement des éléments structuraux comme les poteaux, les poutres et les murs. Puisque tous les bâtiments sont différents, la sélection finale des technologies appropriées pour un bâtiment particulier ou de ses éléments structuraux dépend de plusieurs facteurs. Il faut s'assurer que la méthodologie est acceptable sur le plan technique (normes de performance), financier (rentabilité quant au coût de construction et aux pertes commerciales et de productivité) et social (prise en considération du patrimoine, de l'esthétique, etc.). Certaines technologies peuvent être plus efficaces pour prévenir des dégâts lors des séismes alors que d'autres technologies peuvent être plus rentables.

Références

Références

- [1] Plumier A. (2011). "Chapitre 5: Conception parasismique des batiments". Faculté des Sciences appliquées. Département ArGEnCo. Université de Liège.
- [2] cours "Réhabilitation Et Maintenance des Bâtiments: chapitre 2". SCRIBD, Transféré parSAIDA GENIE CIVIL Date du transfertle Dec 04, 2016.
- [3] Aubagnac C. (2017). "Pathologies et diagnostic du béton armé". Cerema – Direction Territoriale Centre-Est – Département Laboratoire d'Autun. ENISE – 5ième année Master Génie Civil. 7 décembre 2017.
- [4] ITMAIZEH E., (2016). "Pathologie de structures en béton armé". Mémoire de Master Académique. Option: Structures. Université de Larbi Tébessi.
- [5] Pelissier, V, & Badoux, M. (2003). *Vulnérabilité et risque sismique de la ville d'Aigle. 2ème partie. Estimation du risque sismique.* Lausanne: Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Faculté Environnement naturel, architectural et construit.
- [6] Beljdjoudi H., (2011). « Etude de la sismicité du nord Algérien ». Thèse présentée pour obtenir le grade de docteur en sciences de la terre et de l'univers. Université abou bekr belkaid-Tlemcen.
- [7] Kassoul A., (2015). Polycopié de cour de Vulnérabilité. Vulnérabilité et Réhabilitation des Structures – MASTER Génie Civil – Option: Structures et Constructions Industrielles. Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie.
- [8] RPA 99 Version (2003) : « Règles Parasismique Algériennes ». Document technique Règlementaire D.T.R-B.C. 2.48 .centre national de recherche appliquée en Génie parasismique. Algérie, 117 p.
- [9] Kassoul A., (2015). Polycopié de cour de Réhabilitation. Vulnérabilité et Réhabilitation des Structures – MASTER Génie Civil – Option: Structures et Constructions Industrielles. Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie.
- [10] NF EN 1998-3, Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 3 : Évaluation et renforcement des bâtiments, Décembre 2005.
- [11] Bertrand S, (2010). "Réhabilitation des bâtiments. Structures et enveloppe, solutions techniques", Edition Lavoisier.
- [12] JEAN PERRET," Guide de la maintenance de bâtiments", Editions du Moniteur,1997, (59-119).
- [13] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, " Recommandations techniques pour la réparation et le renforcement des ouvrages", premier semestre 1992.
- [14] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique," Catalogue des méthodes de réparation et de renforcement des ouvrages", Deuxième semestre 1992.
- [15] KHALDI N., (2017). "Réhabilitation des Structures en Béton Armé". Mémoire de Master Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma.
- [16] Abou Zeid J., (2017). "Méthodes de réparation et de protection des ouvrages en béton armé". Institut des Sciences Appliquées et Économiques - Université libanaise ISAE – Cnam Liban. Centre du Liban associé au Conservatoire national des arts et métiers – Paris.
- [17] Notions de STRUCTURES pour architects. Prédimensionnement des poutres béton - Cours de Structure Fac Archi ULB.
- [18] Le seisme et les constructions en beton arme et en maconnerie: principes de mise en oeuvre (ouvrages a risque normal). Document d'information à l'usage du constructeur - VOLUME 4. Conçu par Mme Patricia BALANDIER.
- [19] le séisme et les bâtiments. Document d'information à l'usage du constructeur - VOLUME 3. Conçu par Mme Patricia BALANDIER.

- [20] GHOMARI.F Cours en Ligne “ Chapitre 6: Pathologies des Maçonneries”. 5^o Année Ingénieur en Génie Civil. Option : STRUCTURES & VOA. Département de Génie Civil,Laboratoire EOLE, ‘eau et ouvrages dans leur environnement’, Faculté des sciences de l’ingénieur, Tlemcen.
- [21] CHOUKIR .A , " La fissuration des ouvrages en béton", Revue Marocaine du Génie Civil N° 42, 1992, (35-42).
- [22] Plumier A., (2011). “Pathologies et réparations structurales des constructions”. Faculté des Sciences appliquées. Département ArGENCo. Université de Liège.
- [23] GHOMARI.F Cours en Ligne “ Chapitre 5: Pathologies des Structures”. 5^o Année Ingénieur en Génie Civil. Option : STRUCTURES & VOA. Département de Génie Civil,Laboratoire EOLE, ‘eau et ouvrages dans leur environnement’, Faculté des sciences de l’ingénieur, Tlemcen.
- [24] Kassoul A., (2015). Polycopié de cour de Pathologies. Vulnérabilité et Réhabilitation des Structures – MASTER Génie Civil – Option: Structures et Constructions Industrielles. Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie.
- [25] Handbook on seismic retrofit of buildings. Draft for comments, Central public works department & Indian public congress, in association with Indian institute of technology, MADRAS, April 2007.
- [26] Yeşim İlerisoy Z., (2019). “Discussion of the Structural Irregularities in the Plan for Architectural Design within the Scope of Earthquake Codes” Periodica Polytechnica Architecture. <https://doi.org/10.3311/PPar.13040>
- [27] Arturo Tena-Colunga, 2010. Review of the Soft First Story Irregularity Condition of Buildings for Seismic Design. The Open Civil Engineering Journal ,1874-1495.
- [28] Bachmann H., Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l’attention des ingénieurs, architectes, maîtres d’ouvrages et autorités. Directives de l’OFEG – Richtlinien des BWG – Direttive dell’UFAEG. Berne, 2002
- [29] NOURI A., 2015. « L’influence des porte-à-faux sur le comportement dynamique du bâtiment en béton armé ». Mémoire de master.
- [30] Milan Zacek 2011 « beton et construction parasismique ‘conception parasismique et maisons individuelles’ ». centre d’information sur le ciment et ses applications.
- [31] MTPTC. « Guide de renforcement parasismique et paracyclonique des bâtiments ». Elaboré avec WORLBANK, UNOPS, BUILD CHANGE, MIYAMOTO, Cooperation Suisse, Michèle ROBIN-CLERC.
- [32] Alain MAUGARD, 2013. GUIDE: « Balcons et Coursives Métalliques Rapportés, Conception et Mise en Œuvre ». Programme d’Accompagnement des Professionnels. « Règles de l’Art Grenelle Environnement 2012 ». Conception: LENOX – Illustrations: CTICM – Éditeur : AQC – ISBN : 978-2-35443-116-7.
- [33] ASCE. (2003). Seismic Evaluation of Existing Buildings (SEI/ASCE 31-03). Washington D.C. American Society of Civil Engineers.
- [34] FEMA-179 (1994). “A Guidebook to Fema 178 - Nehrp Handbook for The Seismic Evaluation of Existing Buildings for Use in the Evaluation of School Buildings”. Building technologie Inc.
- [35] BSSC. (1997a). NEHRF Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (Report No. FEMA-273). Washington D.C. Buildings Seismic Safety Council. Developed for the Federal Emergency Management Agency.
- [36] FEMA-356 : NEHRP Pre standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (ASCE, 2000b)
- [37] AALIL I., (2018). “Durabilité des matériaux et réhabilitation des structures”. Cours 4^{ème} année genie civil. Ecole nationale supérieure d’arte et métiers.

- [38] Djafar-Henni I., Zerrouk A., Kassoul A., (2015). “ Réhabilitation d’une Construction Administrative Edifiée dans une Zone Sismique en Algérie selon L’EC8-3”. 3TH arab structural engineering conference university of blida 1 december 13-15, 2015. ALGERIA.
- [39] Kassoul A., et Djafar-Henni I., (2011). “Etude de la performance sismique d’une structure en béton armé dimensionnée selon les règles parasismiques Algériennes”. 8ème Colloque National AFPS 2011 – Ecole des Ponts ParisTech.
- [40] Sadone R., (2011). Comportement de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites et soumis à des sollicitations de type sismique et analyse d’éléments de dimensionnement. Autre. Université Paris-Est. Français. HAL archives-ouvertes.fr. <tel-00675015>
- [41] Benzaid R., (2010). Contribution à l’Étude des Matériaux Composite Dans le Renforcement et la Réparation Des Éléments Structuraux Linéaires en Béton. Thèse de doctorat es science, Université Mentouri Constantine en cotutelle avec l’INSA de Rennes- France. 280 pages.
- [42] guide technique du STRRES, «Traitement des fissures par calfeutrement ou pontage et protection localisée», 2005.
- [43] guide technique du STRRES, «Traitement des fissures par injection »,2005.
- [44] ANTONIO FORMISANO, « Seismic upgrading of existing RC buildings by means of metal shear panels: design models and full-scale tests», University DEGLI STUDI DE NAPOLI “Federico II” 2007.
- [45] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique," Catalogue des méthodes de réparation et de renforcement des ouvrages", Deuxième semestre 1992.
- [46] OUZAA K., (2015). “Polycopié: réhabilitation des structures”. Université des sciences et de la technologie d’Oran MOHAMED BOUDIAF U.S.T.O.
- [47] PATRICK GUIRAUD, «Les solutions techniques pour la réparation et le renforcement des ouvrages de génie civil en béton», 2011.
- [48] HICHAM BELHANNACHI, «réhabilitation et renforcement des poteaux en béton arme», Université MENTOURI, Constantine, 2009
- [49] MARIE-JOSÉ NOLLET, « évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants -État des connaissances », Département de génie de la construction - Ecole De Technologie Supérieure - La version électronique de ce rapport technique est disponible sur le site Web de l’École de technologie supérieure (<http://www.etsmtl.ca>), (2004).
- [50] HASAN KAPLAN AND SALIH YILMAZ PAMUKKALE, «seismic strengthening of reinforced concrete buildings», university, department of civil engineering, turkey 2012.
- [51] Guide technique du STRRES, «Réparation et renforcement par précontrainte additionnelle», 2005.
- [52] Abou Chakra F., (2016). “Renforcement des poteaux en béton armé au moyen de polymère renforcé par fibre de carbone : comparaison des codes”. Ingenieur CNAM. OPTION: Calcul De Structure, CYC66, Conservatoire National des Arts et Metiers Issae – Centre Associe du Liban.
- [53] SOCIETE FREYSSINET, « renforcement de structures par collage d’un tissu de fibres de carbone», 2003.