



HAL
open science

Renforcement d'un bâti existant vis -à-vis du séisme : Ministère de Justice à Beyrouth

Ahmed Chehimi

► **To cite this version:**

Ahmed Chehimi. Renforcement d'un bâti existant vis -à-vis du séisme : Ministère de Justice à Beyrouth. Structures. 2016. dumas-01868136

HAL Id: dumas-01868136

<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01868136>

Submitted on 5 Sep 2018

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

**CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET METIERS
ISAE - CENTRE ASSOCIE DU LIBAN**

MEMOIRE

Présenté en vue d'obtenir
Le DIPLOME D'INGENIEUR CNAM

Spécialité : **CONSTRUCTION ET AMENAGEMENT**

Option : Calcul des Structures

Réalisé par
CHEHIMI Ahmed

Renforcement d'un bâti existant vis-à-vis du séisme: *Ministère de Justice à Beyrouth*

Soutenu le 31-05-2016

JURY

Président : Francis GHUILLEMARD Professeur titulaire de la chaire BTP

Membres : Walid LARBI Maître de conférences

Elias EL-HACHEM Directeur de l'ISAE-CNAM Liban

Marwan EL-RASSI Chef de département civil ISAE

Rawad ASSAF Tuteur

« Si le résultat d'un calcul n'est pas conforme à ce que vous indique votre bon sens, recommencez le calcul, c'est probablement lui qui est faux ».

Robert L'Hermite

REMERCIEMENTS

Toute ma gratitude à **Dr. Rawad ASSAF** pour avoir dirigé ce mémoire et m'avoir permis sa réalisation dans les meilleures conditions. J'espère avoir été digne de la confiance qu'il m'a accordé et que ce travail est finalement à la hauteur de ses espérances.

Je tiens également à remercier le **Pr. Francis GUILLEMARD**, le **Dr. Walid LABRI**, le **Dr. Elias HACHEM** et le **Dr. Marwan EL-RASSI** d'avoir accepté de faire partie du jury. Je suis honoré qu'ils aient accepté de consacrer leur temps et leur expertise à ces travaux.

Je remercie l'ensemble de l'entreprise **CODE**, qui m'a aidé et enrichi par beaucoup d'informations et des conseils durant ma vie professionnelle et jusqu'à aujourd'hui.

Merci à tous mes amis avec qui j'ai partagé cette expérience.

Enfin, un immense merci à mes parents, mon frère, ma sœur et tous mes proches pour leur soutien et leur aide pendant toutes ces années et leurs encouragements.

RESUME

Le renforcement des structures devient une exigence de nos jours. Or ce domaine n'est pas répandu au Liban.

Ce mémoire propose des solutions et des méthodes possibles pour l'accomplissement de ces projets et la méthodologie à suivre, étant donné le manque important d'informations et d'expérience dans ce domaine. Dans ce mémoire, nous commençons par présenter les différentes techniques de reconnaissance des structures existantes pour les évaluer par des essais sur site ou bien au laboratoire. Puis nous énumérons les techniques de renforcements, applicables aux différents éléments de la structure (fondations, poteaux, voiles, poutres et dalles).

La deuxième partie de ce rapport concerne une étude de cas sur le renforcement d'un bâtiment existant, le ministère de la Justice à Beyrouth. Cette étude consiste à proposer un renforcement parasismique de la phase d'évaluation jusqu'aux méthodes de renforts et la vérification de la faisabilité de ce projet.

ABSTRACT

In spite of the increasing importance of building structure reinforcement to resist earth quakes and other natural disasters, there is still lack of attention to this issue in Lebanon. Moreover, the country suffers from a significant lack of information and experience in this domain.

This study proposes possible techniques and solutions, as well as a methodology to follow for building structure reinforcement. We first present the different recognition techniques of existing structures and assessment by testing on site, or in the laboratory. Then we list reinforcement techniques applicable to the different structural elements (foundations, columns, walls, beams and slabs).

The second part of the study is a case study on the reinforcement of an existing building, the Ministry of Justice in Beirut, all the way from initial assessment to the method of reinforcement, to implementation and finally verification and evaluation.

SOMMAIRE

Introduction :.....	1
1. Généralité :.....	1
2. Définition de la problématique :.....	2
3. Objectifs :.....	2
4. Plan du mémoire :.....	3
Chapitre 1 : Le risque sismique	4
1. Introduction.....	4
1.1. Effets d'un séisme sur le bâtiment existant.....	4
1.2. Représentation des effets	5
1.3. l'environnement	7
2. Réglementations et règles techniques..	8
2.1. Obligations de contrôle technique	9
2.2. Les techniques de prise en compte des règles parasismiques.....	9
2.3. Les sanctions opérées par l'administration	9
2.4. Sur les moyens d'application ces normes au bâtiment existant	9
2.5. Réglementations au Liban	10
3. Les paramètres de sélection.....	10
3.1. Zone de sismicité	10
3.2. Conditions du sol.....	12
3.3. Catégories d'importance	13
3.4. Type de structure	13
3.5. Coefficient de comportement	14
3.6. Facteur de conformité.....	15
4. Action sismique de référence..	16
4.1. Forme de l'action	16
5. Exigences fondamentales.....	17
5.1. Etats liées aux objectifs de comportement	17
5.2. Niveau de connaissance.....	18
5.3. Dissipation d'énergie sismique	19
Chapitre 2 : Collecte d'informations et évaluation des structures.....	20
1. Informations courantes.....	20
2. Evaluations sismiques.....	21
2.1. Principe.....	21
2.2. Les démarches d'une évaluation	21
3. Les investigations et le diagnostic préalable	22
3.1. Examen visuel ou morphologique	23
3.2. Mesures in-situ	23
3.3. Analyse technique des données	26
3.4. Formulation des recommandations.....	27
4. Instrumentation d'un bâtiment existant.....	27
4.1. Bruit de fond sismique.....	27

4.2. Radar.....	28
4.3. Appareil d'acquisition.....	28
5. Propriétés du sol.....	29
5.1. Quelle est l'influence du sol ?.....	29
5.2. Les essais applicables.....	29
6. Facteurs de risques.....	31
6.1. Forme générale.....	32
6.2. Irrégularités.....	32
6.3. Poteaux courtes.....	36
6.4. Ouvertures.....	36
6.5. Joints entre blocs.....	37
7. Collecte d'informations.....	37
7.1. Informations sur la construction.....	37
7.2. Revue de résultat et une liste de faiblesse.....	38
7.3. Rapport final.....	39
8. Les méthodes d'analyse.....	39
8.1. Méthodes des forces latérales.....	40
8.2. Analyse modale.....	40
8.3. Méthodes de Pushover.....	41
9. Les effets essentiels.....	42
9.1. Efforts tranchant à la base.....	42
9.2. Effets de torsion.....	42
9.3. Combinaisons des directions de séisme.....	42
Chapitre 3 : Solutions de renforcement.....	43
1. Stratégies.....	43
1.1. Les choix recommandées.....	43
2. Considérations générales.....	47
2.1. Adaptation au bâtiment.....	48
2.2. Choix d'une solution.....	48
3. Méthodes de renforcement.....	49
3.1. Chemisage en béton.....	49
3.2. Chemisage en acier.....	55
3.3. Ajouts de murs de contreventement.....	60
3.4. Renforcement par une précontrainte additionnelle.....	68
3.5. Polymères Renforcés de Fibres (PRF).....	70
4. Les sols et les fondations.....	78
4.1. Impact du séisme.....	78
4.2. Nouvelles fondations.....	79
4.3. Reprise en sous-œuvre.....	79
4.4. Renforcement par injection.....	80
4.5. Jet grouting.....	82
4.6. Compactage Horizontal Statique (CHS).....	83
4.7. Renforcement par Micro pieux.....	84

4.8. Vibrocompactage.....	85
4.9. Colonnes ballastées.....	86
Chapitre 4 : Justification des ouvrages renforcés	87
1. Dimensionnement.....	87
1.1. Dossier de justification	87
2. Vérifications générales.....	88
2.1. Structures en béton armé	88
2.2. Structures métalliques et mixtes	89
2.3. Structures en maçonnerie.....	90
2.4. Eléments structuraux secondaires.....	90
3. Autres facteurs.....	90
3.1. Caractéristiques des matériaux	90
3.2. Contrôle de qualité et coordination	91
3.3. Joint de séparation et appuis mobiles	91
3.4. Planchers diaphragmes	92
4. Dispositions constructives.....	92
4.1. Poteaux	92
4.2. Poutres	94
4.3. Murs de contreventement	95
4.4. Nœuds.....	96
4.5. Fondations	96
5. Vérifications de sécurité	97
5.1. Vis-à-vis des états ultimes	97
5.2. Vis-à-vis des déformations	98
5.3. Conditions des joints sismiques.....	98

ETUDE DE CAS : Ministère de Justice à Beyrouth

Chapitre 5 : Evaluations et chargement de la structure	99
1. Etat du bâtiment... ..	99
1.1. Descriptions	99
1.2. Visite et prises des photos	100
1.3. Sondages	102
1.4. Fondation et sol	104
2. Chargements.....	106
2.1. Charges permanentes.....	106
2.2. Charges d'exploitation	106
2.3. Charges de neige.....	106
2.4. Charges du vent	106
2.5. Charges sismiques	106
2.6. Masse	107
3. Caractéristiques des matériaux utilisées.....	108
3.1. Béton.....	108
3.2. Armatures de ferrailage	108

4. Vérifications des éléments structuraux..	108
4.1. Poteaux	108
4.2. Poutres	109
4.3. Dalles	109
4.4. Fondations	110
4.5. Déplacement de la structure existante	110
Chapitre 6 : Renforcement du bâtiment	111
1. Création d'un système de contreventement. . .	111
1.1. Conception.....	111
2. Chemisage d'un poteau	112
2.1. Conception.....	114
3. Chemisage d'une poutre. . .	114
3.1. Conception.....	115
4. Renforcement de la fondation. . .	116
4.1. Epaisseur du radier	116
4.2. Vérification de la contrainte	117
4.3. Mise en œuvre	117
5. Prix des travaux. . .	118
Chapitre 7 : Vérifications du bâtiment renforcé	120
1. Déplacements. . .	120
2. Masse modale. . .	121
3. Effort tranchant du séisme à la base. . .	122
Conclusion :	124
LISTE DES FIGURES	125
LISTE DES TABLEAUX	128
BIBLIOGRAPHIE.....	130

Introduction :

1. Généralité :

A ce jour, le séisme est la catastrophe naturelle la plus meurtrière. On peut rappeler les trois importants séismes les plus meurtriers de l'histoire¹: le premier est celui de Port-au prince à Haïti qui a provoqué la mort de plus de 300 000 personnes, avec une magnitude évaluée entre 7 et 7,3 sur l'échelle de Richter. Bien que le deuxième était en 1976, il aurait provoqué 242 500 morts à Tangshan en Chine, sous une magnitude 8,2 sur la même échelle précédente. Alors que le troisième, qui a atteint une magnitude entre 9,1 et 9,3 selon Richter (le plus puissant de l'histoire), a provoqué le tsunami le plus meurtrier en tuant plus de 200 000 personnes à Sumatra en Thaïlande en 2004.

Un séisme ou un tremblement de terre est un mouvement brutal de l'écorce terrestre, il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint, en créant ou en faisant rejouer des failles. D'où le fait que ces roches peuvent se déformer ou se rompre, et déclencher un séisme qui se traduit par des ondes sismiques et se manifeste par des vibrations du sol brutales et brèves.

A la surface de la Terre, un séisme peut provoquer des déformations du paysage ainsi que des victimes et des destructions importantes. Ce phénomène entraîne des conséquences inimaginables d'un point de vue humain, environnemental et économique. Sans oublier les nombreuses pollutions qui sont fatales pour un grand nombre de personnes. D'un point de vue économique, il provoque la destruction des usines et des entreprises qui sont actuellement des sites de production importants pour l'économie d'un pays. La reconstruction des ces dégâts coûte très cher, et peut atteindre des dizaines de milliards de dollars.

Ce phénomène naturel qu'on appelle séisme arrive sans prévenir et frappe où il veut, quand il veut et à l'intensité qu'il désire. L'Homme doit donc aujourd'hui apprendre à vivre avec un séisme en atténuant toutes ses conséquences.

On peut caractériser les séismes par deux points:

- **Une magnitude:** elle indique l'énergie libérée au foyer du séisme. Elle est calculée dans des stations , soit à partir de l'amplitude du signal enregistrée, soit à partir de la durée du ce signal. Le séisme le plus violent, attendant une magnitude de 9,5 sur l'échelle de Richter, a eu lieu au Chili en 1960.
- **L'intensité:** elle correspond à l'évolution des dégâts observé sur le terrain en un site donné. Cette évaluation se fait à l'échelle macroscopique et elle est graduée de 1 à 12 en chiffres romains.

¹ Magasine "Science et vie", TPE: les séismes, <http://tpe-seisme-hb.e-monsite.com/pages/degats-des-seismes.html>

Un tsunami est-il possible en Méditerranée et au Moyen-Orient?

La méditerranée n'est pas une mer de tout repos, elle est fermée au carrefour de trois continents: l'Afrique, l'Asie et l'Europe, d'où le fait qu'il existe une belle collection de volcans. Et qui dit volcan, dit susceptibilité de plaques tectoniques qui pourrait provoquer des tremblements de terre à des degrés divers.

Le Liban étant un pays situé à l'est de la Méditerranée et à l'ouest du Moyen-Orient, le risque sismique est probablement le plus élevé que toute la zone méditerranéenne. Il est classé en zone trois et quatre sur une échelle indiquant la fréquence et la force des séismes prévus, ce qui signifie que les secousses pourraient atteindre une magnitude de 7,5 sur l'échelle de Richter².

Par ailleurs, la croissance de la population se concentre dans trois centres urbains : Beyrouth, Tripoli et Tyr. Ces centres, qui forment 70% de la population, ont augmenté les enjeux et la vulnérabilité humaine aux séismes. Or les constructions dans ces zones ne sont pas sécuritaires, en grandes parties construites lors de la guerre libanaise sans normes et contrôle. Plus précisément, on parle des bâtiments construits au Liban avant l'apparition des lois et des normes parasismiques.

Solution de renforcement, le thème de ce mémoire 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.

2. Définition de la problématique :

Ces dernières décennies, les exigences des dispositions parasismiques sont généralement peu respectées. La première réglementation est apparue en 1997, mais elle était générale et ne comprenait pas des lois strictes. La question de la sécurité parasismique se pose pour les anciens bâtiments et leurs dispositions constructives durant le projet. Pour établir si un confortement parasismique est nécessaire, il y a donc lieu de vérifier la tenue aux séismes des bâtiments existants.

Comment identifier l'état de performance au séisme d'un bâtiment existant construit avant 1997 ? La mise en œuvre d'une solution de renforcement montre-t-elle la sécurité nécessaire prévue ?

3. Objectifs :

La prévention concerne les actions à mener, connaissant les risques sismiques, de manière à diminuer l'impact des tremblements de terre futurs. Diminuer le risque ne peut se faire qu'en diminuant la vulnérabilité. Alors le rôle de l'ingénieur est de fournir

² Maroun Kraish, magazine IRIN français, Article: "*LIBAN: La menace sismique se fait pesante*".

des procédés de construction ou de renforcement qui permettent de réduire la vulnérabilité des nouvelles constructions et d'améliorer la résistance d'un bâtiment existant contre le séisme.

Les objectifs visés dans ce mémoire consistent à:

- Savoir comment réagir un bâtiment existant au séisme.
- Définir les solutions de renforcement qui nous aident à améliorer la résistance et diminuer la vulnérabilité contre un séisme.
- Réaliser un renforcement réel d'un bâtiment existant à Beyrouth, en suivant les démarches spécifiques.

4. Plan du mémoire :

Ce mémoire est divisé en deux grandes parties. La première partie est composée de quatre chapitres expliquant tout ce qui concerne un renforcement parasismique pour un bâtiment existant, ainsi que les informations nécessaires et les démarches à suivre pour atteindre le but prévu. La deuxième partie est formée de trois chapitres, avec une conclusion déduite. Il s'agit d'une étude de cas d'un renforcement statique et parasismique réel pour un bâtiment existant à Beyrouth.

Le premier chapitre cite les réglementations et les règles spécifiques pour notre sujet. De plus, il montre le risque sismique sur un bâtiment et sa performance, sans oublier les démarches à suivre pour un bon renforcement parasismique.

Le deuxième chapitre collecte les informations recherchées sur notre thème, et les analyses. Il précise les principes de l'évaluation sismique du bâtiment existant.

Le troisième chapitre montre les stratégies d'un renforcement et montre les différentes méthodes de renforcement.

Le quatrième chapitre explore les justifications convenables pour les ouvrages renforcés.

Le cinquième présente le bâtiment qu'on doit étudier et interpréter les résultats sur le logiciel Etabs.

Le sixième chapitre fait une application en construction d'un renforcement parasismique réelle d'un bâtiment existant, en figurant les étapes de ce renforcement.

Le septième chapitre donne les vérifications considérables pour un bâtiment renforcé.

Chapitre 1 : Le risque sismique

1. Introduction

Le risque sismique est présent partout à la surface du globe, son intensité variant d'une région à une autre. Il s'agit d'un des risques majeurs pour lequel on ne peut pas agir sur l'aléa, c'est-à-dire on ne peut pas l'empêcher de se produire ni contrôler sa puissance. L'essai de prévoir où et quand les séismes pourraient avoir lieu est la seule manière de diminuer le risque, mais pour l'instant la science ne le permet pas. Pour cela, la prévention par la construction des bâtiments prévus pour ne pas s'effondrer immédiatement en cas de séisme nous aide à diminuer les effets.

1.1. Effets d'un séisme sur le bâtiment existant

La prise en compte du risque sismique sur le bâtiment existant suppose une approche rationnelle, fondée sur:

- L'appréciation de la performance du bâtiment et la connaissance des risques encourus.
- La recherche d'une optimisation des actions, c'est-à-dire celle des investissements offrant le meilleur gain en protection et en réduction des risques.
- La proportionnalité économique de ces actions en regard de la réduction des risques qu'elles confèrent. Il s'agit de recourir à des renforcements dont le coût serait proportionné par rapport à l'intérêt socio-économique qu'ils présenteraient.
- L'estimation de la pertinence technique des actions correctives.
- Les critères d'acceptabilité ou de rejet des risques par un bilan de situation.
- La définition d'objectifs de protection qui se diffère, en certains cas, à ceux adoptés pour les constructions neuves.

L'**aléa sismique** représente la probabilité d'occurrence d'un événement sismique d'une intensité donnée, pour un lieu géographique donné, selon la terminologie proposée en 1980 par l'UNDRO (Office of the United Nations Disasters Relief Coordinator). On peut évaluer l'aléa par l'identification des sources sismiques et réalisation d'un zonage sismo-tectonique. Cela consiste à localiser les failles actives en déterminant leur potentiel sismique. Ou bien aussi par le calcul du mouvement sismique de référence, dit "au rocher", qui dépend à la fois des paramètres du séisme et de l'atténuation des mouvements du sol avec la distance.

La **vulnérabilité** est définie par le degré d'endommagement pour différents événements, elle dépend des caractéristiques physiques et géométriques des bâtiments.

Par ailleurs, la vulnérabilité du bâtiment existant au Liban est grande pour les raisons suivantes: endommagement pendant les guerres, maintenance presque inexistante,

problèmes de corrosion, absence de réglementation obligatoire jusqu'à un passé très récent, absence de contrôle systématique et permanent... etc. A l'heure actuelle, il n'existe aucune étude de scénario sismique spécifique pour Beyrouth ou plus généralement le Liban, mais les spécialistes s'accordent à craindre l'occurrence prochaine d'un désastre majeur au Liban, causant un très grand nombre de victimes et des dommages très sévères.

Finalement, le **risque sismique** peut être exprimé comme le produit de l'aléa sismique et de la vulnérabilité.

$$\begin{aligned} \text{Risque sismique} &= \text{Aléa sismique} \times \text{Vulnérabilité sismique} \\ &= \text{probabilité d'occurrence} \times \text{degré d'endommagement} \end{aligned}$$

1.2. Représentation des effets

Les bâtiments se comportent, lors d'un séisme, comme des masses suspendues au-dessus du sol vibrant. On doit démontrer ces effets par des photographies qui vont nous permettre de prendre conscience des zones sensibles vis-à-vis des séismes et de savoir celles qui sont le plus vulnérable.

Ces photos illustrent bien le fait qu'il existe une grande variété de modes de ruine pour un même type apparent de construction. De même, la variété d'effets est illustrée sur les petits bâtiments comme les maisons individuelles ou pour d'autres matériaux de structure (bois, acier, maçonnerie porteuse...etc.). Le séisme peut provoquer la fissuration des extrémités des poutres et par suite la rotation de celles-ci, provoquant de ce fait une rotation du plancher comme l'indique la *figure 1.1.1*. Tandis que la *figure 1.1.2* nous montre qu'il y a eu éclatement en pied de poteau, ce qui a provoqué ces dégradations. Maintenant, pour les éléments non porteurs, on observe la *figure 1.1.3* qui représente les ouvertures dans une façade constituant de nombreux points de vulnérabilité en cas de séisme. De plus, on peut voir les structures comportant des façades non rigidifiées avec la structure porteuse qui sont aussi l'objet de chutes (*figure 1.1.4*).



Figure 1.1.1: Destruction des étages dus à la rotation des planchers.



Figure 1.1.2 : Eclatement du béton en pied du poteau.



Figure 1.1.3 : Dégradation du béton autour des ouvertures.



Figure 1.1.4 : Désolidarisation de la façade.

1.3. l'environnement

a- Tassement:

Une des importantes conséquences du séisme est le tassement. Supposons un terrain constitué de sable sec, et soumis à des vibrations fortes tel qu'un tremblement de terre, on trouve des tassements qui peuvent être fortement préjudiciables pour tout type de construction et atteindre une dizaine de centimètres.



Figure 1.1.5: Destruction d'un bâtiment par tassement dû au séisme.

b- Liquéfaction:

Ce phénomène est décrit comme le fait que le sol se comporte pendant un court instant à la manière d'un fluide visqueux. Il est rencontré dans les matériaux sableux saturés, ainsi que les argiles sensibles. En effet, la liquéfaction se produit quand la structure d'un sable lâche et saturé se décompose à cause de la sollicitation rapidement appliquée.



Figure 1.1.6 : Phénomène de liquéfaction et son effet sur les bâtiments.

c- Tsunami:

Le phénomène tsunami est une série de vagues de période extrêmement longue se propageant à travers l'océan, générée par un tremblement de terre. Quand la catastrophe débute et le mouvement relatif des bords de la faille est de type vertical, elle entraîne une aspiration d'eau ou bien une poussée appliquée à l'eau.



Figure 1.1.7 : Destruction d'une ville par un tsunami.

2. Réglementations et règles techniques

La réglementation est constituée d'un ensemble de textes (sous forme de lois, de décrets, d'arrêtés...etc.) édictés par la puissance publique et d'application obligatoire. Le respect de la réglementation s'assure par les professionnels des mesures de conception, de construction ou de contrôle, en s'appuyant sur les règles techniques, qui, de façon générale, sont appliquées contractuellement.

Dans le domaine des bâtiments, l'ouvrage peut subir des dommages irréparables. Pour cela l'objectif principal de la réglementation parasismique est la sauvegarde du maximum de vies humaines pour une secousse, en empêchant l'effondrement complet de la construction sur ses occupants.

Tout d'abord, les exigences parasismiques sont définies en fonction de deux critères définis dans les deux décrets français du 22 octobre 2010 relatif à la prévention sismique:

- a) **La localisation géographique:** portée dans le décret n°2010-1255 qui délimite les zones de sismicité du territoire et fixe le périmètre d'application de la réglementation parasismique aux bâtiments.
- b) **La nature de l'ouvrage:** portée dans le décret n°2010-1254 relatif à la prévention du risque sismique. Il permet la classification des ouvrages et des bâtiments et de nommer et hiérarchiser les zones de sismicité du territoire.

D'autre part, la réglementation n'impose pas de travaux sur les bâtiments existants. Si des travaux conséquents sont envisagés, un dimensionnement est nécessaire avec une minoration de l'action sismique à 60% de celle du neuf. Dans le même temps, les maîtres d'ouvrage volontaires sont incités à réduire la vulnérabilité de leurs bâtiments en choisissant le niveau de confortement qu'ils souhaitent. Sous certaines conditions de travaux, la structure modifiée est dimensionnée avec les mêmes règles de construction que le bâtiment neuf, mais en modulant l'action sismique de référence.

De plus on trouve que l'Eurocode 8 (2.1.3) annonce: "*La conception des bâtiments en béton résistant aux séismes doit assurer à la structure une capacité de dissipation d'énergie suffisante, sans réduction sensible de sa résistance globale sous l'effet des actions horizontales et verticales.... Une résistance adéquate de tous les éléments de la structure doit être assurée sous l'effet de la combinaison sismique d'actions, alors que les déformations non linéaires dans les zones critiques doivent assurer la ductilité globale considérée dans les calculs*".

2.1. Obligations de contrôle technique

Le contrôle technique est rendu obligatoire pour les bâtiments présentant un enjeu important vis-à-vis du risque sismique. Pour lequel, le décret n°2005-1005 du 23 août 2005, relatif à l'extension du contrôle technique obligatoire à certaines constructions exposées à un risque sismique et modifiant le code de la construction et de l'habitation, a pour but de renforcer la sécurité des personnes dans les zones sismiques pour des bâtiments où elles sont les plus vulnérables. D'où le fait que contrôleur technique a pour mission à contribuer à la prévention aléas technique susceptible d'être rencontré dans la réalisation des ouvrages.

2.2. Les techniques de prise en compte des règles parasismiques

Le Code de l'urbanisme en France impose, selon les articles R.431-16, A.431-10 et 11, de joindre au dossier de dépôt de permis de construire une attestation établie par le contrôleur technique que ce dernier a fait connaître au maître d'ouvrage son avis sur la prise en compte des règles parasismiques dans le projet concerné et inversement fait à l'issue de l'achèvement des travaux.

2.3. Les sanctions opérées par l'administration

L'article L.152-4 du Code de la Construction et de l'Habitation en France définit les sanctions pénales sur les responsables, en cas d'infraction aux règles de construction et notamment celles de construction parasismique. Dans ce cas, un procès-verbal met en jeu la responsabilité pénale du maître d'ouvrage et des acteurs de la construction. En outre, il existe l'article L.152-2 qui prévoit la possibilité d'ordonner l'interruption des travaux.

2.4. Sur les moyens d'application ces normes au bâtiment existant

La plus grande partie du risque sismique vient du bâti existant dans la plupart des villes. Il est techniquement possible de renforcer une construction existante pour améliorer sa résistance au séisme. D'où le fait que la partie 3 de l'Eurocode est dédiée à cette problématique.

Cependant, un tel renforcement des structures pose un problème économique énorme. Pour cela il faut faire une balance économique entre le coût des effets d'un séisme affectant un ensemble de construction, et le coût de mesures de renforcement appliqué, car le renforcement n'est pas toujours plus économique.

Chaque propriétaire est évidemment libre de décider d'une évaluation de son immeuble et de réaliser son éventuel renforcement. L'autorité publique doit se concentrer sur les constructions existantes dans lesquelles des transformations structurales sont entreprises, et il conviendrait d'exiger une étude de stabilité préparée par un bureau d'ingénieurs, afin de profiter de la transformation effectuée pour relever le niveau de résistance sismique de la construction concernée. De plus, l'autorité doit combiner entre une étude de risque sismique et une application de mesures préventives.

2.5. Réglementations au Liban

Lors des premières phases de reconstruction pendant la guerre civile, les réglementations parasismiques sont nées de la vigilance gouvernementale. Elles énoncent surtout des principes généraux, incitatifs, et des obligations de garantie de sécurité des ouvrages. L'application technique est chargée de vérifier l'adéquation des projets aux contraintes sismiques en référence à des standards internationaux. Le défi est de comprendre comment s'exerce l'autorité parasismique dans cette ville et cette nation en reconstruction.

La sismicité du Liban est analysée par le partenariat scientifique franco-libanais LIBRIS. Ce dernier explore Beyrouth intra-muros pour caractériser les principaux facteurs de vulnérabilité et proposer des améliorations de la sécurité.

En effet, la première réglementation concernant la sécurité sismique date de 1997 avec une réglementation très généraliste qui ne comprenant pas des lois strictes. En 2005, la loi a été complétée avec quelques exigences et un coefficient d'accélération de $2,0 \text{ m/s}^2$. Ensuite, la modification³ de la réglementation parasismique est définie par le décret n°7964 du 11 mars 2005, relatif aux conditions d'assurance de la sécurité publique dans les ouvrages et les structures et les équipements contre les incendies et les séismes, d'où le coefficient d'accélération a augmenté jusqu'à $2,5 \text{ m/s}^2$.

Mais la dernière loi de sécurité publique n'oblige pas de travaux de mises à la norme sismique pour les bâtiments existants, ce qui met en question la performance sismique de tous les bâtiments construits avant 2012.

3. Les paramètres de sélection

Les nouvelles normes parasismiques EC8 sont utilisées pour la prévention sismique des constructions récentes, ainsi que pour le renforcement des bâtiments existants. On peut les utiliser dans tous les pays adoptant cette norme en ajustant les coefficients nationaux aux risques et au niveau de protection décidé.

3.1. Zone de sismicité

Les territoires nationaux doivent être divisés par les autorités nationales en zones sismiques, en fonction de l'aléa local qui est supposé constant à l'intérieur de chaque zone. D'après l'EC8 § 3.2.1, l'aléa est pris en compte par un seul paramètre a_{gr} , et les

³ Le journal officiel Libanais, date de 19 avril 2012, <http://jo.pcm.gov.lb/j2012/j17/default.htm>

communes sont réparties en 5 zones de sismicité, de la zone 1 classée en "très faible" jusqu'à la zone 5 classée en "forte", comme l'indique la figure suivante.

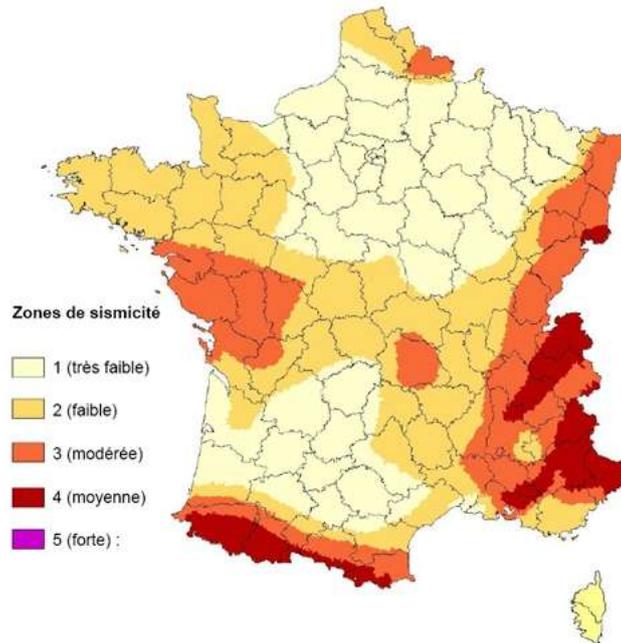


Figure 1.3.1: Carte sismique de la France.

Zone de sismicité	a_{gR} (m/s ²)
1 (Très faible)	0,4
2 (Faible)	0,7
3 (Modérée)	1,1
4 (Moyenne)	1,6
5 (Forte)	3

Tableau 1.3.1 : Valeurs d'accélération a_{gr} .

A partir de ce paramètre, on définit l'accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A, qui est donnée par la formule : $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gr}$

a_{gr} : Accélération maximale de référence au niveau d'un sol de classe A.
 γ_1 : Coefficient d'importance dépendant de la catégorie d'importance des bâtiments, donnés dans le tableau 1.3.5 ci-après.

L'accélération verticale de calcul au niveau d'un sol de type rocheux a_{vg} , est égale à a_g multipliée par un coefficient donné par le tableau suivant:

Zones de sismicité	a_{vg}/a_g
1 (très faible) à 4 (moyenne)	0.90
5 (forte)	0.80

Tableau 1.3.2 : Valeurs de a_{vg}/a_g pour le calcul d'accélération verticale..

Au Liban, l'évaluation de la réponse sismique de structures existantes est une priorité, étant donné qu'une grande partie des constructions a été conçue sans réglementation ni codes sismiques, ou selon d'anciens codes qui sous-estiment le risque sismique réel. D'où la carte sismique, selon l'OMS (Organisation Mondiale de la Santé), est représentée dans la figure suivante :

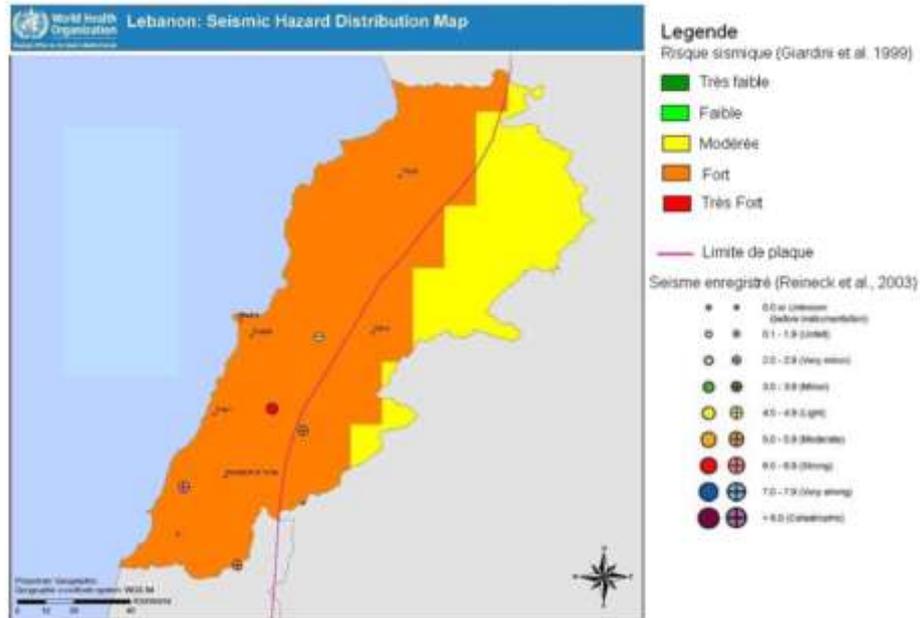


Figure 1.3.2 : Carte sismique du Liban.

3.2. Conditions du sol

Les classes de sol A, B, C, D et E sont décrites dans l'EC8 § 3.1.2 avec des paramètres spécifiques et sont représentées dans le *tableau 3.2.1*. Ces classes peuvent être utilisées pour prendre en compte l'influence des conditions locales du sol sur l'action sismique.

$V_{s,30}$: Valeur moyenne de la vitesse des ondes de cisaillement.

Classe de sol	Description du sol	Paramètre $V_{s,30}$ en (m/s)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	> 800
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidé, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur.	360-800
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines de mètres à plusieurs centaines.	180-360
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	< 180
E	Profil de sols comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de V_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $V_s > 800$ m/s	

Tableau 1.3.3 : Valeurs de $V_{s,30}$ en fonctions de classe de sol.

De plus, il existe deux classes spéciales, S1 et S2, pour lesquelles une attention particulière doit être menée pour la définition de l'action sismique.

S ₁	Dépôts composés ou contenant une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec au indice de plasticité élevé et une teneur en eau importante	< 100
S ₂	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S ₁	

Tableau 1.3.4 : Valeurs de $V_{s,30}$ en fonctions des classes spéciales de sol.

3.3. Catégories d'importance

Le tableau suivant représente le classement des bâtiments en différentes catégories selon leur mode d'usage.

Catégorie d'importance	Bâtiments	Coefficient d'importance Y_i	Période de retour	Correspondance PS92
I	Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes, par exemple bâtiments agricoles	0,8		A
II	Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres catégories	1,0	50 ans	B
III	Bâtiments dont la résistance aux séismes est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par exemple : écoles, salles de réunion, institutions culturelles etc.	1,2		C
IV	Bâtiments dont l'intégrité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile, par exemple : hôpitaux, casernes de pompiers, centrales électriques etc.	1,4		D

Tableau 1.3.5 : Valeurs de $V_{s,30}$ en fonctions des classes spéciales de sol.

3.4. Type de structure

Tout d'abord il convient de distinguer la structure principale et la structure secondaire, en matière de protection parasismique des bâtiments.

La structure principale assure l'intégrité de l'ouvrage face aux actions sismiques et une certaine durée de résistance; tandis que la structure secondaire forme les éléments qui doivent tolérer les déformations de la structure principale tout en continuant de remplir leur fonction. Par exemple, dans une ossature en béton armé articulée contreventée par des voiles, les poteaux sont considérés comme des éléments secondaires. Dans les bâtiments à planchers en béton armé, les charges sismiques se répartissent sur les éléments de structure verticale proportionnellement à leur rigidité latérale (c'est-à-dire un voile peut être mille fois plus rigide qu'un poteau et donc recevoir mille fois plus de charge), alors la part des charges sismiques horizontales qu'ils reçoivent est en général négligeable.

Dans les projets des bâtiments, l'EC 8 catégorise les différents types de structure comme suit:

- **Murs couplés** : composition de murs liaisonnés de façon régulière par des poutres ductiles capables de réduire d'au moins 25% la somme des moments de flexion en bas des murs par rapport au cas où les murs travailleraient séparément.
- **Système à ossature** : dans lequel la résistance aux charges verticales et aux charges latérales est assurée principalement par des ossatures en portique dont la résistance à l'effort tranchant à la base du bâtiment dépasse 65% de la résistance totale à l'effort tranchant du système.
- **Système à contreventement mixte** : le transfert de charges dans ce système est assuré en partie par l'ossature et en partie par des murs.
- **Système à noyau**: il s'agit d'un système de murs dont la rigidité à la torsion n'atteint pas une valeur minimale prescrite. C'est le cas des ossatures flexibles combinés avec des murs concentrés en plan à proximité du centre du bâtiment.
- **Système en pendule inversé**: dans lequel 50% ou plus de sa masse est située dans le tiers supérieur de la hauteur, ou bien l'essentiel de la dissipation de l'énergie a lieu à la base d'un élément unique du bâtiment.

Il faut remarquer que pour simplifier la distinction entre les divers types de structures comportant à la fois des murs et des portiques, il est admis dans l'EC8 de faire porter les critères relatifs aux pourcentages de résistance à l'effort tranchant sur les pourcentages d'effort tranchant sollicitant dans la situation sismique de calcul.

3.5. Coefficient de comportement

Le coefficient de comportement "q" est global pour chaque direction principale du bâtiment. Il est fixé en fonction de plusieurs caractéristiques : nature des matériaux constitutifs, type de construction, possibilités de redistribution des efforts et capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

L'EC8 considère trois classes de ductilité, et à chaque classe est associé un coefficient de comportement "q" d'autant plus fort que la ductilité est élevée. Dans ce mémoire, on s'intéresse au coefficient de comportement pour le béton armé.

Classe de ductilité	Coef. De comportement q
DCL Ductilité Limitée	1,5
DCM Ductilité Moyenne	2 à 4
DCH Ductilité Haute	4 à 6,5

Tableau 1.3.6 : Valeurs de q en fonction de classe de ductilité.

Pour les composantes horizontales du séisme et pour les classes DCM et DCH, le coefficient de comportement est donné par la formule: $q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5$.

k_w : Coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes structuraux de murs.
 $k_w = (1 + \alpha_0)/3$ avec $0,5 \leq k_w \leq 1,0$; pour les systèmes à contreventement par mur et noyau,
 $k_w = 1,0$; pour les ossatures ou les systèmes à comportement principalement de type ossature.
 $\alpha_0 = \Sigma h_{wi} / \Sigma l_{wi}$; avec h_{wi} la hauteur de mur i et l_{wi} la longueur de mur i .

Type structural	Variantes du type structural	α_u / α_1	q_0	q_0
			DCM	DCH
Système à ossature ou	- bâtiments d'un étage ----->	1,1		
Système à contreventement	- une travée, plusieurs étages ----->	1,2	3,0 α_u / α_1	4,5 α_u / α_1
mixte équivalent à une ossature	- bâtiment à plusieurs travées & plusieurs étages----->	1,3		
Système de murs couplés ou				
Système à contreventement		1,2	3,0 α_u / α_1	4,5 α_u / α_1
mixte équivalent à des murs				
Système de murs non couplés	- avec uniquement deux murs non couplés par direction horizontale ->	1,0	3,0	4,0 α_u / α_1
	- autres systèmes de murs non couplés -- ----->	1,1		
Système de murs de grande dimension faiblement armé		1,0	3,0	Non
Système à noyau		1,0	2,0	3,0
Système en pendule inversé		1,0	1,5	2,0

Tableau 1.3.7 : Valeurs de base q_0 du coefficient de comportement.

$q_0 = \alpha_u / \alpha_1$: valeur de base du coefficient de comportement, elle est donnée dans le tableau 1.3.7.
 α_u : Coefficient multiplicateur de l'action sismique qui provoque un nombre de rotules entraînant la première instabilité globale du bâtiment.
 α_1 : Coefficient multiplicateur de l'action sismique qui donne à un endroit une première rotule.

3.6. Facteur de conformité

Le facteur de conformité α détermine le niveau relatif de résistance du bâtiment analysé. Il décrit dans quelle mesure une structure porteuse existante remplit les exigences par le calcul imposé aux nouveaux bâtiments selon la norme en vigueur. Ce facteur correspond à un rapport de résistances (1), ou bien de déformations (2).

$$\alpha = \frac{\text{résistance ultime}}{\text{résistance requise de référence}} \quad (1) \quad ; \quad \alpha = \frac{\text{capacité en déplacement}}{\text{déplacement imposé de référence}} \quad (2)$$

La résistance de la structure est repérée par ce paramètre α , exprimant un pourcentage de résistance réelle par rapport à la résistance de référence.

- Si $\alpha \geq 1,0 \approx 100\%$; cette construction satisfait entièrement aux exigences posées aux nouveaux bâtiments. Ce cas ne pose pas de problème, l'état actuel étant jugé suffisamment sûr vis-à-vis des séismes.
- Si $\alpha < 1,0$; cela signifie que la construction ne satisfait pas aux exigences imposées aux nouveaux bâtiments.

4. Action sismique de référence

Pour la majorité des cas, l'action sismique de référence considérée pour les ouvrages existants est la même que pour les nouveaux. Dans le cadre d'une approche quantitative, il faut définir cette action en leur associant des exigences de comportement clairement identifiées. Il est généralement justifié d'investir d'avantage dans les calculs, lors du contrôle de la sécurité parasismique d'un ouvrage existant, en procédant éventuellement à une détermination plus approfondie de l'action sismique. Mais lorsque l'approche est purement qualitative, basée sur un indice de vulnérabilité analysé sans justification par un calcul, la définition de l'action sismique sera sans aucun sens. Or, l'objectif de la procédure est d'obtenir une amélioration du comportement par le biais de certaines dispositions constructives, sans les vérifier par le calcul.

Dans certains cas particuliers, la détermination spécifique de ces actions peut permettre d'optimiser la vérification ainsi que la définition des mesures correctives et les coûts correspondants. En effet, ces actions peuvent présenter un caractère enveloppe ne permettant pas de tenir en compte des spécificités des cas particuliers dans les réglementations nationales. Pour cela, il convient de prendre les conseils d'un spécialiste en études de site pour établir une telle définition spécifique.

4.1. Forme de l'action

Dans la réglementation nationale, on trouve la définition de la référence de base qui est l'action sismique réglementaire pour le site en question. Elle est donc définie par un spectre de réponse en accélération qui dépend de:

- ✚ Zone de sismicité pour laquelle est donnée une accélération a_{gr} .
- ✚ Type de site sur lequel est situé l'ouvrage. Il détermine la forme spectrale S_e/a_g définie par T_B , T_C , T_D et un coefficient de sol S .

Le premier travail consiste à effectuer des reconnaissances de sol pour déterminer la classe de sol indiqué dans la partie 3.2 au sens de l'Eurocode 8.

Au Liban, l'accélération de calcul est considéré égale à $a_{gr} = 2,5 \text{ m/s}^2$; c'est-à-dire il est en zone de sismicité proche de la zone forte. Et pour les autres coefficients, on peut utiliser celles de l'Eurocode 8, pour déterminer la forme spectrale de la réponse élastique.

D'autre part, l'EC8 § 3.2.2.2 représente le spectre de réponse par le graphe ci-dessous, avec:

- a_g : Accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A, voir partie 3.1.
 - S : Paramètre du sol.
 - T : Période de vibration d'un système linéaire
- T_B , T_C et T_D les périodes de contrôle, donc l'Eurocode 8, indique qu'il convient d'utiliser deux types de spectres élastiques (type 1 et type 2), fonction des zones de sismicité et de la classe du sol. Ces valeurs sont définies dans l'arrêté du 22 octobre 2010.

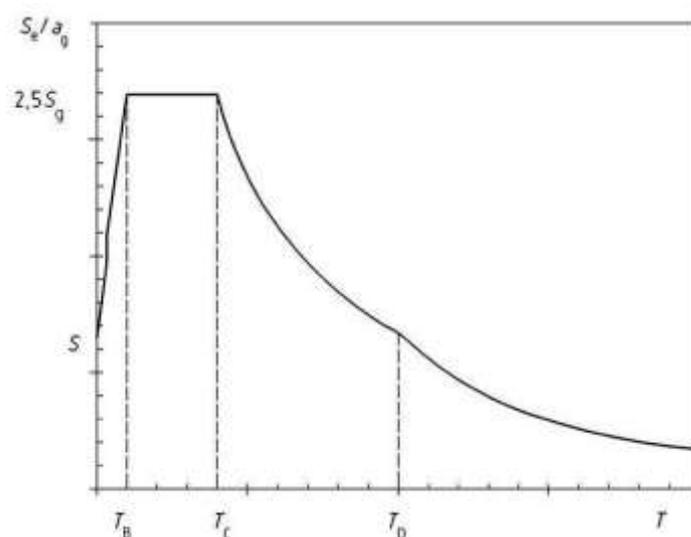


Figure 1.4.1 : Graphe de spectre de réponse élastique.

5. Exigences fondamentales

5.1. Etats liées aux objectifs de comportement

Pour les bâtiments existants, le comportement en service doit également être vérifié. Comme pour les nouvelles constructions, il y a lieu d'appliquer une action sismique réduite de 50% par rapport à la vérification de la capacité portante. Cette action prise en compte pour le dimensionnement d'un bâtiment nouveau est considérée pour vérifier l'état limite de non-effondrement. Or, il faut faire attention que l'état limite de non-effondrement n'est pas le même pour un bâtiment neuf que pour un bâtiment existant. Au contraire, pour un bâtiment existant, l'objectif de comportement correspondant est celui de l'état limite de dommages significatifs des bâtiments neufs.

On peut distinguer trois niveaux de performance, qui se traduisent en trois états limites. Le choix d'appliquer un état limite précis revient au maître d'ouvrage.

- a- Le premier niveau "**non-effondrement**": il correspond au comportement élastique de la structure. L'objectif de ce niveau doit être retenu lorsqu'il s'agit seulement de sauvegarder les vies humaines.

- b- Le deuxième niveau "**dommages significatifs**": son objectif est s'assurer la sécurité des personnes ainsi qu'une sauvegarde significative de l'ouvrage. La stabilité de la structure n'est pas en danger, elle est capable de résister à plusieurs répliques. Toutefois, un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- c- Le troisième niveau "**limitation de dommages**": au delà de ce niveau, la structure ne présente aucune capacité de résistance. Il représente un état d'endommagement avancé qui peut être réparé à coût raisonnable après l'occurrence du niveau de séisme correspondant.

5.2. Niveau de connaissance

Le degré de connaissance de la géométrie, détails et matériaux, est une variable qui doit être prise en compte dans la procédure d'évaluation des immeubles existants. En fait, plus faible est le niveau de connaissance (KL) plus la dispersion des valeurs de capacité locale et globale de la structure sera à la fois en termes de forces et déformations. Par conséquent, un paramètre appelé « facteur de confiance (CF) » est introduit pour pénaliser les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans l'évaluation des calculs.

Dans le calcul de capacité, les valeurs reçues par les essais in-situ et des sources d'information supplémentaires seront divisés par un facteur de confiance CF. Mais les nouveaux matériaux utilisés pour le renforcement ne sont pas soumis à ce facteur.

Les facteurs qui déterminent le niveau de connaissance approprié sont les suivants, selon NF 1998-8 EN§ 3.3:

- i. **La géométrie** : les propriétés géométriques du système et des éléments non structuraux sont susceptibles d'affecter la réponse de la structure.
- ii. **Les dispositions constructives** : elles comprennent la quantité et les dispositions constructives aux armatures de béton armé, les assemblages, les liaisons, le liant et le mortier des joints.
- iii. **Les matériaux** : les propriétés mécaniques des matériaux constitutifs.

De plus, pour chaque niveau de connaissance, il existe une méthode d'analyse expliquée dans le chapitre 3.

$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{LF} : \text{Méthodes des forces latérales.} \\ \mathbf{MRS} : \text{Analyse modale avec réponse spectrale.} \end{array} \right.$

Les valeurs de CF, qui sont fonctions des facteurs de connaissances KL, sont les suivantes:

-  KL1 : connaissance limitée → $CF_{KL1} = 1,35$
-  KL2 : connaissance normale → $CF_{KL2} = 1,2$
-  KL3 : connaissance intégrale → $CF_{KL3} = 1,0$

Niveau de connaissance	Géométrie	Dispositions constructives	Matériaux	Analyse	CF
KL1		Dimensionnement simulé conformément à la pratique d'origine <i>et</i> à partir d'une inspection <i>in-situ</i> limitée	Valeurs par défaut conformément aux normes en vigueur à la période de construction <i>et</i> à partir d'essais <i>in-situ</i> limités	LF- MRS Coefficient q	CF _{KL1}
KL2	À partir des plans d'ensemble avec examen visuel d'un échantillon <i>ou</i> à partir d'un examen intégral	À partir de plans de construction détaillés d'origine incomplets avec une inspection <i>in-situ</i> limitée <i>ou</i> à partir d'une inspection <i>in-situ</i> étendue	À partir des spécifications de conception d'origine avec essais <i>in-situ</i> limités <i>ou</i> à partir d'essais <i>in-situ</i> étendus	Toutes analyses	CF _{KL2}
KL3		À partir des plans de construction détaillés d'origine avec une inspection <i>in-situ</i> limitée <i>ou</i> à partir d'une inspection <i>in-situ</i> complète	À partir des rapports d'essai d'origine avec essais <i>in-situ</i> limités <i>ou</i> à partir d'essais <i>in-situ</i> complets	Toutes analyses	CF _{KL3}

Tableau 1.5.1 : Niveaux de connaissance et méthodes d'analyse correspondantes.

5.3. Dissipation d'énergie sismique

Une partie de l'énergie du séisme est dissipée sous forme de chaleur sous l'effet des déformations élastiques de la structure. Nous verrons que son endommagement peut également être utilisé à cet effet, sous réserve de ne pas provoquer la ruine de la construction. Un des enjeux de la construction parasismique sera de maîtriser la nature et la localisation de l'endommagement de la construction qui d'un point de vue énergétique est très favorable.

Pendant les oscillations, la dissipation d'énergie sous forme de chaleur a pour conséquence une réduction de leurs amplitudes. L'amortissement des oscillations libres après l'arrêt du séisme permet de ne pas entretenir le mouvement dans la structure. On peut donc améliorer les performances en ajoutant des amortisseurs à la structure.

En fait, l'amortissement est dû à la viscosité et au comportement inélastique des matériaux de la structure. La résistance au glissement des couches les unes sur les autres existe à cause de la viscosité. L'énergie dissipée augmente avec la fréquence de l'oscillation. De plus, les matériaux peuvent être ductiles, et donc plastiques. Lorsque la limite d'élasticité est dépassée, le glissement devient irréversible, l'énergie dissipée devient notable. Les déformations plastiques absorbent une grande quantité d'énergie, réduisent la vitesse d'oscillation et allongent la période propre de la construction.

Chapitre 2 : Collecte d'informations et évaluation des structures

1. Informations courantes

Chaque construction possède un état de vulnérabilité spécifique contre une action précise. Selon notre thème, nous devons citer les facteurs qui jouent un rôle sur la vulnérabilité d'une construction au séisme:

- ▲ Les caractéristiques architecturales et structurales
- ▲ La qualité de sa conception et de sa réalisation
- ▲ La liaison avec le sol ainsi les caractéristiques sismo-tectoniques
- ▲ L'implantation de l'ouvrage dans l'environnement

En effet, il faut détailler le plus ou moins bon comportement sous séisme de tout ce qui entoure un bâtiment, tel que l'environnement et la nature du sol, la qualité des matériaux employés, les détails de certains liaisons de la structure... etc.

Il faut également utiliser les points suivants d'un bâtiment pour les ajouter aux informations recherchées:

- ↔ **Sismicité:** il s'agit de déterminer la zone de sismicité où se trouve le bâtiment existant pour étudier les mouvements sismiques maximums (*chap.1 part. 3.1*).
- ↔ **Conditions du sol:** il est nécessaire de connaître la nature du sol dans le but de savoir sa réaction contre un séisme. Par exemple, les sols mous profonds peuvent aggraver les dommages en amplifiant les mouvements sismiques et en causant un affaissement possible du sol (*chap.1 part. 3.2*).
- ↔ **Type de structure:** il s'agit de la structure du bâtiment, en comparant entre eux pour préciser ceux qui sont plus vulnérables que d'autres (*chap.1 part. 3.4*).
- ↔ **Importance du bâtiment:** il caractérise un bâtiment selon l'ampleur de la construction, la taille d'occupation, etc. (*chap.1 part. 3.3*).
- ↔ **Irrégularités du bâtiment:** il présente les points faibles dans la configuration de la structure, les niveaux non rigides, perte de résistance, etc.
- ↔ **Dangers reliés au éléments non structuraux:** Pour que les services de protection civile ne tombent pas en panne, il faut prendre des précautions contre les éléments non porteurs qui peuvent tomber sur des personnes.

L'ensemble de ces informations avec ses facteurs doivent faire l'objet d'une collecte afin de permettre l'évaluation de la capacité de résistance au séisme du bâtiment. De plus, il est utile de reconnaître les dispositions susceptibles de conférer à la structure une ductilité satisfaisante.

2. Evaluations sismiques

Les évaluations sismiques et les résultats obtenus sont utilisés pour planifier des mesures de protection parasismique selon un ordre de priorité établi en fonction des objectifs de tenue aux séismes préalablement définis. Or le niveau de risque lié à la défaillance d'un élément du bâtiment est défini par la conjugaison de la vulnérabilité sismique et de conséquences de son éventuelle défaillance.

En règle générale, le but visé par la protection parasismique d'un bâtiment est la sécurité des personnes. Le maître d'ouvrage peut définir des objectifs de tenue sismique plus rigoureux, ou des objectifs à court terme s'inscrivant dans un plan général de protection parasismique prévu pour l'ensemble du bâtiment.

2.1. Principe

Une évaluation sismique d'un bâtiment est composée de deux phases. La première donne lieu à un rapport préliminaire destiné au maître d'ouvrage. Cette phase doit fournir une estimation du niveau sismique pour lequel le bâtiment existant aurait encore une forte probabilité d'être conforme à l'objectif visé, et de la capacité cible après renforcement. En d'autres termes, ce rapport préliminaire aide le maître d'ouvrage à prendre la décision correspondante autour de son bâtiment (renforcer, changer sa fonction ou bien détruire le bâtiment).

Dans le cas où le maître d'ouvrage décide de renforcer son bâtiment, nous pouvons parler de la deuxième phase, la collecte d'informations, qu'on détaillera dans la partie suivante. Le rapport préliminaire peut être d'autant plus précis, dans l'évaluation des capacités parasismiques du bâtiment, que la collecte d'informations aura été pertinente et que l'étendue des stratégies de renforcement aura été ouverte. On entend par capacité parasismique l'aptitude à supporter un séisme, qui est caractérisé par un spectre d'accélération du sol, donné avec un endommagement conforme à un objectif de comportement défini.

2.2. Les démarches d'une évaluation

Pour les immeubles existants, il faut procéder à une évaluation de la résistance aux tremblements de terre et en donner les résultats. D'où la démarche recommandée d'une évaluation comprenant les étapes suivantes:

1. Visiter les lieux et recueillir des données.
2. Faire les investigations nécessaires et préparer un diagnostic préalable.
3. Déterminer le système de résistance aux forces latérales, en effectuant des vérifications rapides.
4. Effectuer les analyses requises pour les énoncés d'évaluations qui se sont révélé faux.
5. Faire l'évaluation finale.
6. Rédiger le rapport.

Mais ces étapes ne sont pas les seuls points à prendre en compte dans l'évaluation sismique. Par exemple, dans certains cas, il faut faire un établissement du budget et évaluer des coûts, dans lequel il est important de prévoir le temps et les fonds supplémentaires pour la collecte de données préalable à l'étude sur place. Pour cela l'attention est attirée sur le fait que l'économie réalisée dans cette évaluation peut conduire à un diagnostic incomplet et à proposer des solutions non optimales.

Dans la première étape, qui est la base, l'ingénieur évaluateur devra vérifier s'il existe un rapport géotechnique sur les conditions du sol, en établissant les paramètres spécifiques (zone d'accélération Z_a , de vitesse Z_v , coefficient de fondation F ...etc.). De plus, il devra rechercher les données de comportement pour les évaluations parasismiques antérieures et effectuer une étude des lieux initiale du bâtiment.

La deuxième étape, expliquée dans la partie suivante, consiste à prélever des échantillons et déterminer la qualité et les caractéristiques mécaniques des matériaux, soit par des tests in situ soit au laboratoires.

La troisième étape, constituant le cœur de la méthode d'évaluation, est une détermination du système de résistance aux forces latérales et utilisation les énoncés d'évaluation. Dans ce point, il faut rechercher et décrire le système de résistance de façon explicite, en tenant compte tout les composants existants qui peuvent constituer un bon système.

La quatrième étape consiste pour l'ingénieur à vérifier s'il existe d'autres renseignements sur le système structural, d'où le fait qu'il pourra effectuer certaines recherches sur l'historique des systèmes de bâtiments. Sans oublier les renseignements géotechniques dans le voisinage du bâtiment, et sur les travaux de préparation du terrain. Il peut aussi discuter avec des ingénieurs plus âgés et plus compétent, qui possèdent une connaissance des anciennes structures dans la même région. L'évaluation devra être basée le plus possible sur des faits et non pas sur des hypothèses. Dans cette étape, il sera nécessaire d'effectuer certains essais destructifs et non destructifs pour vérifier la résistance et la qualité d'éléments.

Les dernières étapes sont décrites dans les parties suivantes de ce chapitre.

3. les investigations et le diagnostic préalable

STRRES annonce dans son guide FABEM 7 que: « *Toute réparation sans un diagnostic préalable ou issue d'un diagnostic erroné est vouée à l'échec* »⁴.

Lors d'un diagnostic, qui est le résultat d'investigations effectuées pour se prononcer sur l'état d'une construction et ses conséquences, on cherche à déterminer la résistance du béton, sa déformation, la constitution et l'enrobage des armatures. Mais il est

⁴ Guide FABEM 7, "Réparation et renforcement des structures par armatures passives additionnelles", http://www.strres.org/pdf/FABEM_7.pdf

rarement possible d'obtenir un recueil exhaustif des données pour cela un diagnostic reste une approximation plus ou moins précise.

Les objectifs du diagnostic sont:

- ◆ identification de l'origine des désordres
- ◆ évaluation de leur étendue dans l'espace
- ◆ prédiction de leur évolution probable
- ◆ estimation des conséquences des désordres sur la portance et la sécurité de l'ouvrage et des personnes
- ◆ définition des suites à donner et des solutions de réparation ou de renforcement envisageables.

Le déroulement d'un diagnostic préalable comporte quatre volées essentiels:

3.1. Examen visuel ou morphologique

C'est la forme d'investigation la plus simple et la plus économique. Les informations, quelle que soit leurs origines, sont à considérer comme des éléments de recoupement des constats ou comme des sources d'indication sur la manière d'orienter le diagnostic. De même on peut les utiliser comme des données de base du diagnostic. Et elles sont obtenues par:

- ↔ prise de photos
- ↔ identification et localisation des zones fortement sollicitées
- ↔ observation des zones critiques (jonctions, appuis, etc.)
- ↔ localisation des fissures

La réussite de cette étape est reliée à l'expérience professionnelle d'un ingénieur, ce dernier a plus ou moins la capacité d'analyser l'état de la structure, les éléments détériorés et les pathologies rencontrées.

De même, l'examen visuel permet d'avoir une idée sur le degré de dégradation. Une dégradation grave des éléments peut entraîner des travaux de renfort très coûteux.

On doit expliquer, dans les parties suivantes de ce chapitre, quelques facteurs de risque qui peuvent être déduits d'après un examen visuel du bâtiment.

3.2. Mesures in-situ

Cette partie sert à déterminer les caractéristiques pour un niveau d'existence, la dureté du béton, la position des armatures, le degré de corrosion et l'oxydation des armatures, etc. Au but de prendre en compte quelques points essentiels sur la conclusion de cette partie du diagnostic, tels que:

- ♣ L'homogénéité de l'état des lieux ou sur l'existence de plusieurs cas de figures bien distincts.
- ♣ La nature et la localisation des désordres.

- ♣ Des anomalies de fonctionnement vétustes, non conformes à la réglementation en vigueur.
- ♣ La localisation des sondages et des prélèvements à effectuer.
- ♣ Des points suffisamment explicites pour se prononcer d'emblé
- ♣ L'ouverture des fissures dans le béton.

3.2.a) Mesures sur le béton:

Le forage d'un trou dans un éléments de construction permet d'en connaître l'épaisseur, une idée de sa résistance et sa composition sur l'épaisseur. Ainsi il permet de savoir dans certains trous l'existence des armatures ou non. Cette méthode doit être suivie par un remplissage en mortier spécifique pour éviter une baisse de résistance de l'élément.



Figure 2.3.1 : Forage dans une dalle pleine.

Le carottage a comme but de prendre des échantillons des matériaux et de faire des analyses en laboratoire, qui peuvent être demandé en vue de:

- a- L'identification des agrégats
- b- La détérioration des agrégats
- c- L'homogénéité du béton
- d- La profondeur d'une éventuelle carbonatation
- e- La répartition des fissures
- f- L'analyse chimique : la teneur en ciment, présence et quantité de chlorures.
- g- Des essais physico – mécaniques : densité, résistance à la compression, module d'élasticité.



Figure 2.3.2 : Réalisation d'un carottage et l'échantillon prélevé.

Le **scléromètre** permet d'estimer la résistance du béton, de mesurer sa dureté superficielle. Il s'agit d'un instrument particulièrement performant pour préciser l'homogénéité de la résistance du béton aux différents points d'une structure, mais l'information sur le béton reste imprécise par cette méthode.



Figure 2.3.3 : Scléromètre et son utilisation sur un béton.

L'**auscultation par ultrasons** qui estime la résistance d'un béton et détecte la présence de microfissures interne.



Figure 2.3.4 : Evaluation du béton avec des mesures par ultrasons.

3.2.b) Détecteurs d'armatures:

Il existe trois types d'appareils détecteurs qui permettent de détecter la présence d'armatures, leur position et leur diamètre, qui sont:

- **Le pachomètre et le profomètre** qui précisent la position et le diamètre des armatures dans le béton.
- **Le corrosimètre** employé pour détecter la corrosion des armatures avant l'apparition des dommages visibles.
- **Le radiographie** utilisé pour des éléments dont l'épaisseur ne dépasse pas 60 à 80 cm. Il fournit des informations multiples et très précises sur les armatures et les défauts internes du béton.



Figure 2.3.5 : Un corrosimètre (à gauche) et un radiographie (à droite).

3.2.c) Détecteurs des fissures:

Il existe la **méthode de ressuage** pour la détection des fissures. Cette méthode classique s'agit d'un liquide rouge versé sur la pièce et pénétré par capillarité dans les éventuelles fissures. Puis une peinture blanche est vaporisée suite à l'essuyage de la pièce. S'il y a une fissure, elle se marque par la présence d'une ligne rouge dans la peinture blanche.



Figure 2.3.6 : Fissures détectées par la méthode de ressuage.

Aussi, il y a le **fissuromètre** qui suit l'évolution d'une fissure sur un plan ou dans un angle.



Figure 2.3.7 : Evolution d'une fissure par un fissuromètre.

3.3. Analyse technique des données

Les résultats obtenus dans la partie 3.2 seront analysés et interprétés pour formuler des conclusions, puis on modélisera les phénomènes observés et les constats effectués pour faciliter le travail.

Les différents types d'opérations:

Le calcul, qui permet de déterminer la capacité portante des structures ainsi que les zones critiques au niveau des éléments structuraux.

Le recouplement, c'est la recherche de la cohérence entre les données ou les informations portant sur un même aspect provenant des sources différentes. Cela permet de consolider la validité de certaines hypothèses et d'en écarter d'autres.

La comparaison : elle sert à réparer les ressemblances et les écarts et à hiérarchiser les différentes constatations.

L'évaluation : c'est une estimation quantitative ou qualitative, elle comporte une part d'approximation par rapport à un calcul scientifique. Cette opération est conduite par:

- ▲ Un examen du dossier d'ouvrage (les plans d'exécution et les notes de calcul).
- ▲ Un état actuel de l'ouvrage (exploitation des données et des informations).

La vérification, qui a un but de détecter les éventuels écarts par rapport aux exigences des référentiels techniques et réglementaires prise en compte.

3.4. Formulation des recommandations

Les enjeux économiques et la faisabilité technique des travaux doivent être présentés dans les recommandations tel que:

- ✓ réparation, renforcement des structures.
- ✓ traitement des causes et des effets de désordres constatés lors du diagnostic.

4. Instrumentation d'un bâtiment existant

Dans les années 80-90, il y a eu un développement important de la modélisation au détriment des instrumentations de bâtiments, et aujourd'hui on assiste au scénario inverse dans les pays à moyenne ou forte sismicité. L'analyse du comportement dynamique des structures est primordiale pour comprendre les mécanismes de déformations des structures sous sollicitations sismiques. Cependant, pour obtenir une analyse plus détaillée et plus représentative du comportement réel d'un bâtiment, une solution importante consiste à positionner des capteurs en différents points de la structure: c'est l'instrumentation.

Or un capteur est un dispositif ou combinaison des dispositifs qui mesure l'état du processus. Par extension, ensemble de dispositifs transcrivant un phénomène physique en un signal électrique y compris l'élément primaire de mesure, l'électronique de traitement du signal, l'alimentation.

L'instrumentation permet de caractériser la réponse sismique d'une structure via l'interaction sol-structure, son comportement modal, l'évaluation de la vulnérabilité de la structure, etc.

Afin d'évaluer les caractéristiques modales (période propre de vibration, amortissement, modes propres) d'un bâtiment en béton armé, des mesures de vibrations ambiantes du bâtiment ont été réalisées par deux techniques différentes : mesures radar et de bruit de fond sismique.

4.1. Bruit de fond sismique

L'objectif des mesures du bruit de fond est de comprendre le comportement dynamique des structures bâtiments afin d'évaluer la vulnérabilité des constructions et, donc, d'expliquer le niveau d'endommagement observé en cas de séismes.

Pour évaluer le comportement dynamique et les dommages potentiels des structures sous des actions sismiques, il est indispensable de mesurer et de comprendre les mouvements de la structure même sous sollicitation de très faible amplitude tel que le bruit de fond sismique.

Le principe de ces mesures est d'enregistrer les bruits de fond dans différents endroits bien établis de la construction, et d'estimer les caractéristiques dynamiques propres à la structure mesurée.



Figure 2.4.1: Appareils utilisés dans la technique de bruit de fond sismique.

4.2. Radar

Dans cette technique, le capteur envoie des micro-ondes qui se propagent dans l'atmosphère, interagissent avec des cibles naturellement présentes sur la façade et reviennent au même capteur. Ce dernier mesure des vibrations de phases qui sont interprétées comme des déplacements de la cible selon une direction spécifique à une fréquence de 100 mesures/seconde.

4.3. Appareil d'acquisition

L'appareil d'acquisition utilisé est un capteur de vitesse triaxiale couplé à une station d'acquisition. Les mesures seront effectuées par fenêtres de 20 secondes sur une période d'environ 10 minutes à l'étage supérieur des bâtiments. Le traitement des données s'effectue avec un logiciel spécifique. Le principal résultat est la moyenne des spectres de Fourier calculés pour chaque fenêtre de 20 secondes. Les pics de moyennes correspondent aux fréquences propres des bâtiments. Les résultats se présentent selon deux axes; X (longitudinal) et Y (transversal).

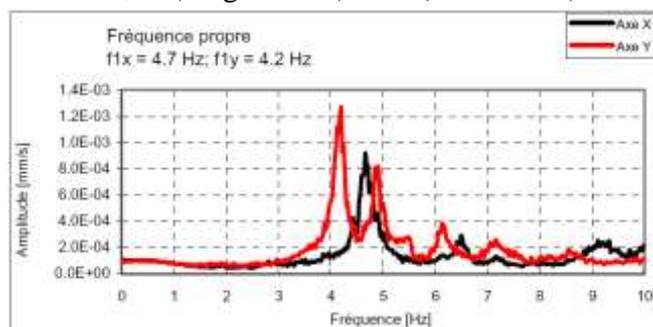


Figure 2.4.2: Exemple de graphe des fréquences donnée par l'appareil d'acquisition pour un bâtiment..

5. Propriétés du sol

5.1. Quelle est l'influence du sol ?

Pour mesurer l'influence des sols en matière de construction parasismique, on commence par étudier un facteur important qui est la façon dont les bâtiments «bougent» lorsqu'ils subissent les mouvements du sol. En effet, les grands et les petits ouvrages ne se comportent pas de la même façon. Ce qui intéresse les spécialistes sont les périodes de ces mouvements. Si ces périodes sont du même ordre que les périodes de vibration des sols sur lesquels ces bâtiments sont construits il peut se produire des phénomènes de résonance, ce qui augmente considérablement l'amplitude des mouvements et donc les contraintes qu'ils subissent.

Le sol de fondation joue un rôle très important dans le comportement des ouvrages.

- ✓ Plus le sol est dur, mieux il se comportera en cas de séisme.
- ✓ Plus le sol est mou, plus la taille de ses composants est petite, et il est mauvais en cas de séisme.

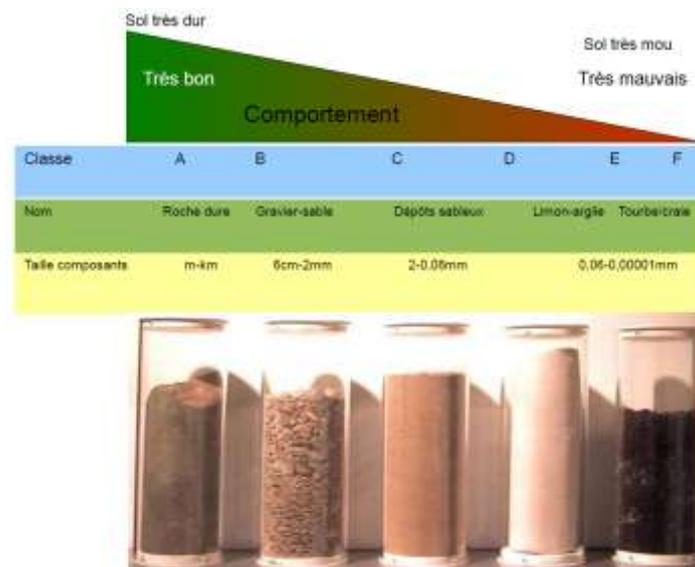


Figure 2.5.1 : Classement des sol.

5.2. Les essais applicables

Deux types de sondages sont réalisés par des machines appelées foreuses. Et quel que soit le type de sondage, le forage a un diamètre variant entre 8 et 15 cm sur une profondeur de 40 à 80 m environ. Les deux types sont:

- 1) Le premier permet de réaliser des tests de résistance su sol au moyen d'une sonde que l'on descend au fond du forage. Ce type permet de connaître les caractéristiques mécaniques des terrains analysés.
- 2) Le deuxième sert à prélever des échantillons de sol appelées carottes. Ce type permet de connaître précisément la nature des sols, et de tester mécaniquement les terrains en laboratoire.

La durée d'un test se joue en fonction de la complexité et de la nature des essais à réaliser. Elle varie de 3 à 5 jours pour les plus simples et peut atteindre deux semaines pour les plus complexes et les plus profonds. A la fin des tests, le trou du forage est ensuite comblé et le site d'intervention remis en état.

Il existe différents essais appliqués au sol sur chantier pour déterminer les paramètres et les caractéristiques spécifiques, parmi eux :

- ◆ **Essais pénétrométriques** : ils déterminent directement une résistance limite du sol. Les pénétromètres se subdivisent en dynamiques (enfoncés dans le terrain par battage) et statiques (vérines dans les terrains à vitesse lente et régulière). Les résultats obtenus sont présentés de trois façons différentes en fonction de la profondeur : nombre de coups, résistance dynamique unitaire et résistance mécanique de pointe.
- ◆ **Essais au scissomètre de chantier** : elles entrent dans la famille des essais en déformation. D'où le fait que ces derniers donnent une courbe continue de chargement du sol, depuis un état réputé au repos jusqu'à une valeur jugée ultime et qui est définie le plus souvent conventionnelle.
- ◆ **Essai au piézocône** : il s'agit d'un excellent outil pour caractériser le sol sous forme d'une première reconnaissance. Les résultats permettent de bien sélectionner les emplacements des sondages pressiométriques et carottés. C'est en mariant tous les résultats qu'on arrive finalement à une coupe géotechnique continue et complète, avec les valeurs caractéristiques des paramètres du sol.



Figure 2.5.2 : Différentes essais du sol sur chantier.

Quant aux essais au laboratoire, on doit en citer deux principaux:

- ◆ **Essai de cisaillement direct** : il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au cisaillement rectiligne d'échantillon sous charge constante. Il permet de tracer le courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement φ et sa cohésion C .
- ◆ **Essai triaxial** : il s'agit d'un essai de compression axiale d'un échantillon soumis à une contrainte latérale constante et cette compression est poussée jusqu'à la rupture. Les mesures des déformations axiales et transversales permettent de définir le module de Young et le coefficient de Poisson. Aussi, on peut déterminer la cohésion C et l'angle de frottement du sol φ .

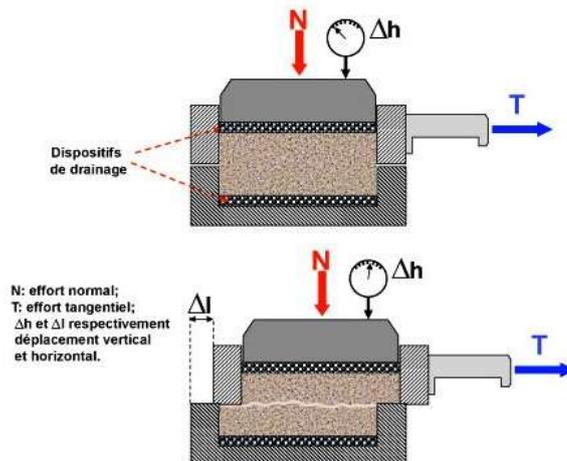


Figure 2.5.3 : Principe de l'essai de cisaillement direct.



Figure 2.5.4 : Essai triaxial des échantillons du sol.

6. Facteurs de risques

Idéalement dans cette phase, l'évaluation préliminaire doit indiquer les mode de ruines probables en cas de séisme, afin d'avoir une idée la plus claire possible sur les vérifications à mener dans l'évaluation de second niveau, si le maître d'ouvrage décide de poursuivre la démarche.

Dans cette partie, on doit présenter une démarche d'analyse de la structure qui permette de détecter assez rapidement les points faibles de l'ouvrage. Il s'agit d'un diagnostic visuel complété par quelques calculs sismiques. D'où le principe est toujours de comparer la résistance de la structure avec le niveau de l'action sismique.

L'analyse proposée est détaillée par type de structure, par exemple, système de contreventement, système porteur...etc., en tenant compte qu'on peut trouver plusieurs systèmes existants dans un même bâtiment. Sans oublier la confiance d'une telle analyse qui se repose sur deux choses : la bonne compréhension du schéma structural du bâtiment, la comptabilité des éléments de structure et leur efficacité a priori.

6.1. Forme générale

A la première vision du bâtiment, on peut donner une indication rapide sur le comportement potentiel du bâtiment sous l'action sismique d'après sa forme générale. De fait, beaucoup de bâtiments existants sont irréguliers au sens des critères normatifs actuels, en particulier ceux qui sont anciens et qui ont été construits sans aucune conception parasismique.

Dans les zones sismiques, les bâtiments doivent présenter une régularité en plan et en élévation pour réduire le risque des efforts sismiques, selon les codes de calcul et les guides de conception des bâtiments parasismiques. Mais dans certain cas, on a besoin d'une forme complexe, pour un but précise (architecturale par exemple), pour cela il est possible de dimensionner un bâtiment de forme irrégulière, sous réserve de tenir compte de la distribution réelle des efforts. Donc il s'agit de fournir les conséquences des irrégularités, qu'on doit expliquer dans la partie suivante, sur le comportement global du bâtiment.

6.2. Irrégularités

Les critères de régularité en plan et en élévation sont définis dans l'EC8 § 4.2. Dans cette section, il existe des divers défauts reliés à la vulnérabilité sismique des bâtiments. Citons l'irrégularité qui est une caractéristique difficile à définir et il faut beaucoup de jugement pour la constater. Alors l'identification correcte de ces défauts revient à la quantité d'expérience technique de l'inspecteur responsable.

6.2.a) En plan - Horizontale :

Pour qu'un bâtiment soit régulier en plan, il doit présenter à chaque niveau une répartition des masses compatible avec la répartition des contreventements. En d'autres termes, le centre de torsion et le centre de gravité de chaque niveau doit être le plus proche possible. Cette dernière idée limite les effets de la torsion et celles sismiques dans les éléments de contreventement. Ce problème de torsion est courant dans les bâtiments de forme irrégulière comme la forme en L, U, T,..etc. Il existe deux autres cas d'irrégularité en plan, le premier pour les bâtiments qui possèdent des longs murs porteurs minces, tandis que le deuxième pour les bâtiments qui sont de très grande surface, supérieur à 10000 m², sans murs intérieurs résistants aux forces sismiques.

Désormais, on peut définir l'excentricité par la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les axes principaux du bâtiment. Lorsqu'un bâtiment présente des excentricités majeures dans le système résistant aux forces latérales, il peut se produire une torsion importante du bâtiment, ce qui augmente les risques de dommages graves ou d'effondrement.

Donc on peut soupçonner une irrégularité en plan lorsque :

- ☒ La répartition des contreventements, de même nature, sera non symétrique ou un ratio de contreventement très différents dans les directions principales.

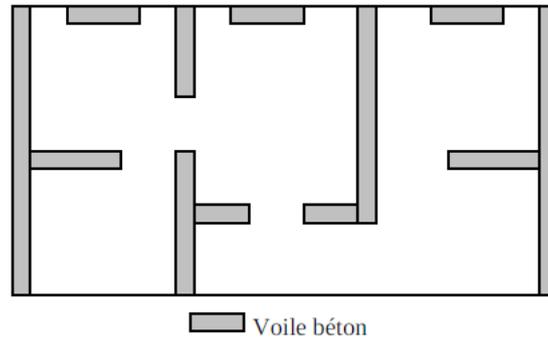


Figure 2.6.1 : Répartition non symétrique des éléments de contreventement.

- ☒ La nature des éléments de contreventement est très différente d'une zone à l'autre, dans le même niveau.

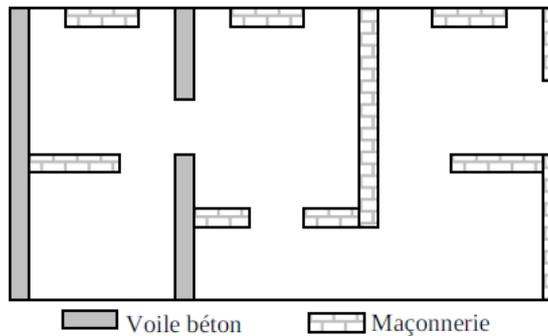
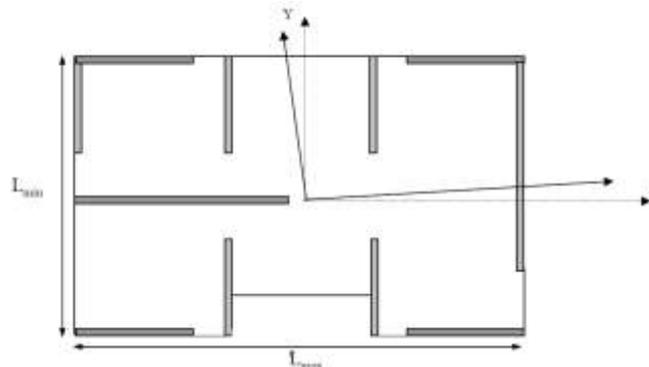


Figure 2.6.2 : Vue en plan avec des éléments de contreventement de natures différentes.

- ☒ La forme des planchers s'éloigne du rectangle, comme la forme en L, T, U... etc. Cette forme s'étend pour des blocs qui ne sont pas séparés par des joints parasismiques.

On doit présenter les critères de régularités en plan (EC8 § 4.2.3.2)

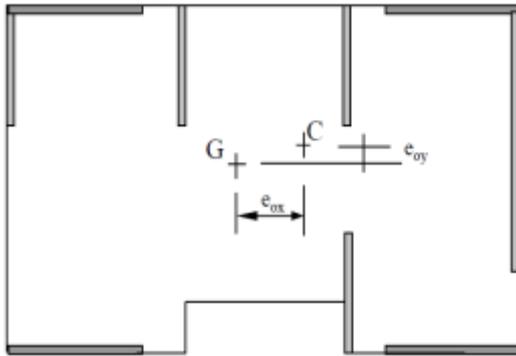
- ✓ La structure doit être approximativement symétrique par rapport aux deux directions horizontales (rigidité et distribution des masses).



- ✓ Le rapport entre la plus grande et la plus petite dimension du bâtiment ne doit pas excéder 4.

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} \leq 4$$

- ✓ Pour chaque niveau et pour chaque direction, l'excentricité structurale doit vérifier les conditions suivantes :



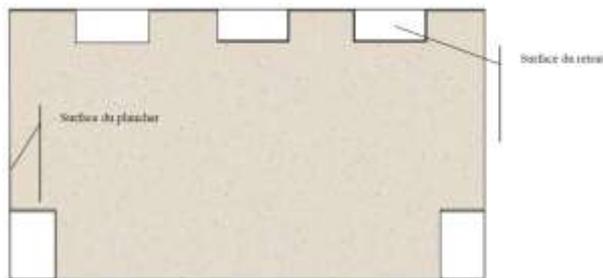
$$e_{0x} = 0,3.r_x \text{ et } r_x \geq l_s$$

e_{0x} : distance entre le centre de rigidité C et le centre de gravité G , mesurée perpendiculairement à la direction considérée.

$$r_x = \sqrt{I_{torsion}/I_{flexion}} : \text{rayon de torsion}$$

l_s : rayon de giration massique du plancher en plan.

- ✓ Le contour en plan doit être le plus polygonal curviligne possible. Donc la surface de retrait ne doit pas dépasser 5% de la surface de chaque plancher.



- ✓ Le raideur du plancher doit être suffisante rigide comparée à la raideur des éléments verticaux, pour que le plancher joue son rôle de diaphragme.

6.2.a) En élévation - Verticale :

En élévation, le bâtiment régulier présente une répartition des raideurs qui ne varie par brutalement et qui est compatible avec la masse des niveaux supérieurs. Cette régularité permet un transfert des efforts correct entre niveaux jusqu'aux fondations, ce qui permet une déformation régulière du bâtiment.

Les plus courantes défauts dans cette pointe:

- ☒ La discontinuité des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

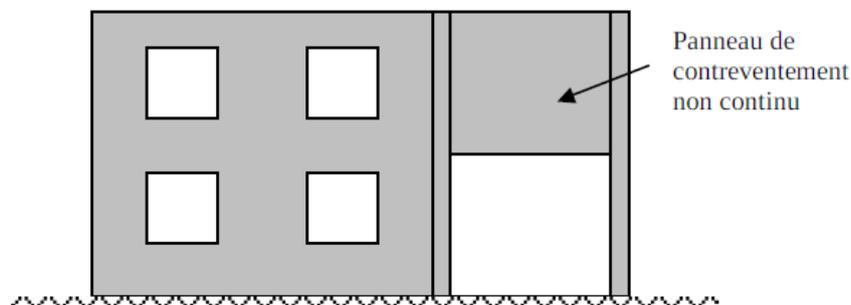


Figure 2.6.3: Absence de continuité du contreventement.

- ☒ La variation brutale des masses entre les niveaux, par exemple : tour de contrôle, poste d'aiguillage, etc.

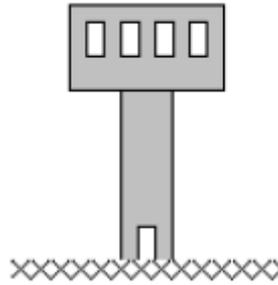


Figure 2.6.4 : Masses concentrées en hauteur.

- ☒ La variation brutale de raideur : transparence (un niveau est plus raide qu'un autre), niveau en encorbellement, retrait d'étage.

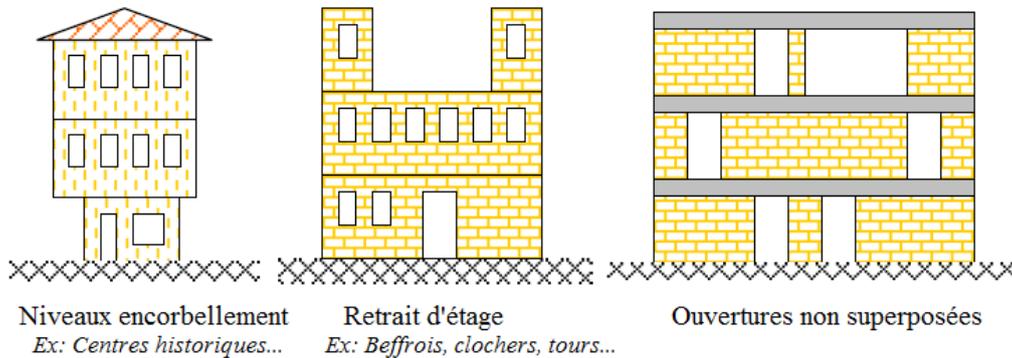
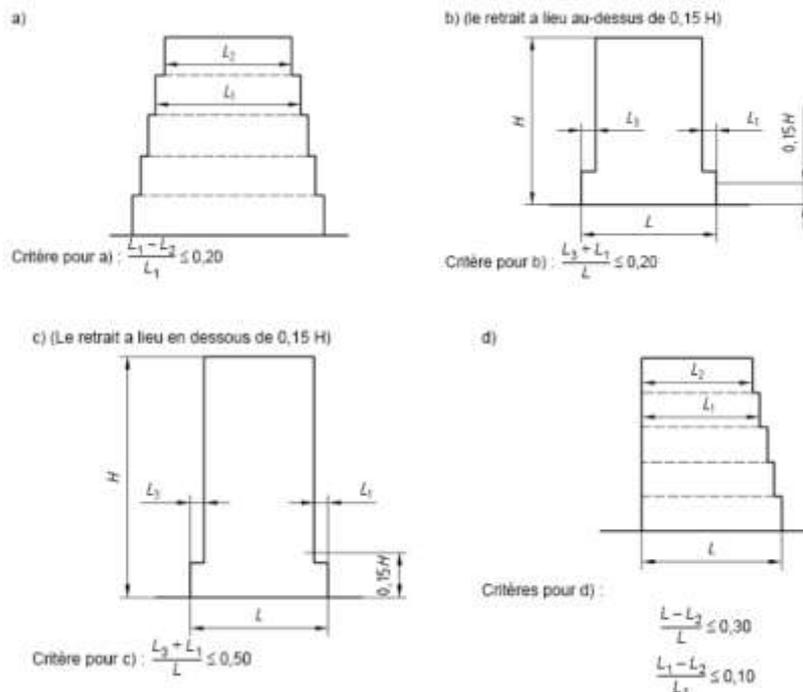


Figure 2.6.5 : Différentes variations de raideur en élévation.

Les critères de régularité en élévation sont données dans l'EC8 § 4.2.3.3.

- ✓ La raideur latérale et la masse de chaque étage doivent demeurer constantes ou peuvent être réduites légèrement entre la base et le sommet.
- ✓ Les retraits en élévation doivent suivre les conditions suivantes:



6.3. Poteaux courtes

Pendant le tremblement de la terre, les efforts horizontaux des planchers se distribuent sur les éléments verticaux de la structure proportionnellement à leur rigidité latérale. Dans quelques zones du bâtiment (escaliers intermédiaires, mezzanines, rampes...etc.), il existe certains poteaux qui sont plus courts que d'autres, ce qui montre qu'ils sont beaucoup plus rigides. Une colonne de béton est considérée comme "courte" lorsque sa hauteur apparente est inférieure à quatre fois sa largeur ($\text{Hauteur} < 4 \times \text{Largeur}$). Donc ces poteaux sont plus sollicités et peuvent être détruits par cisaillement. Pour cela, pour éviter cette action, il faut remplacer ces poteaux par des voiles en béton armé.



Figure 2.6.6 : Destruction des poteaux courts durant un séisme.

6.4. Ouvertures

Après un séisme le processus de ruine du bâtiment commence par les points faibles de la structure. Les ouvertures dans une façade d'où la dislocation peut commencer constituent des points vulnérables en cas de séisme. En effet, on trouve des ouvertures importantes dans des voiles participants au contreventement de la structure, qui modifient le fonctionnement de ces panneaux. Un panneau qui ne présente aucun chaînage risque des efforts de cisaillement avec une apparition précoce des fissures qui partent des angles de l'ouverture. C'est pourquoi la distribution des ouvertures doit être pensée vis-à-vis de la descente de charge sismique.



Figure 2.6.7 : Destruction d'une façade causé par des ouvertures.

6.5. Joints entre blocs

Pour éviter des irrégularités, il est possible de scinder le bâtiment par des joints parasismiques. Les joints sont des dispositifs constructifs qui permettent à un bâtiment de se déformer sous les effets de variations climatiques. Ils sont par ailleurs utilisés dans le domaine parasismique pour éviter l'entrechoquement. A noter que pour évaluer ce risque, il est nécessaire d'analyser les deux blocs en question. Cette analyse n'est pas toujours possible dans le cadre de l'évaluation d'un bâtiment. Pour cela, il convient de signaler une solution quelquefois retenue de liaisonner les deux blocs et d'effectuer une analyse du bâtiment ainsi obtenu.



Figure 2.6.8 : Deux bâtiments entrechoqués en l'absence de joints parasismiques.

7. Collecte d'informations

7.1. Informations sur la construction

La collecte des données, la planification et la réalisation d'une sélection rapide des bâtiments présentant des risques de danger sismique nécessitent plusieurs étapes. Tout d'abord, il faut approuver une méthode générale. Ensuite, il faudra renseigner les personnes concernées sur le but de l'évaluation et sur la manière dont elle devra être exécutée. Enfin, il y aura plusieurs décisions à prendre, qui sont très spécifiques à chaque application d'une méthode précise.

Pour la visite sur site, il est recommandé de constituer une équipe d'au moins deux inspecteurs, mais la collecte d'informations peut être réalisée par une ou plusieurs personnes. Comme il est nécessaire que ces derniers s'échangent et confrontent leurs avis, sans oublier la participation à l'inspection de la personne responsable de l'évaluation de la capacité sismique du bâtiment.

Dans cette phase, on notera que l'effort à produire dépend de l'objectif recherché, c'est-à-dire s'il s'agit d'un diagnostic préliminaire ou bien un calcul de renforcement. Il est parfois plus profitable d'obtenir le maximum de renseignements dès la première phase d'investigation, plutôt que d'être obligé de compléter une information partielle pour la phase de calcul de renforcement.

La connaissance des différents paramètres intervenant dans le calcul de la capacité résistante d'un bâtiment passe nécessairement par une investigation des éléments de structure. Après la partie d'investigation des éléments de structure, nous devons rassembler les informations recherchées sur le bâtiment en utilisant les sources adaptées (plans, relevés, sondages...etc.).

Il existe trois types d'informations à rechercher:

- Plans de masses et d'exécution
- Histoire du bâtiment : date de mise en service, modification de la structure ou de l'usage du bâti, réhabilitation, entretien...etc.
- Rapport du sol

Mais l'importante dans cette partie c'est l'appréciation du niveau de confiance que l'on accorde à l'information que l'on fournit, à cause des multiples sources qui peuvent être utilisées.

7.2. Revue de résultat et une liste de faiblesse

On peut évaluer facilement les faiblesses d'une structure en utilisant le rapport effort/résistance. Ce critère indique si un élément répond ou non aux exigences des dispositions du code du bâtiment. Mais on peut l'utiliser comme un indicateur fiable de l'importance des dangers sismiques.

L'ensemble des éléments étudiés sera représenté dans une liste par ordre décroissant. Par exemple on examine l'élément, qui subit une défaillance sans mettre le bâtiment en danger ou s'il peut être amélioré facilement, en bas sur la liste décroissante des rapports. D'après cette liste, on peut révéler un modèle significatif présenter les faiblesses du bâtiment.

Dans certains cas, nous n'avons pas besoin d'effectuer des calculs pour attaquer les faiblesses précises. Or il existe quelques problèmes sont difficiles à résoudre, mais au moins l'évaluation permettra d'identifier le danger, et d'autres sont faciles à améliorer. Pour cela, les faiblesses doivent donc être énumérées selon une priorité basée sur les risques pour la vie des personnes associés et selon le coût des améliorations requises, y compris l'interruption de l'utilisation du bâtiment.

La liste des faiblesses relevées doit aider le propriétaire à déterminer les mesures à prendre pour l'amélioration parasismique du bâtiment. Dans le rapport final, il arrive souvent que le propriétaire demande à l'ingénieur d'ajouter une évaluation des améliorations requises. Néanmoins l'évaluateur doit donner des conseils sur les types

d'améliorations requis pour corriger les faiblesses. De plus l'évaluateur doit prendre en considération les risques pour la sécurité et la vie associés à chaque faiblesse.

7.3. Rapport final

L'évaluation finale du bâtiment est basée sur les résultats qualitatifs et quantitatifs des travaux d'évaluation et sur la liste des faiblesses. Il est fortement recommandé à l'ingénieur de bien méditer sur chaque problème, d'éviter de pénaliser le bâtiment, qui doit se représenter dans sa globalité au cours de séisme. En même temps, le bâtiment doit être conscient des risques de défaillance fragile et de gauchissement, de l'influence atténuante d'une bonne qualité d'exécution, d'une intégrité structurale et des forces.

Finalement, on peut déduire, le contenu d'un rapport final de l'évaluation sismique tel que:

- a- Une description du bâtiment.
- b- L'ensemble des énoncés et un résumé des analyse effectuées.
- c- Une liste de faiblesses à corriger.
- d- Des commentaires sur l'importance relative des faiblesses.

8. Les méthodes d'analyse

Une évaluation du niveau des sollicitations sismiques à reprendre par la structure peut être obtenue par des calculs simples qui complètent utilement le diagnostic visuel. Pour estimer le niveau de sollicitation, il faut obtenir de valeurs de référence. Par ailleurs, cette évaluation peut permettre dans certains cas de faire une première évaluation de la capacité résistance du bâtiment avant renforcement. En fonction de ce niveau, on pourra décider de poursuivre ou non l'investigation par des calculs plus précis.

Le niveau de l'action sismique est supposé fixé en fonction du niveau de sécurité qu'on cherche à atteindre. Le spectre de dimensionnement est retenu soit en fonction de la nature du sol et de la zone de sismicité soit par référence à un spectre local éventuellement disponible.

La partie 3 de l'EC8 propose plusieurs méthodes de calculs s'agissant selon les cas d'utiliser, parmi lesquelles:

1. La méthode des forces latérales,
2. La méthode du coefficient de comportement à partir d'une analyse modale,
3. La méthode de calcul en déplacement de type analyse en poussée progressive.

Les deux premières qui forment des méthodes linéaires ont l'avantage d'être proches de celles utilisées pour le dimensionnement des ouvrages neufs. On trouve une difficulté majeure dans leur utilisation car les structures existantes ne sont pas toujours vérifiées en régularité et en disposition constructives parasismiques.

La méthode de Pushover (l'analyse en poussée progressive) permet de mieux évaluer les modes de ruine de la structure et les caractéristiques de matériaux. Elle consiste à étudier les comportements non-linéaires en phase post-élastique. Elle est bien adaptée aux structures de type portique et son application nécessite de fortes capacités de simulation numérique.

Enfin, quelque soit la méthode de calcul utilisée, l'analyse doit être complétée par des vérifications de la capacité des éléments à suivre les déformations imposées par l'analyse.

8.1. Méthodes des forces latérales

Dans les bâtiments existants, et d'autant plus s'ils n'ont pas fait l'objet d'une conception parasismique, la satisfaction des critères de régularité fait défaut. Mais la méthode des forces latérales peut être utilisée même si le bâtiment ne respecte pas tous ces critères.

Cette méthode considère que le mode fondamental dans chaque direction principale reprend la quasi-totalité des masses du bâtiment et que dans ce cas il n'y a pas lieu de faire en calcul modal complet. Or deux types de bâtiment peuvent être calculés par la méthode des forces latérales:

- ♣ Les bâtiments qui répondent aux critères de régularité en plan et en élévation.
- ♣ Les bâtiments répondant au seul critère de régularité en élévation, mais sous réserve que leurs hauteurs n'excèdent pas 10 m, et les éléments de façade et des cloisons soient bien répartis et rigides.

Cette méthode simplifiée ne pourrait pas être utilisée si la période du mode fondamentale T_1 dans chaque direction principale était supérieure au minimum de $(4.T_c; 2,0s)$.

Donc on doit avoir cette condition pour utiliser la méthode simplifiée, telle que:

$$T_1 \leq \min (4.T_c; 2,0 s)$$

$$\begin{cases} T_1 : \text{Mode fondamental défini dans l'EC8 § 4.3.3.2.2} \\ T_c : \text{Valeur du spectre défini dans l'EC8 § 3.2.2.2} \end{cases}$$

8.2. Analyse modale

Les analyses préliminaires montrent que le renforcement de la structure est envisageable ou dans le cadre d'une analyse détaillée ayant pour but, soit de justifier la résistance du bâtiment en l'état, soit de déterminer le besoin réel de renforcement, en s'appuyant sur une contribution non négligeable de la structure existant.

Au stade de l'analyse détaillée, il convient de tenir en compte des points faibles du bâtiment (qui a un effet direct sur la structure) détectés à la phase précédente, en examinant leur impact sur le comportement attendu de la structure. Par ailleurs, la

précision de calcul dépend de la pertinence des hypothèses faites sur la torsion, la rigidité des éléments et le mode de ruine probable.

Ce type d'analyse doit être appliqué aux bâtiments qui ne satisfont pas aux conditions de la méthode d'analyse par force latérale. D'après la partie 4.3.3.3 de l'EC8, si une des deux conditions suivantes est satisfaite, on peut utiliser cette méthode d'analyse:

- ♣ La masse d'un mode est supérieure ou égale à 5% de la masse totale.
- ♣ La somme des masses modale est inférieure ou égale à 90% de la masse totale.

Dans le cas d'un calcul en 3D, si aucune des deux conditions déjà citées ne peut être vérifiée, on considère:

$$K \geq 3\sqrt{n} \quad \text{et} \quad T_k \geq 0,2s$$

- K : Nombre de modes à calculer.
- n : Nombre d'étage
- T_k : Période de vibration au mode $K^{\text{ième}}$ mode.

8.3. Méthodes de Pushover

La méthode d'analyse statique non linéaire Pushover est une méthode approximative selon laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible. Elle consiste en une série d'analyses élastiques, superposées pour approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base- déplacement au sommet.

La première étape est d'appliquer la force gravitaire et latérale qui découle d'une loi de comportement du type bilinéaire ou tri-linéaire, la charge latérale est augmentée d'une manière itérative jusqu'à atteindre une première plastification d'un élément (apparition de rotule plastique). En prenant en compte le nouvel état d'équilibre dû à la diminution de la raideur, le processus continue jusqu'à avoir un déplacement limite au sommet de la structure ou jusqu'à une instabilité. D'une autre manière, on peut dire que le déplacement du sommet est représenté en fonction de la force sismique, effort tranchant à la base.

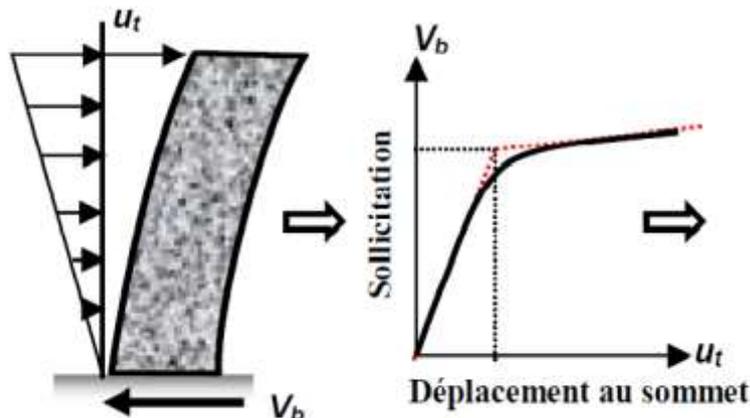


Figure 2.8.1 : Signification physique de la courbe Pushover.

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

9. Les effets essentiels

9.1. Efforts tranchant à la base

Le dimensionnement des éléments de contreventement nécessite de calculer l'effort tranchant à la base de la structure. Or selon l'EC8 § 4.3.3.2.2 (1), cet effort est égale à:

$$F_b = S_d(T).m.\lambda$$

$$\begin{cases} S_d(T) : \text{Valeur du spectre de calcul pour la période } T_1, \text{ défini dans l'EC8 § 3.2.2.} \\ m : \text{Masse total du bâtiment} \\ \lambda : \text{Coefficient de correction} = \begin{cases} 0,85 \text{ si } T_1 \leq 2T_c \text{ et le bâtiment a plus de 2 étages} \\ 1,0 \text{ autres cas} \end{cases} \end{cases}$$

9.2. Effets de torsion

Dans le cas où aucune méthode précise n'est utilisée pour prendre en compte les effets de la torsion, les forces statiques horizontales doivent être majorées d'un coefficient tel que:

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e}$$

$$\begin{cases} x : \text{Distance de l'élément considéré au centre de masse du bâtiment.} \\ L_e : \text{Distance entre les deux éléments de contreventement extrêmes.} \end{cases}$$

Ces deux valeurs sont mesurés perpendiculairement à la direction du séisme considéré.

9.3. Combinaisons des directions de séisme

L'EC8 § 4.3.3.5 propose deux méthodes de combinaisons, en considérant que l'action sismique agit simultanément selon toutes les composantes du séisme X, Y et Z (vertical).

- i. La racine carrée de la somme des carrés

$$S = \pm \sqrt{S_X^2 + S_Y^2 + S_Z^2}$$

- ii. La combinaison de séisme

$$S = \pm S_X \pm 0,3.S_Y \pm 0,3.S_Z$$

$$S = \pm 0,3.S_X \pm S_Y \pm 0,3.S_Z$$

$$S = \pm 0,3.S_X \pm 0,3.S_Y \pm S_Z$$

Expressions dans lesquelles S_X , S_Y et S_Z désignent les déformations ou sollicitations dues à chacune des composantes horizontales et verticales respectivement et S l'action résultante.

Chapitre 3 : Solutions de renforcement

1. Stratégies

Le confortement d'un bâtiment face aux actions dynamiques des tremblements de terre présente certaines particularités par rapport aux méthodes appliquées lors des travaux usuels de renforcement pour des charges statiques. Il faut prendre en compte trois propriétés importantes dans une intervention parasismique : la rigidité, la résistance ultime et la capacité de déformation. On ne doit pas trop axer les mesures de confortement sur une seule propriété sans tenir compte des répercussions négatives sur les autres. En outre, il ne faut pas oublier l'affectation future du bâtiment telle que, dans certains cas, les nouveaux éléments structuraux nécessaires peuvent améliorer l'utilisation de celui-ci. De plus, la liaison entre les nouveaux et les anciens éléments de construction ainsi que la transmission des efforts dans le sous-sol via les fondations sont également des aspects importants à considérer.

La stratégie consiste à trouver, parmi une gamme de solutions possibles, le renforcement optimal qui tient compte du coût, de la durée des travaux, de la gêne apportée aux occupants.

Un choix peut être fait entre deux méthodes :

- soit de renforcer la structure existante, souvent par l'intérieur du bâtiment.
- soit concevoir une nouvelle structure, souvent à l'extérieur du bâtiment et qui résiste seule à l'action totale du séisme provenant de sa masse et la masse du bâtiment ancien.

Les différentes stratégies de confortement parasismique exposées dans la partie suivante de ce chapitre se limitent pour des raisons de simplicité à la modification d'une seule propriété de la structure porteuse. Mais en pratique, la solution retenue combine plusieurs stratégies.

1.1. Les choix recommandés

1.1.a) Améliorer la régularité du bâtiment :

Tout confortement parasismique doit viser à mieux répartir les importantes propriétés, en plan comme en élévation. Dans certains cas, ils existent des bâtiments qui sont vulnérables à cause de ses formes ou de la répartition des contreventements. D'ailleurs, c'est le cas des bâtiments comportant des étages transparents ou présentant une excentricité des masses excessive. Avant d'envisager un renforcement local, il faut essayer de réduire cette vulnérabilité d'ensemble.

En revanche, une meilleure répartition du contreventement réduit la torsion ou répartit les efforts en diminuant ainsi le taux de sollicitation des éléments de la structure et, par la suite, la nécessité de les renforcer. Il faut garder à l'esprit qu'il s'agit de travaux qui peuvent être lourds et qui entraînent un nouveau cheminement des efforts. Alors il

est nécessaire de recalculer la structure dans son ensemble afin de vérifier que ces modifications n'entraînent pas de nouveaux désordres.

1.1.b) Limitation des masses :

Pour réduire les sollicitations dynamiques sismiques, il faut diminuer la masse du bâtiment. Techniquement, ce résultat peut être obtenu en ôtant des combles ou des étages. Mais les restrictions en matière d'utilisation que cela implique sont généralement inacceptables. En effet, si on parvient à réduire la masse du bâtiment, il se peut que le renforcement ne se justifie plus ou qu'il soit pour le moins allégé. Or la plupart des masses d'un bâtiment vient généralement des planchers, et plus précisément des charges d'exploitation. Pour cela en diminuant cette dernière charge, on peut réduire la masse. Il est parfois envisageable de diminuer la masse des toitures ou terrasses, et de plus d'alléger la structure par suppression des cloisons lourdes, des planchers non structuraux, des réservoirs d'eau en haut du bâtiment, les piscines, etc. Donc on doit veiller à privilégier les solutions légères qui limitent l'ampleur du renforcement en limitant les surcharges.

Cette méthode peut être très intéressante, dans le cas où la période propre du bâtiment est proche de celle du sol ce qui peut aboutir à la résonance. Dans ce cas, il faut modifier la période du bâtiment, afin de l'éloigner le plus possible de la période dominante du sol.

1.1.c) Augmenter la résistance globale :

Le but de cette stratégie est d'atteindre un niveau sismique plus important. On y parvient en renforçant ou en ajoutant des éléments de contreventement, d'où la raideur globale du bâtiment sera augmentée. Cette modification est généralement combinée avec la première stratégie. En conséquence, la modification du système de contreventement entraîne une redistribution des efforts et nécessite un nouveau calcul de la structure, dans son état modifié.

1.1.d) Rendre le bâtiment non fragile :

La fragilité est un état où l'élément ou bien la structure provoque une rupture soudaine avec une faible dissipation d'énergie. Certains matériaux ont un domaine plastique important (aciers), et d'autres ont un domaine plastique limité (béton non armé). Alors la ductilité est la capacité de déformation plastique au-delà de la limite d'écoulement ou limite de capacité de déformation élastique. Donc la fragilité est cause de ruine prématurée et elle empêche toute évacuation du bâtiment dans de bonnes conditions, pour cela l'augmentation de la ductilité du bâtiment est une priorité.

On peut améliorer la ductilité en flexion de certains éléments sans pour autant augmenter leur résistance. Par exemple, en confiant un élément en béton armé avec un matériau à haute limite élastique, on lui permet de résister à des déplacements très

supérieurs à ce qu'il pourrait supporter seul. Ce type de renforcement local est surtout employé pour renforcer des poutres, des poteaux ou des murs. On cherche par là à renforcer les zones où se forment les rotules plastiques.

1.1.e) Changer d'affectation :

En déclassant un bâtiment dans une classe d'ouvrages inférieure, le facteur de conformité souhaité peut être atteint par des mesures constructives. La réduction du facteur d'importance lié à la classe d'ouvrage permet ainsi une réduction des forces sismiques à prendre en compte pour la vérification de l'ouvrage et contribue ainsi à augmenter le facteur de conformité.

On peut diviser tous ces stratégies en deux parties. Les trois premières entrent dans l'amélioration du comportement d'ensemble. Cette partie est reliée à la modification des masses portées par la structure et des rigidités des éléments structuraux, de même il peut être envisagé à la répartition des éléments de contreventement pour contrecarrer la sensibilité de l'ensemble à la torsion d'axe vertical. Tandis que les autres stratégies améliorent la capacité de la structure à résister au séisme, soit par augmentation de la résistance, soit par amélioration de la ductilité en permettant de plus larges déformations, soit les deux.

1.1.f) Isolation parasismique :

L'EN 1998-3 § 5.1.3 annonce qu'un des types d'intervention sur la structure est : *"la mise en place de dispositifs de protection passive par l'intermédiaire d'un contreventement dissipatif ou d'une isolation à la base"*.

Cette technique consiste à isoler le bâtiment du sol sur lequel il repose en ajoutant des éléments amortisseurs, souples horizontalement et à haut, agissant comme des filtres d'accélération, car dans la plupart des cas, il n'est pas possible de contrôler l'accélération transmise par le sol au bâtiment. Elle a l'avantage d'assurer la fonctionnalité de l'ouvrage. Vu son coût et les performances techniques pointues qu'elle requiert, cette technique est réservée à des cas très exceptionnels (par exemple des bâtiments situés dans des zones de forte sismicité).

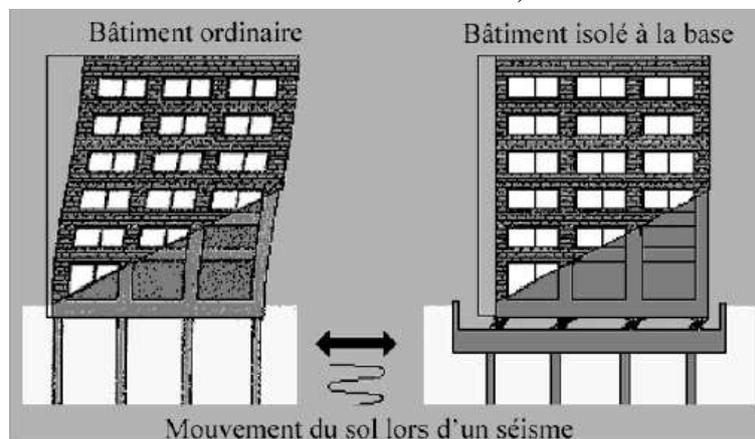


Figure 3.1.1 : Mouvement d'un bâtiment ordinaire et un autre isolé lors d'un séisme.

Il s'agit de placer des appareils d'appuis entre les fondations et la superstructure, ou entre la dernière et le rez-de-chaussée, ou bien entre le rez-de-chaussée et le premier étage. Sans oublier qu'il existe plusieurs types des appareil d'appuis: appuis glissants, appuis à élastomère fretté, appuis à roulement, etc. Pour la mise en œuvre, elle est réservée à des entreprises spécialisées à cause des sa difficulté. Tout d'abord, il faut préparer la structure en la renforçant, puis les étapes se poursuivent comme suit: (1) mise en place des vérins, (2)découpage des fondations, (3) le vérinage du bâtiment, (4)mise en place des isolateurs, (5) retrait des vérins et le réaménagement des accès.

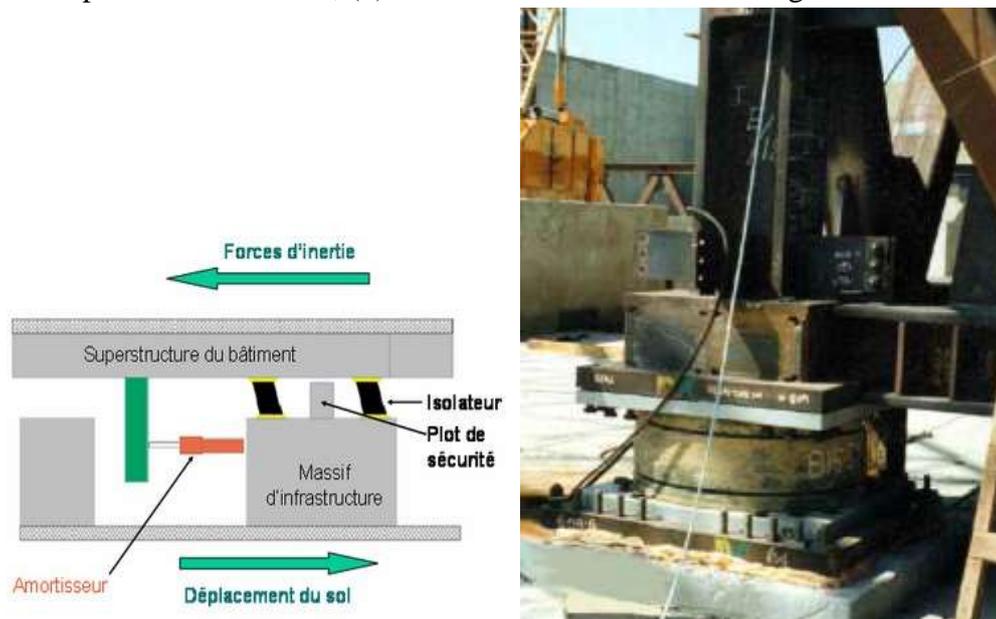


Figure 3.1.2 : Schéma et photo d'une isolateur parasismique.

Le but de cette méthode de renforcement est de protéger la vie humaine et le bâtiment avec tous ces éléments. Alors, la structure reste opérationnelle directement après un séisme.

Ce type de confortement possède quelques avantages sont:

- Le niveau de performance est énorme, les ouvrages restent intacts et aucun dégât n'est observé.
- La dégradation progressive de la construction est évitée à cause de son comportement élastique grâce à la réduction des charges sismiques.
- Le comportement de la structure dépendra de la rigidité des appuis et non pas de celle de l'ouvrage. Donc les formes irrégulières des bâtiments seront possibles, tant que les appuis restent sains aussi.

Une des inconvénients est que tous les éléments traversant le niveau des appuis doivent être conçus de façon à suivre les déplacements relatifs de la structure. En outre, les joints doivent être de dimensions importantes pour permettre un déplacement sans écrasement.

2. Considérations générales

L'élaboration d'une stratégie de renforcement, d'après les différentes possibilités citées ci-dessus, permet de définir l'action à entreprendre. Le maître d'ouvrage choisit une stratégie représentée par un chemin, et qui est lié au contexte dans lequel il entreprend un tel renforcement. Or pour une stratégie complète, toutes les actions du chemin doivent se cumuler. Alors le niveau de renforcement demandé détermine la suffisance, et on peut expliquer ce terme par "donnant un niveau de sécurité satisfaisant", car il faut préciser par rapport à quels critères ce niveau est satisfaisant: séisme réglementaire, budget, délai, objectifs, etc.

En outre, il ne faudrait pas voir l'élaboration d'une stratégie comme un processus linéaire. Les actions proposées ne sont pas des étapes successives, mais un recensement des types de renforcement à envisager. Par exemple, un renforcement anti-fragilité et amélioration de la régularité sera complété par un autre de la résistance et/ou de la ductilité, c'est-à-dire que la stratégie de premier niveau complète le cas échéant par des dispositions de second niveau. Donc il faut prendre des mesures visant tous les objectifs à la fois, du premier et du deuxième niveau.

Les stratégies de renforcement ne peuvent pas être classées par ordre de coût ni de difficulté. En effet, une mesure supplémentaire peut réduire le coût des mesures précédentes, ce qui est avantageux dans l'optique d'une obligation de résultat. La *figure 3.2.1* illustre les différentes stratégies envisageables.

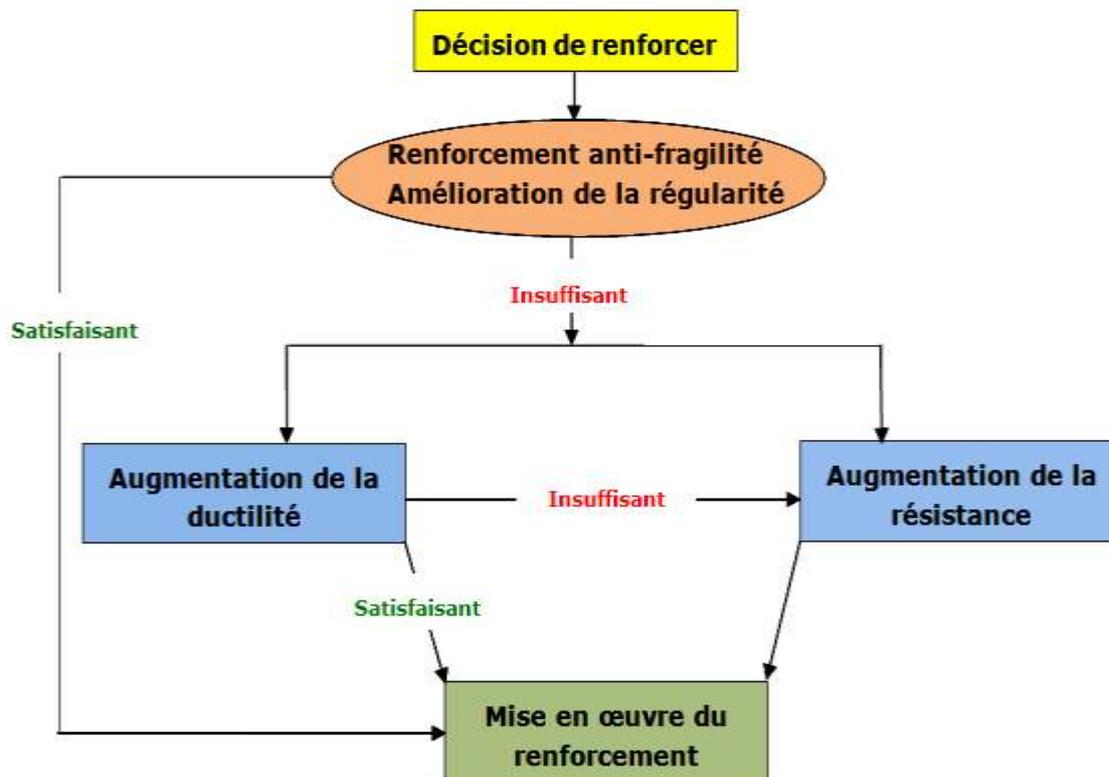


Figure 3.2.1 : Choix d'une stratégie de renforcement.

2.1. Adaptation au bâtiment

Afin de réduire le risque de désordres locaux, le décideur sera guidé dans le choix de techniques particulières en fonction de:

- a- **La contrainte architecturale** : certains renforcement sont visibles de l'extérieur (structures métalliques extérieur, ajout de panneau de contreventement,...), pour cela un traitement architectural astucieux peut les rendre acceptables. Tandis qu'à l'intérieur, les renforcements sont souvent plus discrets mais entraînent une mise en œuvre qui peut être délicate.
- b- **Les contraintes d'exploitation** : elles sont incontournables et dépendent de l'utilisation du bâti renforcé. Par exemple, si la masse participante en cas de séisme a été réduite, un cahier des charges strict doit être respecté pour éviter le risque de surcharge.
- c- **La favorisation d'un comportement homogène de la structure** : cette pointe est basée sur deux principes, la première consiste à éviter un renforcement dont les conséquences nuiraient au comportement d'ensemble de la structure, tandis que la deuxième favorise un système constructif homogène permettant une bonne redistribution des efforts.

2.2. Choix d'une solution

Avant de choisir la solution optimale de renforcement, il faut que l'étude préliminaire prenne en compte les données et envisager toutes les solutions avec leurs avantages et inconvénients. Cette étude est montrée par les points ci-dessous:

- 1) **Aspect technique** : l'état de la structure existante, sa conception et l'état de ces éléments jouent un rôle important dans le choix de la méthode à adopter.
- 2) **Disponibilité** : ils existent des cas où la modification des niveaux de l'intrados et/ou l'extrados de la structure est impossible. Donc les différentes méthodes peuvent ne pas être disponibles dans les régions des structures à renforcer.
- 3) **Délais des travaux** : la fonctionnalité de la structure peut limiter les délais des travaux à réaliser, et par la suite affecter la méthode choisie.
- 4) **Importance du bâtiment** : elle est en relation directe avec le niveau de performance et par suite les techniques de renfort.
- 5) **Aspect économique** : l'évaluation du coût et des bénéfices d'un renforcement de la structure doit être évalué, avant prise de décision.

De plus, on doit montrer dans le schéma suivante les méthodes les plus courantes pour le confortement parasismique, et qui sont divisées en deux plans: global et local.

Stratégie de confortement parasismique pour les structures en béton armé	
Global	Local
Création de voiles de contreventement	Renforcement des poutres
Remplissage d'un portique en maçonnerie ou en béton	Renforcement des poteaux
Ajout de croix de contreventement métallique	Renforcement des voiles
Contreforts extérieurs	Renforcement des joints poutres-poteaux
Solidarisation des éléments de structure par ajout de précontrainte extérieure	Renforcement des fondations
Réduction de masse	
Diminution des irrégularités	
Système d'isolateurs	

Tableau 3.2.1 : Les stratégies de confortement parasismique.

3. Méthodes de renforcement

Les différentes techniques de renforcement sont données dans la présente partie. On y trouve des indications sur: la mise en œuvre, les précautions, la difficulté de réalisation et l'impact de ses interventions sur le bâtiment. Mais les évaluations de leurs performances restent néanmoins qualitatives car des données précises sur le coût et la performance des différentes techniques nécessitent une connaissance détaillée d'un projet donné.

3.1. Chemisage en béton

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. Il s'agit d'un renforcement avec des armatures, il faudra mettre cette armature en place et réaliser le bétonnage par coulage ou pompage. Le béton à couler doit avoir du granulats de dimensions inférieures à 20 mm pour passer dans les espaces de la chemise. Mais la première démarche est très importante, elle consiste à préparer bien le support, tel que il faut décaisser dans le béton pour améliorer la transmission des efforts, puis il faut traiter les surfaces avec une peinture primaire de résine époxy.

Il existe des cas où il n'est pas possible de faire un chemisage complet des éléments, donc on doit recourir à d'autres procédés: renforcement par plaques métalliques ou bien l'épaississement de l'élément en béton sur deux faces opposées.

Pour réaliser cette méthode complètement, il faut suivre 5 étapes:

- 1- Nettoyage et sablage le support initial de béton de l'élément à chemiser.
- 2- Ancrage et scellement de chevilles pour fixation d'armatures additionnelles.
- 3- Fixation des armatures additionnelles sur les tiges d'ancrage.
- 4- Etalage d'une couche de résine sur la surface de béton primitif.
- 5- Coulage de l'enveloppe en béton riche et fluide.

3.1.a) Adhérence ente les deux bétons

Dans ce type de renforcement, l'adhérence est une notion importante car elle représente la résistance au cisaillement, en l'absence de compression normal sur cette interface et d'une armature de couture qui la traverserait. La valeur maximale de cette adhérence, qui est due à une liaison chimique entre le béton existant et le nouveau béton, est atteinte pour des valeurs de glissement d'environ 0.01 à 0.02 mm et est maintenue pratiquement constante jusqu'à des valeurs de glissement de l'ordre de 0.05mm.

3.1.b) Renforts des poteaux

L'estimation de l'effort normal que peut supporter un poteau existant est donnée par:

$$N_{Rd,th} = 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_c : \text{Aire de la section de béton} \\ A_s : \text{Aire totale des armatures longitudinales} \\ f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c : \text{Contrainte de compression du béton} \\ \quad \rightarrow \gamma_c : \text{Coefficient de sécurité affectant la résistance de calcul du béton} \\ \sigma_s = f_{yl} / \gamma_s : \text{Valeur de la contrainte dans une armature métallique} \\ \quad \rightarrow \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité affectant la résistance de calcul des aciers.} \end{array} \right.$$

Mais il faut prendre en compte la dégradation des matériaux et des défauts d'exécution. Pour cela, il est nécessaire de diminuer les forces résistantes de la section. Cette réduction se fait par la multiplication des résistances par un facteur selon les normes utilisées et l'estimation de l'ingénieur.

La différence de charge doit être prise par la chemise en béton formée d'une section de béton et d'une section d'armature ayant une résistance:

$$N'_{Rd,th} = A'_c \cdot f_{cd} + A'_s \cdot \sigma_s$$

3.1.c) Renforts des poutres

Dans les poutres ils existent des armatures de traction et de compression dans une même section. On note σ_s la contrainte des armatures tendues, et σ_{sc} la contrainte des armatures comprimées.

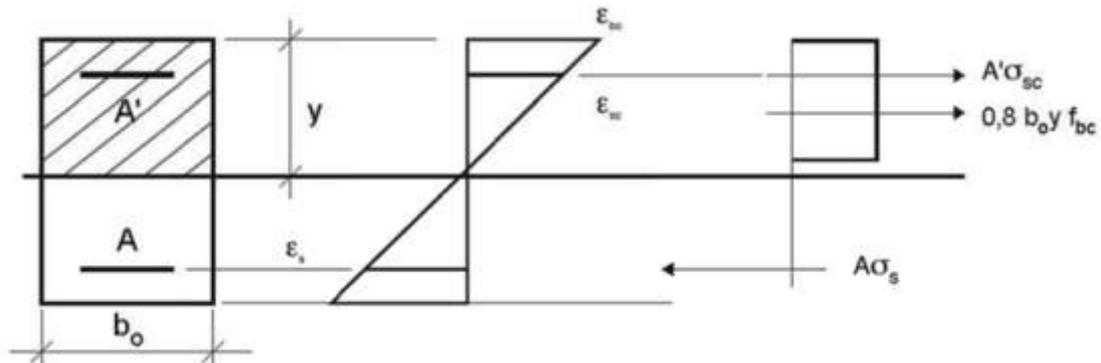


Figure 3.3.1 : Diagramme De contrainte en ELU d'une section poutre.

D'après l'équilibre des forces, où la somme des forces est égale à zéro, on a:

$$0,8 \cdot b_b \cdot y \cdot f_{cd} + A' \cdot \sigma_{sc} - A \cdot \sigma_s = 0$$

Et le moment résistant sera calculée par la formule suivante:

$$M_{Ed} = 0,8 \cdot b_b \cdot y \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4y) + A' \cdot \sigma_{sc} \cdot (d - c')$$

Après le chemisage, la nouvelle section de béton et la section d'armatures ajoutée nous donne une partie additionnelle du moment telle que: $M_u = A_s \cdot Z_b \cdot \sigma_s$

Z_b : Bras de levier de la résultante du béton comprimé de la nouvelle section par rapport aux nouveaux aciers tendus.

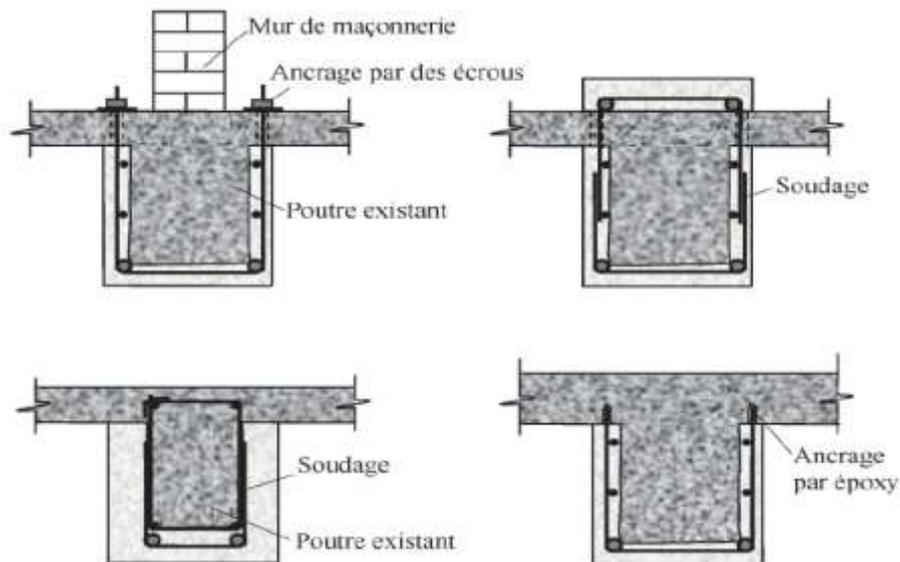


Figure 3.3.2 : Schéma des chemisages d'une poutre en béton armé.

Pour augmenter la résistance au cisaillement et maintenir les aciers en place de coulage, on ajoute des étriers supplémentaires distribués le long de la poutre et ancrés par des trous percés dans la dalle ou poutre existante.

Pour le béton utilisé dans le chemisage d'une poutre, il faut que sa classe de résistance soit supérieur à la classe du béton existant. De plus, l'épaisseur des couches à ajouter doit être au minimum de 4 cm dans le cas du béton projeté et de 8 cm dans le cas du béton coulé dans des coffrages.

3.1.d) Renforts des dalles

- **Par agrandissement de section**

Une façon de renforcer la capacité de résistance à la flexion des dalles est simplement d'ajouter des couches de béton armé. L'interaction entre l'ancien et le nouveau béton est un facteur majeur pour la réussite du renfort. Toutefois, étant donné que l'effort du cisaillement entre les couches est relativement faible pour les dalles, il est possible d'ignorer les ancrages et tout simplement préparer la surface avec précaution pour permettre le transfert de la force de cisaillement et atteindre l'interaction entre le nouveau et le vieux béton.

Le renforcement sur le côté de compression est plus simple que le renforcement sur le côté de traction puisque les armatures horizontales ne sont pas nécessaires. La zone comprimée est facilement accessible, puisque le plus souvent la partie supérieure de la dalle est en compression. De plus, l'ajout d'une couche de béton au-dessus de la dalle ne nécessite pas de coffrage important. Lorsque le renforcement est effectué sur le côté de compression, il faut vérifier si les armatures de traction sont conçues pour résister à l'état limite ultime, en prenant compte de l'augmentation de la capacité qui peut être dérivée de l'augmentation du bras de levier qui suit l'élargissement de la section. Par contre, l'augmentation de l'épaisseur conduit également à une augmentation du poids propre.

La capacité sur le côté de traction peut être augmentée par l'ajout de nouvelles barres d'armatures. Les barres sont attachées à la dalle et placées au moins 10 mm de la surface. Pour le transfert des charges et la protection des aciers, les barres doivent être intégrées dans une couche de béton. Il peut être difficile d'effectuer un coffrage sur la face inférieure de la dalle. La procédure commune est la sablage du béton et ensuite utiliser le béton projeté.

- **Par remplissage des corps creux**

Les dalles à corps creux sont assez courantes dans les bâtiments existants au Liban, ce qui donne la possibilité de renforcer les dalles sans augmenter l'épaisseur. Les coupes peuvent être faites par la face supérieure de la dalle de sorte que le renforcement et le béton puissent être insérés dans les vides.

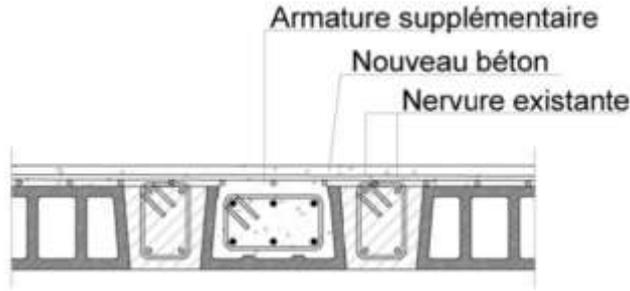


Figure 3.3.3 : Schéma d'une dalle renforcée par remplissage des corps creux.

Elle améliore la capacité résistante au moment fléchissant et au cisaillement. Par contre, le renforcement supplémentaire obtient un bras de levier court, ce qui peut être un désavantage pour le renfort à la flexion. La capacité de renforcer la résistance au cisaillement de cette façon peut être assez convenant, car la capacité de ce type de dalles est le plus souvent limitée par défaillance en cisaillement des âmes.

3.1.e) Scellement des chevilles

Les scellements des chevilles sont habituellement utilisés pour résoudre les problèmes de connexion entre le béton existant et le nouveau béton coulé. Elles sont réalisées à l'aide de mortier à base de liants hydrauliques ou de résines.

Le diamètre d'un trou de scellement φ_2 doit respecter la formule suivante:

$$\begin{cases} \varphi_2 \geq d_s + 15 \text{ à } 35 \text{ mm (liants hydrauliques)} \\ \varphi_2 \geq d_s + 2 \text{ à } 10 \text{ mm (résines)} \end{cases}$$

Les espacements entre les trous doivent être arrangés de façon à éviter l'éclatement du béton, soit:

$$a = 4. d_s \geq 40 \text{ mm}$$

La longueur d'ancrage h_{ef} des chevilles à scellement varie entre deux valeurs, soit:

$$8. d_s \leq h_{ef} \leq 12. d_s$$

avec; $\begin{cases} a : \text{Espacement minimale} \\ d_s : \text{Diamètre de la barre de scellement.} \end{cases}$

La figure suivante nous montre les étapes nécessaires pour réaliser un bon scellement des chevilles.

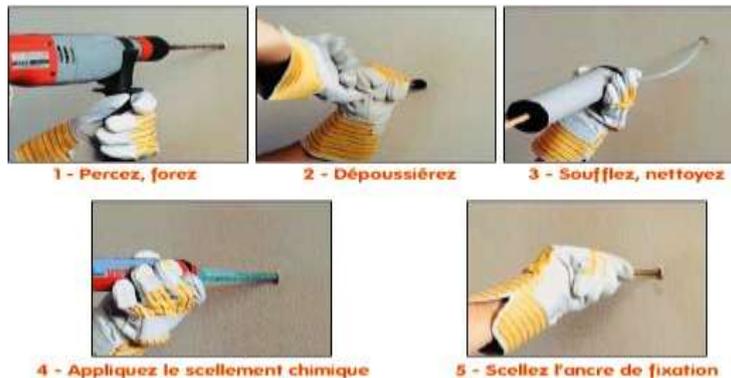


Figure 3.3.4 : Les étapes de la réalisation d'un scellement.

3.1.f) Avantages et inconvénients

A noter que le renforcement d'un élément par chemisage influe directement sur la masse de la structure, comparativement aux autres moyens de renforcements, que se caractérisent par leur légèreté relative.

Avantages	Inconvénient
<ul style="list-style-type: none"> • Technique peu coûteuse du fait des matériaux utilisés. • Main d'œuvre peu qualifiée. 	<ul style="list-style-type: none"> • Augmentation considérable des sections donc du poids de la structure. • Les éléments sont plus encombrants et moins esthétiques. • Nécessité de mettre hors service l'ouvrage à renforcer pendant la durée des travaux qui est généralement longue. • Transport des matériaux. • Nécessité de coffrages. • Mise en œuvre souvent difficile.

Tableau 3.3.1 : Avantages et Inconvénients de la technique de chemisage en béton.

L'inconvénient le plus important de cette méthode est l'augmentation de la descente de charges de la structure de manière présentée dans l'organigramme suivant:

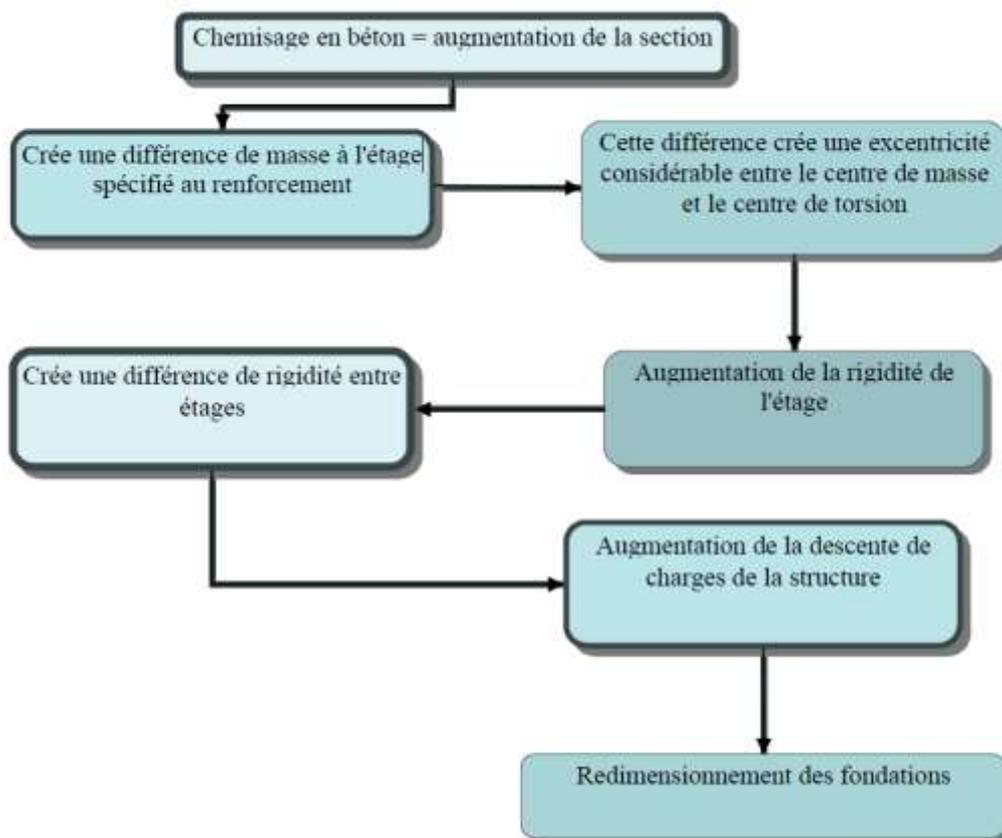


Figure 3.3.5 : Organigramme du processus de chemisage en béton armé.

3.2. Chemisage en acier

Cette méthode est plus utilisable dans l'augmentation de la résistance aux séismes des poteaux de ponts de type autoroute, ou bien pour les réparer. La géométrie des chemises et les propriétés du coulis, sont des caractéristiques qui se varient d'un cas à un autre pour ce type de renforcement. Bien que la procédure et le fondement de la plupart des systèmes de gainage d'acier soient plus ou moins similaires.

3.2.a) Renforts des poteaux

Pour les poteaux circulaires, les chemises prennent la forme de deux demi-couches légèrement surdimensionnées pour faciliter leur installation. Un poteau circulaire déficient est enveloppé de couches d'acier préfabriquées soudées ou jointes mécaniquement. Le mince espace entre la chemise et le poteau (généralement inférieur à 10mm) est rempli de coulis de ciment afin d'assurer la continuité entre la chemise et le poteau. Cette nouvelle section de poteau sera plus solide et plus rigide que le poteau original, ce qui n'est pas souhaitable car elle attire des charges plus élevées.

Pour les poteaux rectangulaires, la chemise est habituellement roulée en forme elliptique. La forme elliptique est nécessaire pour appliquer une pression de confinement par retenue passive dans les régions de rotules plastiques (*Voir figure 3.3.5*). D'après la documentation publiée, les essais antérieurs réalisés ont montré que: *"...le gondolement des chemises rectangulaires tendait à survenir dans la région des rotules lorsque les poteaux subissaient de larges décalages latéraux cycliques, même lorsque de larges chemises étaient utilisées. Par conséquent, les chemises rectangulaires n'ont pas provoqué un confinement adéquat du béton, ni un renforcement de la compression dans la région de la rotule plastique..."* selon Priestely et coll. (1994).

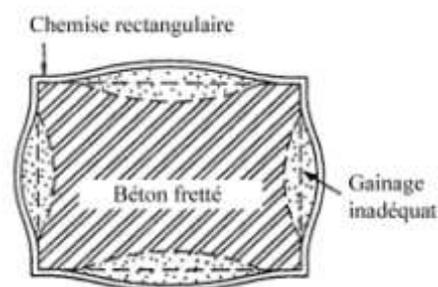


Figure 3.3.6 : Section d'un poteau enveloppé par une chemise rectangulaire.

En 1987, l'Université de Californie à San Diego a entrepris un important programme de recherche consistant à examiner diverses techniques de renforcement en vue d'améliorer la performance sismique des ouvrages existants. Plusieurs chercheurs ont étudiés l'efficacité du gainage d'acier pour le renforcement après des essais sur les différents poteaux enveloppés d'acier afin d'examiner cette méthode pour renforcer la résistance à la flexion et la résistance au cisaillement des poteaux. Voici certains des résultats de ces études.

En flexion, les expériences effectuées par Chai et Coll en 1991, démontrent que la chemise en acier a nettement amélioré la performance de flexion du poteau. Un poteau non modifié a relativement bien réagi en affichant un ratio de ductilité de 4, tandis que le poteau renforcé a très bien réagi avec un ratio de ductilité de 8.

En cisaillement, Priestly et Coll ont étudié (en 1994) l'efficacité des chemises en acier aux tensions de cisaillement insuffisantes. Les essais ont été effectués à la fois sur des poteaux circulaires et rectangulaires, à l'aide des chemises en acier appliquées sur toute la longueur. La comparaison entre les deux cas du poteau indique clairement que la chemise en acier augmente la résistance et la ductilité des poteaux. Un poteau non modifié a subi une rupture et que son ratio de ductilité a atteint la valeur de 1,5, tandis que la performance des poteaux renforcés était excellente.

3.2.b) Test expérimental

Une série d'expérience était réalisée sur plusieurs colonnes en béton armé pour étudier l'effet de la forme de chemisage. L'échantillon d'une colonne de béton est caractérisé par: dimension = $20 \times 20 \text{ cm}^2$; hauteur = 120 cm et $F_{ck} = 34 \text{ N/mm}^2$.

Colonnes	Types	Dimension de la chemise	Confinement	Charge de rupture (KN)	Déplacement maxi (cm)
Col. 00	-	-	-	1255	4.24
Col. 01	Cornière	4L 50x50x5	3x4 plates 150x100x2	1821	0.89
Col. 02	Cornière	4L 50x50x5	6x4 plates 150x50x2	1649	1.55
Col. 03	Fers U à ailes parallèles	2C (206x50)/(3.1x3.1)	3x4 plates 150x100x2	1545	1.46
Col. 04	Fers U à ailes parallèles	2C (206x50)/(3.1x3.1)	6x4 plates 150x50x2	1841	0.93
Col. 05	Plaque	4 plates @ 4 faces	4x4 plates 200x2.4	1489	2.45

Tableau 3.3.2 : Comparaison et résultats des différentes colonnes chemisée en acier.

Tout d'abord l'échantillon Col.00, était une colonne sans aucune chemisage, a montré que le béton d'enrobage se détériore et le flambement des armatures apparaît lorsque le chargement atteint 92% de la charge maximale. La rupture totale de l'élément aura lieu pour un chargement complète (100%).

D'après les résultats du *tableau 3.3.2*, on remarque que:

- Les poteaux renforcés par des cornières enregistrent une charge de rupture supérieure aux poteaux renforcés par des plates.
- L'utilisation des profilés en C est délicate à cause de leur flambement possible vu leur épaisseur minime.
- L'effet de confinement augmente lorsque l'aire de surface du béton recouvert par l'enveloppe en acier augmente.

- L'échantillon enveloppé par des plates augmente le déplacement 2.5 fois par rapport à celles chemisées par des cornières ou des profilés en C.

Finalement, on peut déduire deux points généralisés sur le chemisage en acier:

- ✓ Le chemisage en acier augmente la ductilité de l'élément.
- ✓ le chemisage en acier augmente 20% au minimum de la capacité du poteau.

La vérification du nouveau poteau se fait au voilement local et à la résistance au cisaillement entre les éléments en acier et en béton⁵.

3.2.c) Résistance d'une section mixte

D'après l'EC4, on peut déterminer la résistance d'une section mixte par la formule suivante:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

- A_s : Aire de la section métallique ajoutée.
- f_{sd} : Valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier.

Dans le cas des plats collés, les contraintes dans les aciers sont limitées aux valeurs suivantes:

- $f_y = 0,47$ → pour les tôles au contact du béton.
- $f_y = 0,24$ → pour les tôles additionnelles en cas de tôles superposées.

Ces deux coefficients tiennent compte des flexions locales des tôles au droit des fissures et de la non-linéarité des contraintes entre deux tôles superposées.

3.2.e) Renforts des poutres

- ✚ L'addition d'une profilée métallique à une poutre, rend la dernière une section mixte acier-béton, dont il faut s'assurer du travail homogène par des liaisons entre les deux matériaux. Ces liaisons se font soit par des liants soit par des fixations mécaniques. Les profilés peuvent être placés sous la poutre ou à côté.

Les profilés métalliques ajoutés peuvent être considérés comme des poutre métalliques isolées, c'est-à-dire qu'il faut les dimensionner selon l'EC3.

Mais si la nouvelle section de poutre est considérée comme une section mixte, alors le dimensionnement et la vérification seront effectués selon l'EC4, d'où l'effort de flexion additionnel est donné par : $M_R = A_s \cdot f_y \cdot z$

- z : Bras de levier correspondant.
- A_s : Section du profilé à ajouter.

⁵ Les méthodes de ces vérifications sont indiquées dans l'EC4 § 6.7.2 et 6.7.3.

✚ Une autre possibilité de renforcement d'un poutre consiste à coller des bandes de tôles d'acier sur la poutre existante. Cette dernière possède, dans certains cas, des défauts qu'on doit résoudre avant d'appliquer un tel renforcement. La résolution prévue se fait par ragréage au mortier de résine.

Les plats destinés à être collés doivent être traités par sablage et revêtus d'un produit de protection, De plus, il est indispensable de maintenir la colle sous pression pendant la durée de la prise pour obtenir un bon collage efficace.

A la fin de travaux, les tôles doivent être protégées contre la corrosion avec une peinture de type époxy compatible avec le primaire de protection provisoire. Ceci vaut également pour la tranche de tôle qui doit être soignée à cause de sa sensibilité aux attaques extérieurs.

Il convient dans le cas des poutres aussi de limiter les contraintes des tôles, en utilisant les mêmes coefficients que dans le cas des poteaux. D'où le moment résistant additionnel apporté par les plats collés est égale à : $M_R = A_s \cdot f_y \cdot z$ (même formule que le cas précédent).

3.2.f) Renforts des nœuds poutre-poteau

Très peu de recherches et d'études expérimentales ont été effectuées sur les techniques de renforcement des assemblages. Toutefois, l'université MacMaster a effectué l'une des études les plus complètes sur le renforcement des assemblages poutre-poteau, par Ghobarah et Coll en 1996. Cette méthode sous-entend l'usage du système des chemises en acier ondulées, d'où la chemise ondulée est rigide, exerçant une pression de confinement en appliquant une retenue passive dans la région de confinement.

Les expériences réalisées ont démontré que le spécimen, qui était composé d'une chemise en acier ondulée enveloppant le poteau et le poutre, indique clairement les effets du confinement provoqués par la chemise afin d'améliorer leur résistance à une secousse sismique. Sans oublier que la résistance de flexion a été atteintes et maintenues pendant plusieurs cycles.

La chemise en acier est formée d'une plate en acier préfabriquée et soudée en place. Ces éléments sont ancrés mécaniquement au béton pour assurer le confinement. Ensuite, on attache les plates sur les faces de l'existant avec de l'adhésif et les boulons, et en connectant ces plates avec des cornières, comme l'indique la figure suivante.

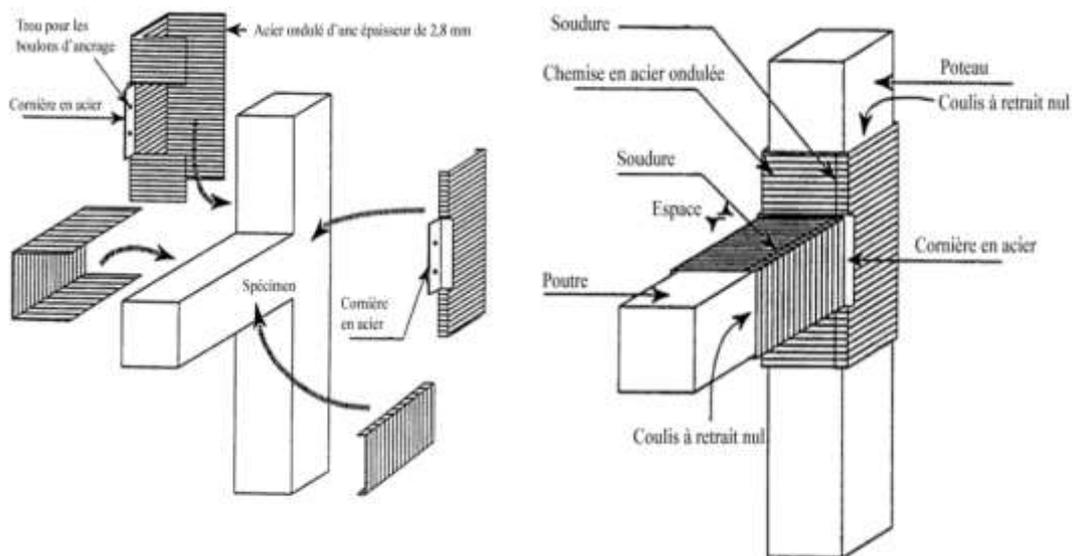


Figure 3.3.7 : Schéma d'assemblage de chemise d'un nœud poutre-poteau.

3.2.g) Renforts des dalles

En général, l'effort tranchant n'est pas aussi critique que le moment fléchissant dans les dalles, mais il existe des cas où la capacité de résistance au cisaillement doit être améliorée. Dans les cas où seule la force de cisaillement est à renforcer, il est possible d'utiliser des boulons qui sont placés dans des trous percés à travers la dalle et connectés à plaque d'acier. Les vis serrées peuvent aussi presser ensemble les fissures de cisaillement existantes.

Dans les cas où il existe une possibilité d'incidence sur la surface supérieure de la dalle, des ancrages inférieurs avec liants au lieu de boulons peuvent être utilisés pour effectuer le renforcement au cisaillement. Ces points d'ancrage sont uniquement insérés dans les trous forés à partir de la surface inférieure de la dalle. Les ancrs augmentent la force résistante au cisaillement de façon semblable aux boulons, à condition que la longueur des ancrages soit calculée avec soin. Il est également important de tenir compte de la conception pour tous les modes de défaillance possibles entre les ancrages et le béton (déformation de l'acier, arrachement de la tige, arrachement en cône du béton et la fissuration du béton d'ancrage).

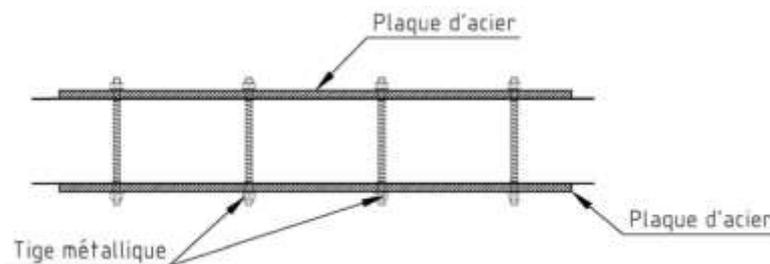


Figure 3.3.8 : Schéma de principe pour renfort d'une dalle par tiges métalliques.

3.2.h) Avantages et inconvénients

Un important inconvénient sur les chemises en acier apparaît dans les poteaux rectangulaires, qui doivent être renforcés par des chemises en acier circulaires ou elliptiques qui sont ni pratique ni esthétique, et peuvent combler le trafic. Voici les avantages et les inconvénients de chemisage en acier dans le tableau suivant.

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none">• Courte durée de réalisation par rapport au chemisage en béton.• Bonne performance des éléments renforcés (bonne ductilité).• Faible augmentation des sections.	<ul style="list-style-type: none">• Coûts relativement élevés.• Nécessité de soudures donc d'une main-d'œuvre qualifiée.• Problème de corrosion ce qui nécessite un entretien régulier.• Poids des chemises et difficulté de découpage.• Augmentation de la rigidité en flexion ce qui n'est pas souhaité dans le cadre du renforcement parasismique (augmentation de l'énergie restituée élastiquement), sauf pour des cas particuliers (corrosion ou manque initial des armatures longitudinales).

Tableau 3.3.3 : Avantages et Inconvénients de la technique de chemisage en acier.

3.3. Ajouts de murs de contreventement

Les murs en bétons sont des éléments verticaux avec une élancement. Les normes définissent qu'un élément verticale est classifié comme voile si le rapport $b_w/l_w > 4$, avec, b_w l'épaisseur de l'élément et l_w sa longueur en plan. Un voile diffère du poteau par sa résistance latérale et sa résistance unidirectionnelle à la flexion et au cisaillement.

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils n'offrent pas la même résistance, pour cela ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

Ils existent plusieurs types de contreventements, parmi elles on doit présenter les murs de cisaillement en béton armé, les contreventement métalliques (système d'entretoise) et les murs de contrefort à l'extérieur.

3.3.a) Murs de cisaillements

La façon la plus commode d'introduire de nouveaux murs de cisaillement est celle du remplissage partiel ou complet des cadres existants. Les travaux de recherches montrent que le processus de remplissage par des murs de cisaillement joue un rôle important dans la réponse globale de la structure (Altin et al. 1992; Inukai and Kaminosono 2000).

Ce type de renforcement a tendance de rigidifier la structure de telle sorte que le cisaillement à la base peut augmenter. Mais les murs sont lourds et créent une charge permanente supplémentaire dans la structure qui peut influencer sur le comportement de la structures. Ils sont également surchargés par des éléments de structures liées et il faut donc les analyser et les renforcer si nécessaire.

Ces murs refends sont reliés aux colonnes et aux poutres de la structure de portiques existants par des chevilles. D'où cette connexion entre les anciens éléments et le nouveau réseau doit bien transférer les charges, pour empêcher une telle réduction de la ductilité globale ou bien conduire la structure à une rupture fragile. Pour un comportement parfait, un liant époxyde est mis en place tout au long de l'interface de l'ancien bon et du nouveau.

Alors, le principal inconvénient est que l'effet de renversement et de cisaillement est concentré aux endroits de remplissage rigide, et nécessite donc un renforcement.

De plus, il faut toujours respecter les règles de régularités des bâtiments; c'est-à-dire qu'il n'est pas pratique d'arrêter les nouveaux voiles à un étage intermédiaire.

L'application de ce type de renforcement nécessite toujours une nouvelle fondation pour supporter le nouveau mur ajouté. On commence par la démolition du plancher bas pour construire la fondation. Ensuite, on additionne les nouvelles ferrailage du mur. Puis on scelle des armatures avec les poteaux et les poutres adjacents, s'ils existent, pour assurer la continuité. Enfin on coule le béton, après la coffrage du voile, par des ouvertures de dalles situées autour du mur.

3.3.b) Conception d'une voile

Durant un séisme, le mur refend est soumis à 3 forces qui sont: la force normale N, le moment M et l'effort tranchant V. Donc on est dans le cas d'une flexion composée.

On prévoit toujours aux extrémités des murs refends une sorte de poteaux fictifs, dont les armatures verticales sont généralement placées dans une largeur l_c . Entre les deux poteaux fictifs, des armatures verticales de répartition seront disposées dans l'âme du refend. Les armatures transversales doivent être prévues dans ces poteaux, et avec les armatures verticales doivent constituer un ferrailage analogue à celui d'un poteau.

Le voile est défini comme un élément vertical ayant un moment fléchissant d'une poutre en porte-à-faux formant une rotule plastique sur sa bas uniquement. Alors il faut suivre une méthode de disposition constructive, en pieds, pour éviter les grandes fissures ou l'arrachement du voile.

La largeur l_c d'un poteau fictif situé à l'extrémité du voile est égale à:

$$l_c = \max \left(\begin{matrix} 0,15 l_w \\ 1,50 b_w \end{matrix} \right)$$

Les espacements des armatures de confinement est donné par:

$$e = \min \left(\begin{array}{c} b/2 \\ 175 \text{ mm} \\ 8 \phi_t \end{array} \right)$$

3.3.c) Création d'un système d'entretoise

Le contreventement métallique est une des méthodes très efficace pour le renforcement global des bâtiments. Il est étudié pour la réhabilitation des bâtiments non-ductiles par de nombreux chercheurs, d'où son utilisation dans les structures en béton armé est de plus en plus adoptée. L'avantage que présente cette méthode est de permettre des ouvertures et de n'ajouter qu'un poids faible à la structure.

Dans la mise en œuvre, les entretoises peuvent être placées dans les compartiments tout en conservant la fonctionnalité et l'utilisation du bâtiment, pour un étage ouvert au sol. La connexion entre les entretoises et cadres existants est très important, donc les entretoises sont reliées principalement aux niveaux des joints poutre-poteau. Par conséquent, les forces sont transférées aux joints sous la forme des forces axiales, à la fois en compression et en traction. Ce système de contreventement fourni une augmentation significative de la capacité de la structure horizontale. Enfin, tous ces réalisations peuvent s'appliquer sans perturbation du fonctionnement de l'immeuble et des occupants.

De plus, il existe des croix de contreventement qui possèdent des amortisseurs pour dissiper l'énergie à laquelle le bâtiment est soumis; mais ces amortisseurs sont très rares au Liban. D'après Pall Dynamics, les principaux types d'amortisseurs sont:

- ✚ **Amortisseur à frottement** : ils sont composés d'une série de plaques en acier traités d'une façon spéciale. Ces plaques sont serrées ensemble et peuvent glisser sous l'effet d'une charge prédéterminée. Elles possèdent de grandes boucles qui ne requièrent aucune source d'énergie que les tremblements de terre, pour les opérer.
- ✚ **Amortisseur à fluide visqueux** : il fonctionne sur le même principe qu'un amortisseur de voiture dans lesquels la stratification d'un fluide de silicone par un circuit hydraulique approprié permet la dissipation de l'énergie.
- ✚ **Amortisseur élastoplastique** : la dissipation d'énergie est due à la déformation plastique de plaques qui ont une grande ductilité. Cet amortisseur peut être endommagé lors d'un séisme et nécessite d'être remplacé.



Figure 3.3.9 : Contreventement amortissant au sein d'une structure en béton.

3.3.d) Types d'entretoises

Les systèmes appropriés sont:

- ❖ V - entretoises: leur avantage est la réduction de la longueur de l'élément ajouté et la capacité de dissipation d'énergie rapide.



Figure 3.3.10 : Système d'entretoise en V.

- ❖ K - entretoises: ils ne sont pas préférés à cause de la force incontrôlable qui apparaît après le flambement qui peut induire à l'effondrement (car les aciers sont connectés au milieu du poteau).



Figure 3.3.11 : Exemple d'entretoise en K.

- ❖ X - diagonales.



Figure 3.3.12 : Renforcement par contreventement métallique en X-diagonales.

- ❖ Une diagonale par portique.



Figure 3.3.13 : Structure métallique à une diagonale par portique.

- ❖ Croix de St André: l'avantage le plus important dans ce type de contreventement est qu'on n'a pas besoin de construire des fondations puisque les éléments sont légers et sont posés entre les existants.



Figure 3.3.14 : Croix de St André dans des structures métalliques.

3.3.e) Connexions entretoise-portique

La combinaison des portiques et des aciers n'est pas une pratique courante à cause de son comportement inconnu. Cette combinaison augmente la raideur et la résistance de la structure. Or le mode de déformation prédominant des entretoises est en flexion, tandis que celui des portiques est en cisaillement.

Par défaut, il existe deux méthodes d'exécutions pour la connexion entretoise-portique. La première méthode se fait par des boulons : la cornière placée sur le coin intérieur du portique et des plaques en acier sur la face extérieur, seront connectées par des boulons, après la perforation de la poutre et du poteau. La deuxième méthode consiste à connecter les barres des entretoises aux plaques en acier par soudure.

3.3.f) Dimensionnement des boulons

Tout d'abord, on doit calculer la résistance au cisaillement et à la pression diamétrale, selon l'Eurocode, pour dimensionner les boulons.

La résistance au cisaillement :

$$F_{Ed} < F_{v,Rd} = m\alpha_v f_{ub} \frac{A_b}{\gamma_{M2}}$$

- m : Nombre de plan de cisaillement.
- $A_b = A$: Aire de la section brute si le plan de cisaillement passe par la partie non filetée du boulon.
- $A_b = A_s$: Aire de la section résistante en traction si le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon.
- $\gamma_{M2} = 1,25$
- $\alpha_v = 0,6$ s'il s'agit des classes 4.6 - 5.6 - 8.8
- $\alpha_v = 0,5$ s'il s'agit des classes 4.8 - 5.8 - 6.8 - 10.9

Les valeurs de f_{ub} sont données dans le tableau suivant:

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (Mpa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (Mpa)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau 3.3.4 : Caractéristiques mécaniques des boulons.

La résistance à la pression diamétrale :

$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd} = k_1 \alpha_d d \cdot t \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

- f_u : Résistance ultime à la traction.
- d : Diamètre du trou.
- t : Epaisseur de la plaque.

$$\alpha_d = \min \begin{cases} e_1 \frac{1}{3d_0} \text{ pour les boulons de rive} \\ \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 \text{ pour les boulons intermédiaires} \\ \frac{f_{ub}}{f_u} \\ 1 \end{cases}$$

$$k_1 = \begin{cases} 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \text{ pour les boulons de rive} \\ 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \text{ pour les boulons intérieurs} \\ 2,5 \end{cases}$$

3.3.g) Contrefort à l'extérieur de la structure

Cette méthode, la technique de contreforts extérieurs, est utilisée pour augmenter la résistance latérale de la structure dans son ensemble. Ce type de renforcement est en besoin de nouveaux systèmes de fondations qui permettent de relier les murs de contrefort avec la structure existante.

Mais cette technique de renforcement possède deux problèmes complexes qui sont:

- a- La stabilité des contreforts est critique; le mur ajouté n'est pas réellement chargé verticalement vers le bas de la même manière que la structure; c'est-à-dire l'action verticale sur le contrefort est seulement due à son poids propre, d'où le fait que la possibilité de soulèvement des fondations sera augmentée.
- b- Les liens sont loin d'être simples entre les contreforts et les existantes; le contrefort doit être connecté aux étages et aux colonnes dans tous les niveaux, pour assurer une interaction totale. De plus, la zone de raccordement sera soumise à des niveaux inhabituels de contraintes qui nécessitent une attention particulière.

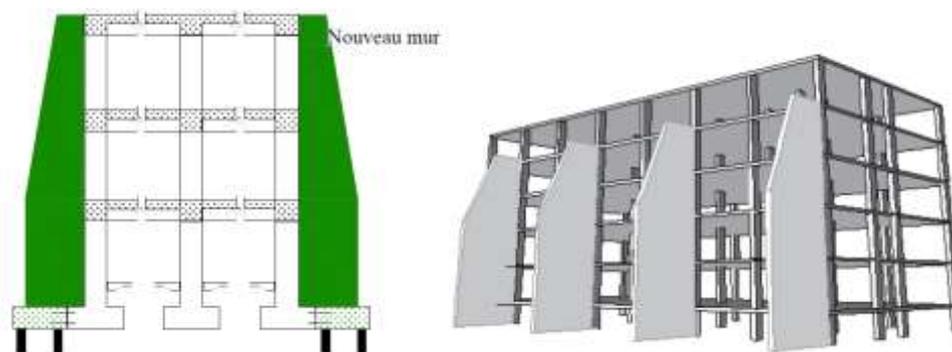


Figure 3.3.15 : Schéma en 2D et 3D des murs de contreforts à l'extérieur.

3.3.h) Murs de remplissage

Il s'agit de remplir des ouvertures existantes dans les portiques par de simples ou multiples panneaux préfabriqués de façade en béton ou par des murs en maçonnerie.

Ces murs ajoutés agissent principalement comme des murs de contreventement et ils réduisent donc la demande de cisaillement sur le cadre existant. Pour les connections, des nouveaux ancrages en acier seront soudés avec la construction d'origine.

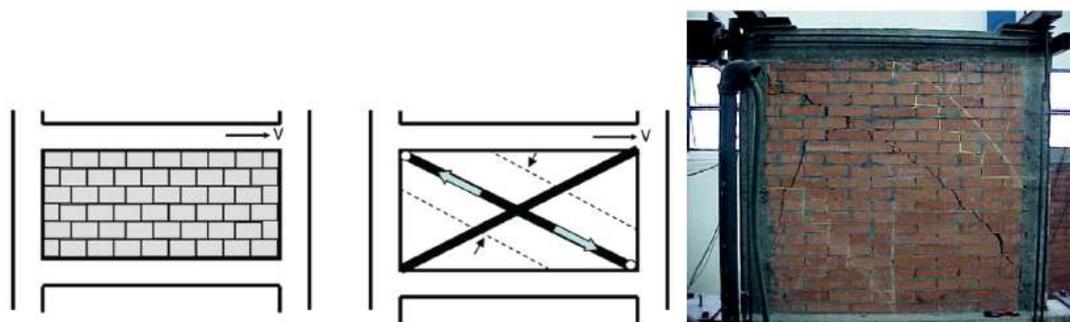


Figure 3.3.16 : Schéma d'un mur de remplissage et son mode de rupture.

La fissuration est le problème dominant dans les panneaux de remplissage. Mais les dégâts de ce type produisent des modifications très importantes des propriétés globales du cadre. Par conséquent, une bonne représentation de ce phénomène avec un coût de calcul raisonnable est essentielle. Dans cet objectif, plusieurs modèles ont été proposés. Puglisi et Al (2009) ont proposé un modèle modifié incluant un certain couplage entre deux barres diagonaux par l'introduction d'un concept appelé plasticité concentré. D'où le fait que l'effet de la plasticité et l'interaction des deux barres diagonales est pris en compte et transféré entre eux. De plus, il peut résoudre l'inconvénient des chargements cycliques ou sismiques.



Figure 3.3.17 : Ajout des murs de remplissage incluant deux diagonaux couplés.

3.3.i) Avantages et inconvénients

Les avantages et les inconvénients des méthodes discutées ci-dessus (Ajouts des murs de contreventement) sont résumés dans le tableau suivant:

Méthode	Avantages	Inconvénients	Commentaires
Ajout de murs de remplissage	<ul style="list-style-type: none"> - Augmente la rigidité latérale d'un étage - Peut supporter une charge verticale si la colonne ne travaille plus 	<ul style="list-style-type: none"> - Peut avoir une défaillance prématurée due à l'écrasement des coins - N'augmente pas la ductilité - Augmente le poids 	<ul style="list-style-type: none"> - Coût moins cher - Perturbation faible - Facilité de mise en œuvre
Ajout de murs de cisaillement	<ul style="list-style-type: none"> - Augmente considérablement la force latérale et la rigidité du bâtiment - Peut augmenter la ductilité 	<ul style="list-style-type: none"> - Peut augmenter la force de cisaillement - Augmente force latérale concentrée près des murs - Besoins d'un nouveau système de fondation 	<ul style="list-style-type: none"> - Besoins intégration des murs de l'immeuble - Haute perturbation en fonction du lieu, consiste à forer des trous dans les éléments actuels
Ajout des contreventements métalliques	<ul style="list-style-type: none"> - Augmente sensiblement la résistance latérale et la rigidité d'un étage - Augmente la ductilité 	<ul style="list-style-type: none"> - Connexion de l'entretoise à un cadre existant peut être difficile 	<ul style="list-style-type: none"> - Dispositifs de dissipation d'énergie passifs peuvent être incorporés pour augmenter l'amortissement, la rigidité ou les deux

Tableau 3.3.5 : Comparaison des méthodes d'intervention globale.

3.4. Renforcement par une précontrainte additionnelle

« Le renforcement des insuffisances de résistances des pièces en béton précontraint sont en général beaucoup plus délicates que celles des pièces en béton armé »⁶, ces deux importantes idées sont annoncées dans le guide FABEM 8.

Généralement, ce type de renforcement est spécifié pour les éléments horizontaux de la structure, telles que les poutres et les dalles. La précontrainte additionnelle permet, dans de très nombreux cas, l'ajout des forces dont la structure en état pathologie a besoin. Cependant, il y a lieu de rappeler que cet ajout peut aussi être obtenu par des déformations imposées lesquelles peuvent être associées ou non à une précontrainte additionnelle.

Le principe de cette méthode consiste à restaurer la compression du béton là où il est décomprimé et fissuré. Cette ré-compression doit devenir permanente par précontrainte complémentaire réalisée par la mise en tension de câbles longitudinaux disposés à l'intérieur de la section transversale.

Cette technique présente l'avantage d'éviter les efforts concentrés importants sur la structure, elle est bien adaptée aux structures minces et peut ferraillées. Mais il peut y avoir un risque d'instabilité d'ensemble de flambement, provenant des câbles additionnelles situés à l'extérieur du béton. On prévient ce risque en prévoyant aussi des fixations transversales qui s'opposent à une mise en vibration de ces derniers.

⁶ Guide FABEM 8, "Réparation et renforcement des structures par une précontrainte additionnelle", http://www.stres.org/pdf/FABEM__8.pdf

L'étude doit porter sur l'influence de l'effet des efforts appliqués localement sur des structures ou éléments structurels non conçues à l'origine pour les recevoir.

Or deux types de tracés des armatures de précontrainte additionnelle, peuvent être mise en œuvre, sont:

Le tracé rectiligne, qui est simple et facile à mettre en œuvre et il améliore peu la résistance au cisaillement. Il faut cependant lier la précontrainte à la structure pour éviter les risques d'instabilité de celle-ci et des phénomènes vibratoires aboutissant à une mise en résonance. L'absence de déviation permet de mettre en place les câbles d'un about à l'autre de la poutre sur des longueurs pouvant normalement atteindre 500m, voire plus.

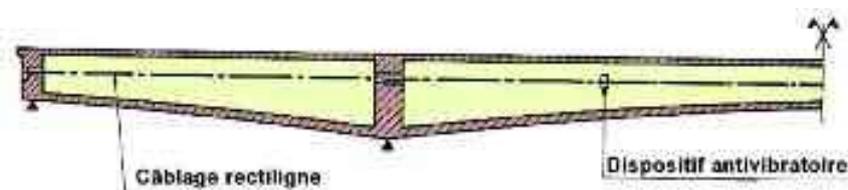


Figure 3.3.18 : Schéma d'une tracé rectiligne.

Le tracé polygonal, qui est plus efficace que le précédent, mais il exige la construction des déviateurs qui ont l'inconvénient d'augmenter les pertes par frottement lors de la mise en tension des câbles. Il permet par son inclinaison de réduire l'effort tranchant.

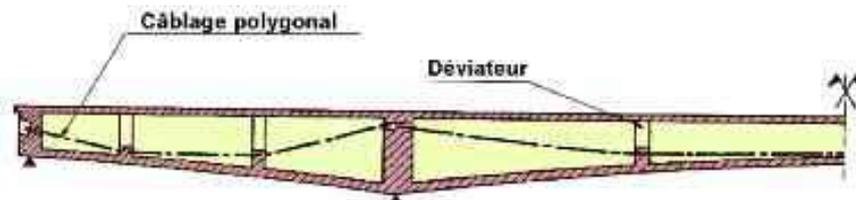


Figure 3.3.19 : Schéma d'une tracé polygonal.

3.4.a) Renforts des dalles

Pour une dalle, une manière possible pour la renforcer est d'ajouter des tendons précontraints ou simples brins, elle est la même que dans le cas des poutres. Mais l'importante différence entre les deux éléments horizontaux est que les aciers de renforcement des dalles doivent être placés sur toute la largeur de la dalle, et pas seulement sur les côtés. Il est possible de renforcer une dalle dans les deux sens avec cette méthode. Et des trous inclinés doivent être forés à travers la dalle pour l'ancrage sur appuis. Elle nécessiterait toutefois des travaux de construction importants.

3.5. Polymères Renforcés de Fibres (PRF)

Le monde de la construction a employé très tôt les matériaux composites au travers de ses technologies et techniques. L'irruption de ce matériau, le PRF, a été la plus marquée dans le domaine du renforcement et de la réhabilitation. L'association de fibres et d'une matrice mère permet d'obtenir de bons résultats en renforcement sans accroissement de poids ni de modifications excessives des éléments originaux.

Le PRF est un matériau composite, c'est-à-dire qu'il provient de l'assemblage de deux matériaux différentes pour aboutir à un matériau dont l'ensemble des performances est supérieur à celui des composants pris séparément. Il possède une bonne compatibilité entre les divers matériaux et aussi avec l'élément à renforcer. En effet, une matrice compatible avec les fibres peut être incompatible avec la structure support. Il existe plusieurs aspects fondamentales pour choisir le choix des matériaux de PRF dans lequel il va être introduit et le comportement attendu de ce renforcement en usage: état de tension, travail en compression, charges latérales, etc.

A. Les fibres:

Elles constituent le principal élément résistant du PRF. Leur diamètre varie entre 5 et 25 μm , et possède un comportement élastique linéaire jusqu'à la rupture c'est-à-dire les lois de comportement sont de type "élastique-fragile". Au niveau de leur nature chimique, il existe actuellement différentes types de fibres, et chaque type présente des propriétés spécifiques qui détermineront leur emploi. Mais dans le domaine de la construction, les plus utilisées sont les fibres de carbone, de verre et d'aramide. Voici une comparaison entre les caractéristiques des fibres dans le tableau 3.3.6 ci-après. La nature des fibres est importante car elle conditionne le comportement mécanique du composite et influence sa durabilité. De plus, leur module d'élasticité et leur capacité à se déformer vont conférer au béton renforcé sa ductilité et par cela augmenter sa résistance à l'application à des charges extérieures.

	Module d'Young (GPa)	Résistance à la traction (MPa)	Allongement à la rupture (%)	Densité (g/cm ³)	
Fibre verre E <i>(les plus courantes des fibres de verre ; coût modéré)</i>	70 à 80	2000 à 3500	3,5 à 4,5	2,5 à 2,6	
Fibre verre C <i>(plus coûteuses que E, mais meilleures caractéristiques mécaniques)</i>	85 à 90	3500 à 4800	4,5 à 5,5	2,46 à 2,49	
Fibre carbone HM <i>(fibres « haut module »)</i>	390 à 760	2400 à 3400	0,5 à 0,8	1,85 à 1,89	
Fibre carbone HR <i>(fibres « haute résistance »)</i>	240 à 280	4100 à 5100	1,6 à 1,73	1,75	
Fibre aramide <i>(coût relativement important ; très bonnes caractéristiques dynamiques)</i>	62 à 180	3600 à 3800	1,9 à 5,5	1,44 à 1,47	
Matrice polymère	2,7 à 3,6	40 à 82	1,4 à 5,2	1,1 à 1,25	
Acier	200 (valeur moyenne)	Fe E215	330	22	7,32 à 7,8
		Fe E235	410	25	
		Fe E400	480	14	
		Fe E500	550	12	

Tableau 3.3.6 : Caractéristiques mécaniques des différentes types de fibres et d'acier.

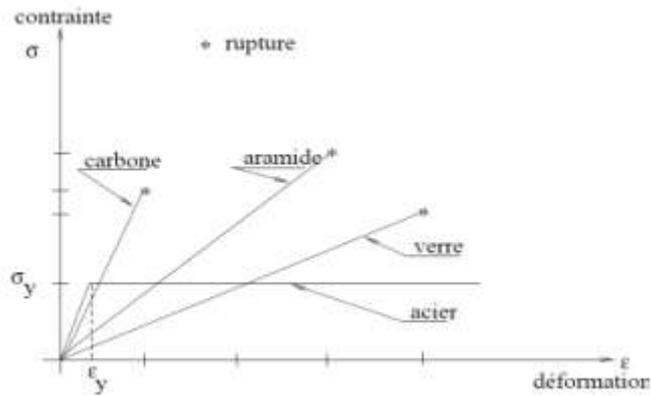


Figure 3.3.20 : Loi de comportement contrainte-déformation de quelques fibres et d'acier.

B. La matrice:

Elle est un polymère thermostable ou thermoplastique. Les fonctions premières de la matrice sont d'assembler les fibres, de les protéger des attaques externes et de redistribuer les charges subies par le renforcement entre elles. Sa nature est déterminante car elle contribue à la résistance transversale et à l'effort tranchant. L'utilisation du renforcement conditionne aussi le produit à employer. D'où le fait que le choix de la matrice utilisée (résines époxy, vinyles, polyesters, phénoliques, etc.) dépend de ses propriétés comme sa température de traitement, sa viscosité ou sa réactivité. Par exemple, les époxy possèdent de meilleures propriétés mécaniques que les autres résines, mais sont aussi plus chères. D'autre part, les résines à base phénoliques résistent mieux à des températures importantes.

C. L'adhésif:

La principale fonction de l'adhésif est de transmettre les efforts depuis l'élément à renforcer au PRF de la manière la plus effective possible. Le mélange d'une résine époxy et d'un durcisseur forme un colle le plus employé. Une étude compare trois nature différentes de résines pour PRF: époxy traditionnelle, résine thermoactivée et résine photocatalytique. Il apparaît que le meilleur compromis est celui du choix de la résine photocatalytique, bien que la résine thermoactivée renforce mieux du fait de sa pénétration plus aisée dans les microfissures, mais elle s'avère être la plus chère et nécessite pour son application du matériel bien spécifique.

Pour l'application, il faut tenir compte de deux contraintes temporaires : le temps de mélange (la durée entre le moment où les composants sont mis en contact et le moment où le mélange est durcit) et le temps de pose (la durée depuis l'application de l'adhésif sur le substrat jusqu'à ce matériel de renforcement soit mis en place).

3.5.a) Contribution au renforcement

Ce paragraphe explique comment l'enchemisement par un polymère renforcé de fibres contribue à améliorer ses propriétés mécaniques. Ceci facilitera la compréhension de

l'influence des différents paramètres caractéristiques du PRF sur les propriétés de confinement d'un élément de structure en béton.

Le renforcement par PRF est une solution performante utilisée lors de réparation suite à des tremblements de terre. En appliquant la contrainte sur l'éprouvette de béton chemisée par PRF, on trouve que ce renforcement permet de retarder la dilatation de latérale et limiter la propagation de fissures internes, ce qui repousse la charge nécessaire à la rupture du béton, comme l'indique la *figure 3.3.19*.

On trouve aussi, d'après les essais réalisés, que l'effet du renforcement sur la résistance limite à la rupture est d'autant plus important que le béton initialement est résistant. Mais le dimensionnement du renfort ne devrait pas être basé uniquement sur la résistance à la rupture ou sur la déformabilité de l'enveloppe de renfort et que les gains de résistance devraient être réduits selon l'augmentation de la friabilité et de l'excentricité du béton.

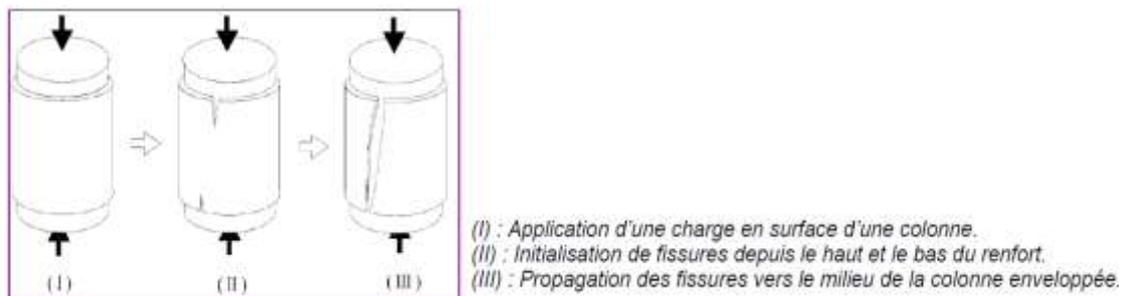


Figure 3.3.21 : Mécanisme de rupture d'un béton enveloppé d'un PRF (en compression).

3.5.b) Paramètres du PRF

L'épaisseur du renforcement est reliée à l'amélioration de la résistance à la contrainte axiale. il a été prouvé que plus l'épaisseur du renforcement augmente, plus la résistance à la compression du béton enchemisé s'améliore. Mais il faut prendre en compte que l'épaisseur du renfort est pourtant limitée car au-delà d'un certain couches la ductilité du renfort se trouve affectée et donc il sera moins performant car moins apte à se déformer pour confiner le béton.

La direction d'orientation est capitale car elle conditionne les performances du renforcement par rapport aux efforts appliqués à la structure. Ils existent certains PRF ont des fibres dans seule direction, d'autres intègrent un tissu reprenant d'efforts longitudinaux que transversaux, et bien aussi des PRF dont les fibres sont orientées à 45°.

La longueur du PRF joue un rôle important dans l'amélioration de la résistance, mais elle n'est pas toujours comme le phénomène de l'épaisseur. En effet, pour une certaine longueur et pour les PRF à fort module et à faible nombre de couches, des contraintes négatives apparaissent en détériorant les propriétés de résistance et menant une rupture rapide. Ces contraintes sont dues à l'apparition de microfissures en haut et en bas du renfort là où le renforcement subi les contraintes maximales.

L'adhésion entre le béton et le PRF forme l'un des principaux paramètres gouvernant l'efficacité du renforcement. Si l'adhésion du renfort sur le béton est mauvaise alors l'orientation des fibres importe peu sur les performances du renfort.

3.5.c) Technique de mise en œuvre

Dans ce paragraphe, on doit distinguer deux systèmes pour l'application de ce type de renforcement. Les premiers sont les systèmes in-situ qui consistent à appliquer une "feuille" ou un tissu de fibres sur le substrat déjà imprégné de résine. De plus on ajoutera davantage de résine pour obtenir un meilleur recouvrement du tissu et ainsi augmenter son comportement mécanique. Ce système est la technique courante d'application de PRF.

Le deuxième système est un PRF préfabriqué (sous forme de bandes, plaques, chemises ou barres) où les fibres sont déjà absorbées dans la matrice de résine, et il ne reste plus qu'à assurer son adhésion avec l'élément à renforcer. C'est la technique particulière d'application de PRF.

Il existe différentes techniques de mise en œuvre des renforts en matériaux composites sur un substrat béton :

1) Mise en œuvre par moulage au sac:

Ce procédé permet d'obtenir des caractéristiques mécaniques élevées à court terme. Les couches de tissus pré-imprégnées sont découpées et appliquées sur la zone à renforcer, après avoir ragréé la surface de béton sablage, application d'un mortier polymère. Ensuite, on applique sur la surface des tissus une couverture chauffante, et une enveloppe étanche qui permet d'adapter une pression externe pendant toute la durée de polymérisation ou de polycondensation.

2) Mise en œuvre par stratification directe (moulage au contact):

Cette fois la polymérisation des fait à température ambiante, et le renfort atteint sa résistance totale au bout d'une semaine. Tout d'abord, on commence par la préparation de surface du béton. Puis, si nécessaire, on applique une couche primaire d'imprégnation, avant la déposition des tissus aux dimensions voulues. Ensuite on démarre la phase d'imprégnation et de marouflage des renforts. Enfin, on assure éventuellement la protection par l'adaptation d'une couche de produit spécifique.

3) Collage de plaque composites (double encollage):

Cette méthode consiste à coller des plats composites, qui sont généralement en carbone ou en verre époxy, sur la surface à renforcer à l'aide d'une colle époxyde. Les étapes à respecter sont les suivantes:

- traiter la surface du substrat béton (par sablage, par eau, ou bien sous pression et meulage).
- nettoyer la surface traitée par un dépoussiérage.
- appliquer une couche du polymère époxyde sur la surface nettoyée.
- nettoyer, avec l'acétone, la surface du plat à encoller.
- adapter la plaque.

3.5.d) Renforts des poteaux

Un poteau renforcé par collage de bandes composites, peut présenter une augmentation de la capacité à prendre un effort de compression. Ce matériau de renforcement a une faible densité mais offre des propriétés mécaniques importantes. L'enveloppe du poteau confine le béton dans un état de contrainte tridimensionnelle, ce qui permet l'augmentation de la performance.

Dans le cas de poteau soumis à une flexion composée, le renforcement peut être complété par plaque composite. L'application de cette méthode offre une protection supplémentaire pour le béton armé, mais il doit être protégé dans les endroits où il y a un risque de choc (par exemples, parkings).

L'annexe A § 4.4 de l'EC8-3 donne la procédure de calcul pour le renfort à l'effort tranchant et confinement parasismique.



Figure 3.3.22 : Renforts des poteaux par fibres de carbone.

3.5.e) Résistance à l'effort tranchant

L'insuffisance d'armatures transversales peut provoquer une rupture des éléments soumis à un séisme. Pour cela on doit la compenser en utilisant des PRF sur la partie extérieure de l'élément. Donc le composite travaille comme des cadres externes et ainsi on aura dû augmenter la section des armatures transversales.

Pour le dimensionnement, on suppose que le béton, l'acier et le composite reprennent l'effort tranchant. Alors on peut calculer le nombre de bandes, les largeurs et les espacements du composite à ajouter sur une section du béton armé connue.

Pour les éléments de section rectangulaire, la contribution du PRF à la capacité de la résistance est donnée par les formules suivantes:

$$V_{Rd,f} = 0,9d \cdot f_{fdd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \left(\frac{w_f}{s_f}\right)^2 \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \sin \beta$$

→ Si la section contribue un enrobage total par PRF, ou des feuilles de PRF en forme de U.

$$V_{Rd,f} = 0,9d \cdot f_{fdd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \frac{\sin \beta}{\sin \theta} \frac{w_f}{s_f}$$

→ Si les bandes ou les feuilles de PRF sont collés sur les cotés.

- d : Hauteur utile.
- θ : Angle d'inclinaison des bielles.
- $f_{fdd,e}$: Résistance efficace de calcul vis-à-vis du décollement du polymère renforcé de fibres, qui dépend de la configuration du renforcement⁷.
- t_f : Epaisseur de la bande, de la feuille ou de la toile de polymère renforcé de fibres, sur un seul coté.
- β : Angle compris entre la direction des fibres et l'axe de l'élément.
- w_f : Largeur de la bande ou de la feuille de polymère renforcé de fibres, mesurée dans les sens orthogonal à la direction des fibres.
- s_f : Espacement des bandes de polymère renforcé de fibres, mesurée dans le sens orthogonal à la direction des fibres ($s_f = w_f$ pour les feuilles).

3.5.f) Renforts des poutres

Les matériaux composites peuvent augmenter la résistance des poutres à la flexion comme à l'efforts tranchant. La méthode de renfort consiste à placer des plaques de fibres en dessous de la poutre existante. Pour la reprise de l'effort tranchant, les renforts sont disposés transversalement à l'axe de la poutre. Par conséquent, la méthode la plus efficace de mise en place des renforts est la couverture des 4 faces de la poutre par des tissus de fibres.



Figure 3.3.23: Renfort des poutres par fibres de carbone.

⁷ Pour la formule de $f_{fdd,e}$, voir l'EN 1998-3.

La section de plaques de fibres pour reprendre le moment fléchissant est donnée par:

$$A_f = \frac{M_{add}}{f_{fd} \times z}$$

$\left\{ \begin{array}{l} M_{add} : \text{Moment supplémentaire à reprendre.} \\ f_{fd} : \text{Contrainte dans les plaques de fibre de carbone (selon le fournisseur).} \\ z : \text{Bras de levier.} \end{array} \right.$

Pour la reprise des efforts tranchants:

$$a_w = \frac{\Delta V}{z_f \times \sigma_w}$$

$\left\{ \begin{array}{l} a_w : \text{Section de renforts nécessaires pour l'effort tranchant.} \\ \Delta V : \text{L'effort tranchant à reprendre.} \\ \sigma_w : \text{Contrainte dans les fibres (selon le fournisseur).} \end{array} \right.$

3.5.g) Renforts des joints poteau-poutre

Pour les joints extérieurs ayant des poutres dans une seule direction, la résistance au cisaillement est renforcée par des fibres avec une inclinaison de 45°. Les expériences montrent que dans quelques cas les tissus ont été décollés de l'existant avant la formation des rotules plastiques dans les poutres. Alors, des nouvelles méthodes d'ancrage doivent être développées pour prévenir se décollage et pour pouvoir assurer une résistance des joints.

Les étapes de renforcement des joints à deux branches sont telles que: Renforcement du nœud (a), Chainage de la périphérie (b), et Confinement (c) (voir la figure suivante).

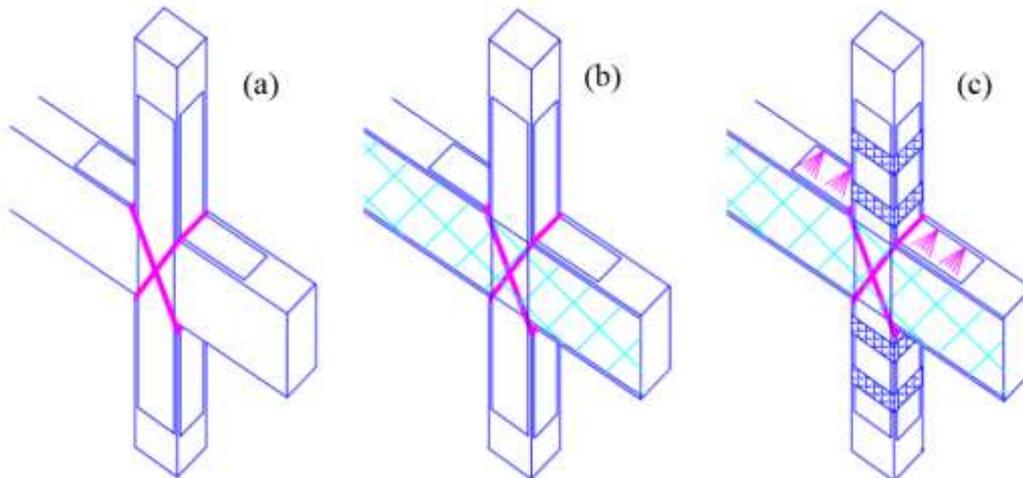


Figure 3.3.24 : Renforcement par PRF d'un nœud à deux branches.

3.5.h) Renforts des dalles

On peut aussi renforcer des dalles par PRF. Ils sont souvent collés en bandes sur la surface comme une couche supplémentaire de renforcement. Le fait est que les bandes ont une forte résistance par rapport à leur épaisseur, donne à cette méthode un avantage lorsqu'il s'agit de renforcement à l'intérieur de chambres existantes puisqu'il

ne nécessite pas un gabarit important, un renfort de l'ordre de quelques millimètres est souvent suffisant. La direction des fibres devrait correspondre à l'orientation du sens porteur de la dalle.



Figure 3.3.25 : Renforcement d'une dalle par PRF.

3.5.i) Avantages et inconvénients

Ce type de renforcement est le mieux parmi les autres du point de vue des avantages tel que:

- ♣ **La résistance mécanique** : des fibres de composites, pour une même section d'acier, est plus élevée. Autrement dite, elle possède une résistance 10 fois plus optimale que les platines.
- ♣ **La maniabilité** : les bandes des matériaux composites présentent une large flexibilité, avec une faible épaisseur, qui facilite la mise en œuvre et son application dans les zones confinées.
- ♣ **La facilité de transport et d'assemblage** : les PRFC sont beaucoup plus concluants que les platines d'acier.
- ♣ **Le poids** : la densité des matériaux composites représente 20% de celle des platines d'acier ; par exemple le poids de PRFC est inférieure de 10% au poids des platines d'acier, pour une même résistance ultime (son poids est de l'ordre de 800gr le mètre carré d'épaisseur environ 1 mm).
- ♣ **La non nécessité d'une fixation mécanique**: le collage des matériaux composites doit être minutieux.
- ♣ **La durabilité du système de renfort**: La bonne tenue des matériaux composites à la corrosion par rapport à celle des platines d'acier, qui peuvent être contaminés par le chlorure où leur zones de fixation seront fissurées.
- ♣ **La mise en œuvre aisée et réduction du temps d'exécution** : la préparation, le transport et la mise en œuvre des platines d'acier prend un temps considérable par rapport à l'application des matériaux composites.

- ♣ **Le tenue au feu** : la dégradation due au feu est lente à celle des platines d'aciers, car la conductivité thermique des matériaux composites est inférieure à ces derniers.
- ♣ **La maintenance et l'entretien**: le renforcement par les platines d'acier demande une maintenance périodique continue, tandis celle des matériaux composites n'exigent pas d'entretien.
- ♣ **La réduction du risque "gel-dégel"**: la mise en œuvre du bandage des matériaux composites favorise une bonne étanchéité vis-à-vis de la formation du phénomène "gel-dégel".

Mais un inconvénient majeur au développement des solutions de renforcement par PRF réside dans le coût initial des matériaux ; on estime le coût des fibres de carbone entre 25 et 30 \$/kg, au contraire d'un coût de 1 \$/kg pour l'acier.

Cependant, même si le matériau coûte initialement plus cher que ceux qui sont traditionnels, cette comparaison n'est pas révélatrice du coût de revient global, car grâce à la simplicité et à la rapidité d'application, il permet de réduire les temps d'intervention sur chantier et les moyens mis en œuvre.

D'autre part, il existe sur le marché des fibres moins chères que les fibres de carbone, et aussi moins performantes qui pourraient les remplacer lors de renforcements à la flexion, où les fibres de carbone sont souvent "trop" performantes et la rupture a lieu au niveau de l'interface.

4. Les sols et les fondations

4.1. Impact du séisme

La violence avec laquelle un tremblement de terre affecte un ouvrage ne dépend pas seulement de la sécurité parasismique de sa construction, mais également des propriétés du sol de fondation et des terrains voisins.

Lorsqu'une onde est incidente dans une roche dure et qu'elle pénètre dans une couche très meuble située en-dessous, son amplitude va augmenter et de surcroît l'énergie va rester piégée dans la couche argileuse. Il s'agit d'un phénomène de résonance, et le bâtiment lui même développe une fréquence particulière qui va pouvoir être excité.

Alors le premier procédé de renforcement correspond à un sol de supporter des charges supérieurs aux charges transmises par les fondation existantes. Cette méthode consiste soit à reporter le niveau de fondations au bon sol soit à augmenter les surfaces des fondations au même niveau que celle existantes. Les nouvelles fondations sont dimensionnées en fonction des charges et de la capacité du sol.

Sans oublier que les fondations sont toujours soumises à des charges de pesanteur, charges du vent, poussées des terres, ...etc. Et dans une zone sismique, ces éléments sont soumis de plus à des efforts horizontaux , verticaux, des moments de

renversement, et à des efforts provenant des tassements différentiels et des déplacements du sol.

Le tableau suivant représente comment les paramètres d'un sol varient durant le séisme.

	Sol non saturé	Sol saturé			
		graveleux	argileux	limono-sableux lâche	limono-sableux dense
γ	↗	=	↗	↗	↘
φ	=	=	=	=	=
c	=	0	=	0	0
τ	=	=	↘	↘	↘
G	↘	=	↘	↘	↘
E	=	=	↘	=	=

γ : poids volumique apparent humide
 φ : angle de frottement interne
 c : cohésion
 τ : contrainte de cisaillement
 G : module de cisaillement
 E : module d'élasticité

↗ : croît pendant le séisme
 = : sans modification pendant le séisme
 ↘ : décroît pendant le séisme
 0 : non pertinent

Tableau 3.4.1 : Modification des paramètres géotechniques sous l'effet d'un séisme.

4.2. Nouvelles fondations

Dans certains cas de renforcement d'un bâtiment, on est en besoin d'ajouter des nouveaux voiles de contreventement qui possèdent des grandes masses et charges. Pour cela les nouveaux voiles doivent avoir des fondations appropriées. Pour qu'un tel mur accomplisse son rôle, il faut choisir une ou plusieurs des méthodes suivantes:

- ▲ Augmenter les dimensions de la semelle en plan.
- ▲ Construire des nouvelles fondations au-dessous des murs et les connecter avec la fondation existante.
- ▲ Utiliser des pieux ou micropieux si le sol supportant les fondations n'est pas capable de supporter des nouvelles charges.

4.3. Reprise en sous-œuvre

La réparation et/ou le renforcement d'ouvrages de fondation par la reprise en sous-œuvre concernent, soit les ouvrages anciens, soit des ouvrages plus récents dont l'infrastructure se révèle, apportant des charges nouvelles à l'ouvrage.

Le principe de base consiste, soit à reporter le niveau de fondation à un niveau inférieur, où le terrain est de meilleure qualité, soit à augmenter la surface de la fondation au niveau, où elle a été initialement réalisée.

Pour la réussite de cette technique, il est nécessaire d'assurer un transfert des charges de part et d'autre de la zone de travail. Ce transfert peut être réalisé de plusieurs façons: longrines ou chaînage horizontal, pontage, étreinte latérale par précontrainte, etc.

Pour la reprise en sous-œuvre d'une semelle existante, on peut appliquer l'un des trois cas cités après selon l'objectif prévu:

- i. Augmentation de la surface de la semelle sans surépaisseur.
→ Réduire la contrainte sur le sol.
- ii. Réaliser un surépaisseur sans augmentation de la surface de la semelle.
→ Augmenter la rigidité de la semelle et de la section du poteau.
- iii. Augmentation de la surface de la semelle avec surépaisseur.
→ Mixte des deux objectifs citées avant.
- iv. Renforcement de fondation à un niveau inférieur au niveau d'origine, d'où la nouvelle fondation supporte l'ancienne.
→ Trouver la portance nécessaire par reprise en sous-œuvre.

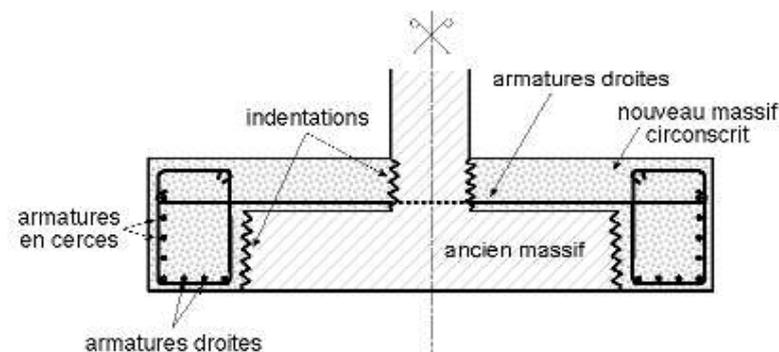


Figure 3.4.1 : Augmentation de la surface d'une semelle existante avec une surépaisseur.

4.4. Renforcement par injection

Il convient d'appeler « amélioration », le résultat de l'opération d'une injection du moins généralisée au niveau du massif. Le liant injecté se propage par les vides communicants du massif et les remplit (les pores en terrain meuble, et les fissures, les vides et les joints de discontinuité dans le rocher). C'est l'injection traditionnelle sans déplacement des terrains. Seules les nouvelles caractéristiques du sol amélioré sont prises en compte: la cohésion ou l'angle de frottement supplémentaire obtenu, la déformabilité et perméabilité réduite, etc.

Tandis que le « renforcement » consiste à créer par l'injection des éléments porteurs ou de soutien, faisant fonction de puits ou soutènements. Ces éléments sont obtenus par une destruction des terrains, avec une intrusion hydrodynamique ou un malaxage mécanique après introduction d'un liant. Seules les caractéristiques initiales du sol sont introduites en tant que besoin pour ceux-ci.

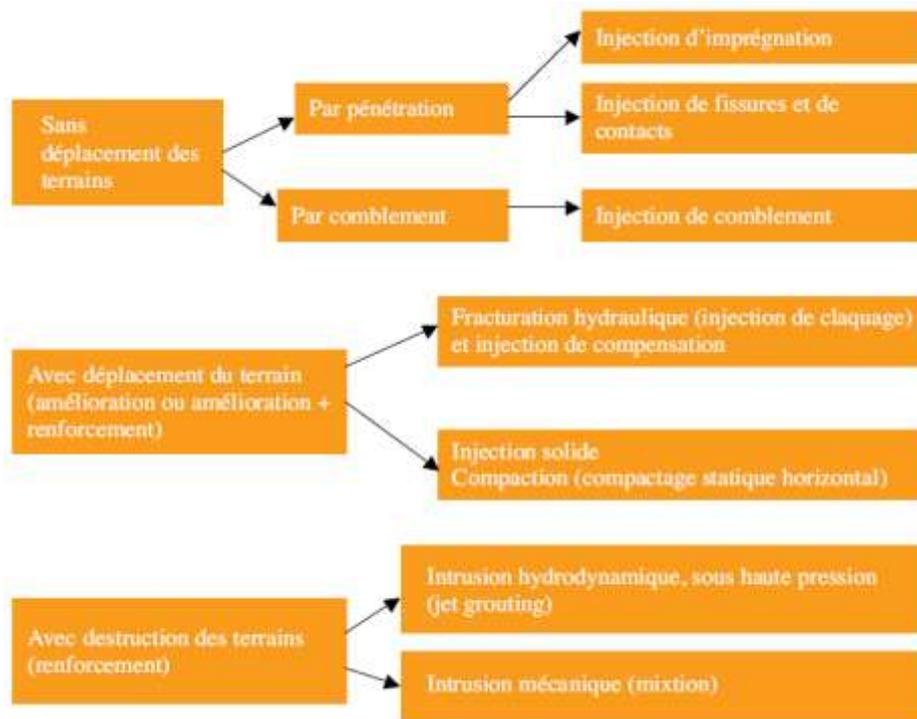


Figure 3.4.2 : Différente techniques de renforcement par injection.

Parmi ces techniques par injection, on doit citer les injections classiques dans cette partie:

- ✚ **Forages** : l'opération se fait à partir de forages de faibles diamètres (50 à 80 mm). Les pressions sont basses, jusqu'à environ 2 MPa et il n'y a aucun rejet d'une partie du terrain vers la surface. Le maillage des forages est conditionné selon les conditions géométriques, le rayon d'action du coulis et le type du sol.

	Nature du terrain				
	Terrains meubles			Terrains rocher	
	Sables fins	Sables et graviers	Graves	Cas de fissures fines	Cas de fissures ouvertes
Espacement (m)	1,0	1,5	3,0 à 5,0	1,0 à 4,0	2,0 à 4,0

Tableau 3.4.2 : Espacement des forages selon le type d'un terrain.

- ✚ **Les coulis** : le coulis doit cheminer dans le massif, et sa capacité à pénétrer dépend de ses caractéristiques intrinsèques : la taille des particules, sa stabilité, sa viscosité et la diminution du rapport C/E par filtration. Le matériau d'injection adéquat est déterminé par la nature du sol et par sa porosité. Or, il existe deux catégories principales de coulis : les suspensions granulaires (coût modéré avec une résistance mécanique élevée; ils sont pérennes et non toxiques) et les liquides (coût élevé mais la résistance mécanique reste limitée).



Figure 3.4.3 : Renforcement du sol par forage.

4.5. Jet grouting

Le jet grouting est un procédé de traitement des sols par une injection à grande vitesse et pression, de fluides et de coulis. Il permet la réalisation de colonnes, demi-colonnes, lamelles ou paroi. Il est applicable à tous les terrains meubles, hormis les sols très organiques.

Ce procédé conduit à un renforcement du sol et c'est l'obtention de caractéristiques géométriques et mécaniques qui est recherchée. Et dans le domaine des fondations, le jet conduit à de véritables éléments porteurs ou de soutien assimilables à leurs équivalents traditionnels. De plus il permet de remplir des fonctions d'étanchéité.

Les caractéristiques essentielles de la colonne de jet sont son diamètre et sa résistance. D'où le fait que la résistance, exprimée en résistance à la compression simple R_c , dépend de la qualité du ciment, du rapport C/E et de la nature du sol. Le tableau ci-dessous fournit des valeurs courantes de R_c (MPa) pour les colonnes réalisées en terrain sableux ou argileux et traitées au ciment CLK 45:

C/E	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.6	0.8	0.9	1
sableux	1	2	3.5	5	6.5	8	10	12	14	16
argileux		0.5	1.5	2	3.5	4.5	6	7.5	9	11

Tableau 3.4.3 : Comparaison des valeurs de R_c au ciment CLK 45, entre terrain argileux et sableux.

Parmi les avantages, il est possible de citer :

- ✓ Indépendance du procédé par rapport au type de sol.
- ✓ Possibilité de fabrication d'éléments de grande taille (fort diamètre).
- ✓ Excellente qualité du contact entre les fondations existantes à renforcer et les colonnes de jet.
- ✓ Absence de vibrations.
- ✓ Réalisation de travaux dans des terrains difficilement accessibles.

Mais ce procédé est coûteux, car il nécessite des charges importantes de personnel qui doit être parfaitement formé, et d'équipements avec des coûts d'amenée et de repli élevés. En revanche, cette technique permet des reprises en sous-œuvre sans déchaussement des fondations existantes et sans nécessité de poutre ou massif de liaison.



Figure 3.4.4 : Renforcement du terrain par jet grouting.

4.6. Compactage Horizontal Statique (CHS)

Le Compactage Horizontal Statique, mis en œuvre pour la première fois aux Etats-Unis dans les années 1950 est un procédé d'injection solide. Après avoir battu ou foré une tige métallique à une profondeur donnée, le matériau non liquide est injecté sous pression et sous faible débit. Le matériau déplace le sol latéralement. L'injection est arrêtée sur un critère de pression ou de volume. Cette opération est répétée sur la hauteur de la couche à renforcer.

Cette technique sert à une amélioration globale du sol en périphérie de l'injection, et à une augmentation des caractéristiques du sol de fondation de portance insuffisante, et de sa densité relative pour réduire le potentiel de liquéfaction. Cette technique a l'avantage de cibler uniquement la couche à traiter en traversant blocs ou couches indurées même à grande profondeur. De plus, elle consiste à augmenter et rétablir la capacité portante du sol sous des fondations existantes (en cas d'augmentation des charges).

Les autres avantages de cette technique sont:

- ✓ C'est un procédé qui n'entraîne ni rejet, ni évacuation de déblais.
- ✓ Pas de vibrations, et les risques de tassement en cours de travaux sont inexistant.
- ✓ L'injection solide permet plus de précision dans la localisation du matériau injecté, elle est donc plus souple.
- ✓ Réduire les coûts liés aux modifications des fondations sur les chantiers de rénovations.



Figure 3.4.5 : Réalisation d'une colonne de CHS.

4.7. Renforcement par Micro pieux

Le renfort des fondations superficielles existantes peut se faire par pieux ou micro pieux. Ces derniers peuvent également être adoptés dans le cas de dégradation du terrain des fondations existantes et la nécessité de nouveaux pieux prolongés au bon sol. Le calcul de ces renforts se fait selon les normes en vigueur pour les fondations profondes. Le micro pieu a un diamètre inférieur à 250 mm, qui comporte une armature centrale scellée dans un coulis de ciment, et il peut travailler indifféremment en traction ou en compression.

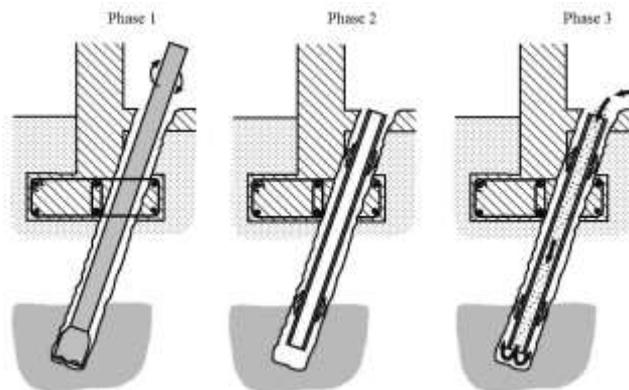


Figure 3.4.6 : Schéma des étapes d'installation des micro pieux.

- Phase 1 : Forage.
- Phase 2 : Mise en place du tube-armature.
- Phase 3 : Injection gravitaire du coulis de scellement.

Mais les pieux de différents types sont difficiles à réaliser dans les projets de renforcement des structures existantes, vu les matériels de grandes dimensions et les dimensions importantes des pieux qui seront difficiles à manipuler. De plus, il existe un problème souvent rencontré qui est le centrage des actions sur les nouveaux pieux pour ne pas créer un moment de flexion dans les pieux.

Les points positifs de cette technique sont l'emploi dans tous types de terrain (y compris le rocher) et l'atteinte d'une profondeur jusqu'à 30m environ.



Figure 3.4.7 : Renforcement d'une semelle par micro pieux.

4.8. Vibrocompactage

Le procédé de vibrocompactage, développé à la fin des années 1930, permet de compacter localement ou dans la masse, les sols grenus sans cohésion (sables, graviers, cailloux) en place ou mis en remblai au-dessus ou en-dessous de la nappe et ceci jusqu'à des profondeurs maximum de plus de 50 m. Il s'agit d'une technique d'amélioration de sol des sols pulvérulents de type sablo-graveleux permettant de les densifier dans la masse sous l'effet de la vibration.

La réduction de la porosité du matériau permet aussi d'augmenter sa capacité portante de manière significative. Il est courant d'obtenir des contraintes de sols améliorés de l'ordre de 0,5 à 0,8 MPa ELS après ce type de traitement.

Le vibrocompactage apporte bien des avantages tel que:

- ♣ Amélioration de sol en place sans matériau d'apport (économique).
- ♣ Grande souplesse dans la mise en œuvre des fondations qu'en dimensionnement.
- ♣ Délai de production rapide.
- ♣ Impact environnemental faible : peu de transport de matériaux, peu de bruits...
- ♣ Procédé connu pour être le plus efficace dans la réduction du potentiel de liquéfaction des sols.



Figure 3.4.8 : Procédé de vibrocompactage d'un sol.

4.9. Colonnes ballastées

Ce procédé, développé à la fin des années 50, est une technique d'amélioration de sol permettant de créer des colonnes de granulats expansées afin d'augmenter la portance d'un sol et d'en réduire sa compressibilité. En effet, il est possible de mettre en œuvre des semelles superficielles avec une contrainte de sol de l'ordre 0,2 à 0,3 MPa ELS, réaliser des dallages sur terre-plein dimensionnés avec des modules de sol performants et améliorer les caractéristiques des remblais d'apport.

En fait, construire un ouvrage sur des colonnes ballastées permet de le fonder comme sur du "bon sol" et donc de respecter les règles usuelles de fondations superficielles.

Cette méthode possède plusieurs avantages sont:

- ♣ Cette technologie permet un délai de production rapide.
- ♣ L'absence de liant dans le matériau constituant la colonne permet de garder une grande souplesse dans la mise en œuvre des fondations.
- ♣ Elle présente de nombreux retours d'expérience très documentés sur le sujet de la diminution du potentiel de liquéfaction des sols.
- ♣ L'effet drainant des colonnes offre la possibilité d'accélérer le temps de consolidation des terrains compressibles.
- ♣ Elle permet de diminuer la nature gonflante de certains argiles.

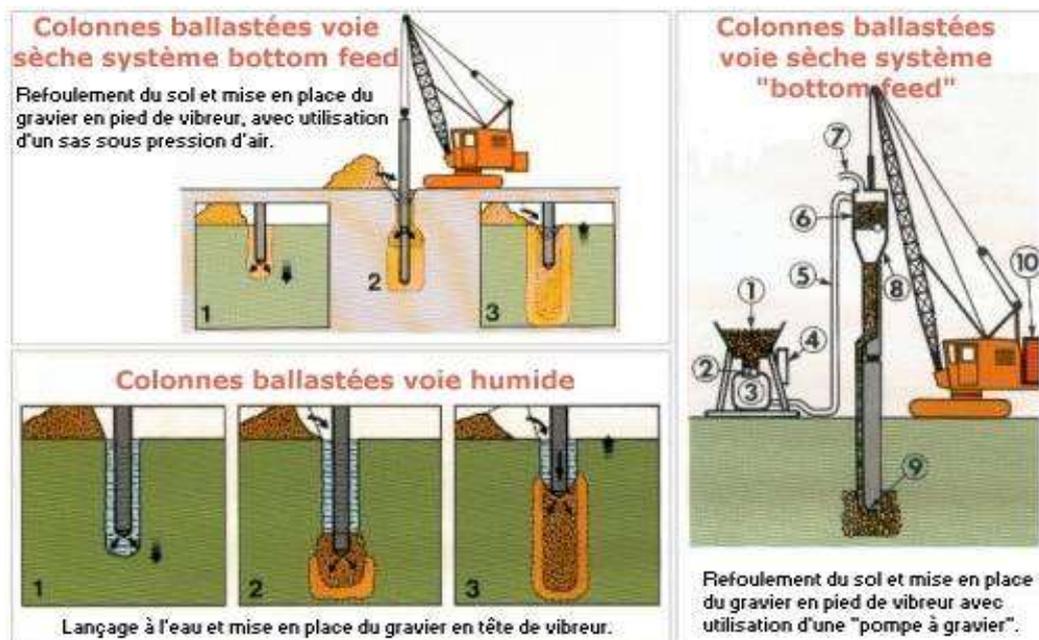


Figure 3.4.9 : Schéma de renforcement du sol par colonnes ballastées en voie sèche et humide.

Chapitre 4 : Justification des ouvrages renforcés

1. Dimensionnement

L'étape de la justification de dimensionnement 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. De plus elle sert à s'assurer que les sollicitations et déformations imposées restent 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. Aussi pour les éléments non structuraux, qui sont susceptibles de compromettre la sécurité des personnes, leurs comportements doivent être vérifiés avant validation de la solution retenue.

Dans l'EN1998-3, on trouve les méthodes d'analyse qui sont identiques à celles employées pour l'estimation de la capacité initiale de la structure mais prennent en compte les nouveaux cheminements d'efforts. Le dimensionnement du renforcement et les vérifications sont effectués à deux échelles:

- a- **Globale** : dans cette échelle, le but est de s'assurer le bon comportement d'ensemble de la structure renforcée et de quantifier les nouveaux cheminements d'efforts. De plus il sert à évaluer les déformations générales pour deux buts: le premier sert à réparer les éléments qui peuvent présenter un comportement fragile à des niveaux de déformations envisagés, tandis que le deuxième est de fournir les informations nécessaires aux vérifications de cohérence.
- b- **Locale**: les éléments ajoutés et les liaisons sont individuellement validés pour ces nouveaux cheminements d'efforts (par exemple: les zones critiques de dissipation d'énergie, les ancrages dans l'ancienne structure,...etc.). Chaque modification des sections des éléments, qui entraîne une redistribution des efforts dans la structure, nécessite de nouvelles vérifications locales de cet élément et aussi les autres existants, sans oublier le nouvel ajustement du projet de renforcement.

Enfin, il faut faire attention aux échelles et empêcher une imbrication entre globale et locale tout au long de la procédure de conception du renforcement.

1.1. Dossier de justification

Un dossier de justification récapitule les différents étapes de renforcement de la structure à la fin des travaux. Ce dossier comprenant six parties, sera fourni au maître d'ouvrage.

Partie 1. Présentation de l'état initiale du bâtiment et rappel du diagnostic de capacité parasismique.

Partie 2. Description qualitative du principe de renforcement avec pré-évaluations budgétaires (y compris l'identification des points durs de la conception).

Partie 3. Justification qualitative et quantitative de la structure primaire de l'ouvrage renforcé et comportement de tous les éléments.

Partie 4. Dossier de consultation des entreprises sur le projet de renforcement, y compris les spécifications particulières de méthode, modalité de contrôle et de réception des travaux...

Partie 5. Dépouillement des offres, recommandation et mise à jour des coûts.

Partie 6. Production du dossier final de l'ensemble du bâtiment.

2. Vérifications générales

L'EC8-3 impose également de nombreuses dispositions constructives pour chaque type de renforcement. Assurer le respect de ces dispositions est essentiel pour garantir le bon comportement de la structure renforcée. De plus, il convient de noter l'importance de la qualité de mise en œuvre sur le chantier des dispositions constructives prescrites.

2.1. Structures en béton armé

Pour les structures en béton armé, les indications pour les chemisages (en béton, en acier et par fibres) sont données dans l'Annexe A de l'EC 8-3. Ce dernier résume les modèles proposés pour le calcul des principales grandeurs mécaniques sur lesquelles se portent les justifications locales.

2.1.a) Chemisage en béton

Le calcul de justification locale des éléments renforcés par un chemisage en béton armé repose sur les hypothèses suivantes:

- le comportement de la structure est monolithique,
- l'effort normal est supposé agir sur l'ensemble de l'élément chemisé,
- les propriétés du béton ajouté s'appliquent à toute la section de l'élément.

2.1.b) Chemisage en acier

La justification de calcul pour ce type de renforcement est que la résistance du chemisage à l'effort tranchant s'ajoute à la résistance existante, mais à condition de rester dans le domaine élastique.

L'évaluation de la résistance supplémentaire est valable dans le cas où moins de 50% de la limite élastique du chemisage est utilisée.

2.1.c) Plaquage et enrobage par PRF

Dans ce type de renforcement, la nouvelle capacité de résistance à l'effort tranchant est égale à la somme de la capacité résistante initial de l'élément et la résistance du polymère. D'où la capacité résistante totale ne peut être prise supérieure à la résistance maximale en cisaillement de l'élément en béton.

Technique de confortement	Grandeurs mécaniques évaluées (vérifications en capacité)	Eurocode 8-3
Chemisage en béton armé	Rotation de corde à la plastification θ_p^* Rotation ultime de corde θ_u^* Moment à la plastification M_p^* Résistance à l'effort tranchant V_k^*	Référence A.4.2
Chemisage en acier	Résistance (supplémentaire) à l'effort tranchant V_f	Référence A.4.3
Plaquage et enrobage par polymères de fibres	Effet sur la rotation de corde et la résistance en flexion négligeable Résistance à l'effort tranchant V_{Rd1} (section rectangulaire) ou V_f (section circulaire) Niveau de pression de confinement f'_c	Référence A.4.4

Tableau 4.2.1 : Modèles de calcul développés dans l'EC 8-3.

2.2. Structures métalliques et mixtes

L'Annexe B de l'EC8-3 fournit les formules à retenir pour les justifications locales du renforcement pour les structures métalliques et mixtes. D'où le fait qu'on trouve les principales grandeurs mécaniques sur lesquelles reposent les vérifications locales, suivant les techniques de renforcement. Ces techniques de confortement sont parfois multiples pour un même objectif, et donc certaines justifications locales sont communes à plusieurs techniques.

Le tableau 4.2.2 présente en résumant les principales exigences générales permettant de garantir un bon comportement de la structure sous séisme, ainsi les capacités de déformations des éléments structuraux à envisager pour les vérifications du confortement.

Etat limite de dommages	Vérifications	Eurocode 8-3
Limitation de dommages DL	Exigences générales - Pas de plastification dans les poteaux - Pas de flambement en flexion ou sous effort normal des poteaux - Pas de flambement des contreventements diagonaux Capacité de déformation des éléments - Valeurs limites de la capacité post-élastique des éléments structuraux : valeurs de rotation pour l'extrémité des poutres et des poteaux, valeurs de déformation axiale pour les contreventements comprimés, les contreventements en traction et les poutres et poteaux en traction Zone de panneau au niveau de l'assemblage poteau-poutre - La zone reste élastique.	B.5.1 B.5.2
Dommages significatifs SD	Exigences générales - Assurer le développement du moment plastique dans les poutres avant l'apparition d'un voilement - Pas de plastification dans les poteaux - Pas de flambement en flexion ou sous effort normal des poteaux Capacité de déformation des éléments - Valeurs limites de la capacité post-élastique des éléments structuraux	B.5.1 B.5.2
Quasi-effondrement NC	Exigences générales - Limiter le voilement local dans les poutres Capacité de déformation des éléments - Valeurs limites de la capacité post-élastique des éléments structuraux	B.5.1 B.5.2

Tableau 4.2.2 : Vérifications des structures métalliques et mixtes, selon l'EC 8-3.

2.3. Structures en maçonnerie

Pour les structures en maçonnerie, le principe des justifications locales est peu abordé. L'Annexe C.4 de l'EC8-3 donne les capacités qui peuvent être néanmoins utilisées pour le calcul du confortement, et envisage plusieurs type de renforcement, tels que:

- le renforcement à l'intersection des murs,
- le renforcement par ajout de tirants métalliques ou de profilés métallique,
- le renforcement des mur par jointolement au mortier de ciment,
- le renforcement par chemisage en béton armé,
- le renforcement par chemisage en polymère.

Éléments	Capacité	Eurocode 8-3
Éléments soumis à effort normal + flexion	Mur contrôlé par la flexion	C.4.2
	Mur non contrôlé par la flexion	
Éléments soumis à un effort tranchant	Mur contrôlé par l'effort tranchant	C.4.3
	Mur non contrôlé par l'effort tranchant	

Tableau 4.2.3 : Estimations de la capacité des éléments maçonnés selon l'Eurocode 8-3.

2.4. Éléments structuraux secondaires

Les éléments structuraux secondaires sont néanmoins susceptibles de présenter des risques pour les personnes. Pour cela, leur contribution à la résistance aux actions sismiques est négligée. Malgré les déformations et les endommagements éventuels générés par l'action sismique, ces éléments doivent assurer la descente des charges non sismiques.

L'article EN1998-3 § 2.2.1 stipule que 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 sévères. Il convient généralement d'évaluer les déformations imposées, les distorsions locales et le degré d'endommagement qui en résultent. 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 la capacité à maintenir en place les équipements et autres éléments secondaires qui y seraient éventuellement connectés doivent être vérifiées.

3. Autres facteurs

3.1. Caractéristiques des matériaux

L'EN1998-3 § 6.1.4 présente 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, modifiées par le coefficient de confiance CF. Toutefois, lorsque la

dispersion des caractéristiques est manifestement beaucoup plus élevée que dans les constructions récentes, le concepteur doit retenir une valeur caractéristique inférieur ou plus spécifique à la zone concernée dans le but de garantir la validité de ses évaluations de résistance.

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

3.2. Contrôle de qualité et coordination

Pour assurer un bon comportement parasismique d'un tel projet de renforcement, il faut contrôler la qualité de la réalisation, d'où ce contrôle s'agit d'un élément primordial. La réalisation de travaux de renforcement nécessite une coordination précise des différents intervenants. Pour cela il conviendra de savoir si une entreprise générale est capable d'assurer seule cette coordination, ou bien il faut prévoir une extension de mission de maîtrise d'œuvre concepteur. Ce choix permet un contrôle continu, en favorisant des conséquences de la qualité de comportement parasismique ultérieur. Mais il peut avoir aussi des incidences notables en matière de tenue des délais et de coût de la garantie décennale.

En matière de sollicitations sismiques, aucun essai en vraie grandeur ne permet de pallier un défaut de suivi de chantier. En conséquence, le projet de renforcement doit préciser, à côté du dimensionnement des nouveaux éléments, les éventuelles dispositions constructives spécifiques, ainsi que les modalités de contrôle et de réception.

On peut déduire que la responsabilité de la bonne réalisation reste largement au maître d'ouvrage, et que des assurances globales communes doivent être envisagées en précisant le rapport chantier/responsabilité.

3.3. Joint de séparation et appuis mobiles

Pour ce qui concerne les bâtiments voisins, les termes de l'EC8-1 § 4.4.2.7 annoncent: « *Les bâtiments doivent être protégés contre l'entrechoquement avec des structures adjacentes ou entre des unités structurellement indépendantes du même bâtiment* ».

Il existe des cas où les effets pénalisants de points durs, qui attirent de façon dangereuse les réactions aux efforts inertiels, nécessitent l'isolement de certains éléments rigides par des joints périphériques ou la réalisation de dispositions d'appui mobiles (par exemple, un escalier trop rigide relativement au contreventement vole une désolidarisation horizontale d'un plancher).

Il faut veiller à faire attention au fait que les modèles de calcul des capacités résistantes ne donnent pas des valeurs enveloppes des déformations susceptibles de se produire, dès qu'on s'écarte du fonctionnement linéaire élastique. La multiplication de la déformation élastique par le coefficient de comportement ne couvre pas toujours les

autres sources d'assouplissement. Lorsque les dispositions résultantes ne sont pas trop couteuses, la nocivité d'éventuels entrechoquements ou pertes d'appui est telle que prendre un coefficient de sécurité complémentaire supérieur à 2 sur les déplacements prévisibles est une précaution souhaitable.

Alors de dispositions constructives, à imposer explicitement, doivent permettre d'éviter les risques d'obstruction du joint ou de blocage des glissements.

3.4. Planchers diaphragmes

Un bâtiment est considéré en tant qu'ensemble lorsque les éléments de contreventement ont un déplacement homogène, c'est-à-dire ces éléments régulièrement fixés les uns aux autres par des éléments de rigidité et de résistance appropriés. Les ancrages de ces éléments de solidarisation doivent être convenables dans la structure sans produire des points faibles dans les zones de fixation des éléments de contreventements.

Les ancrages des planchers, qui jouent le rôle de diaphragmes horizontaux, doivent généralement transmettre les cisaillements verticaux nécessaires pour assurer leur support, et la descente des charges propres de leur niveau. Sans oublier les efforts de cisaillement horizontaux locaux et de l'effet d'éventuels écarts de répartition des masses et des raideurs entre niveaux qui sont aussi transmis. Tandis que dans une conception non-parasismique, seule la descente des charges propres doit être prise en compte.

Les planchers béton portant dans un seul sens avec ferrailage secondaire transversale minimal et comportant un interruption du ferrailage principal de chaque nappe avec recouvrement insuffisante forment un cas où la tenue en partie des diaphragmes nécessite une vérification. De plus, de telles insuffisances peuvent correspondre à des irrégularités du bâtiments de diverses natures: concentrations de raideurs de contreventement (cage d'escalier excentrée), interruptions brusques de contreventement (création de devantures sous façades porteuse), lacune locales (grandes trémies), etc. Si la mise en place de tirants entre poutres peut être envisagée, tout aussi nécessaire à la solidarisation du bâtiment sera rarement possible. Dans ce cas, il pourra être nécessaire de réaliser et d'ancrer un nouveau plancher diaphragme.

4. Dispositions constructives

4.1. Poteaux

Les poteaux devraient pouvoir fléchir sous charges latérales sur toute la hauteur d'étage. Il faudra veiller tout particulièrement au problème du frettage et du flambement des aciers dans les zones critiques qui peuvent engendrer un éclatement du béton.

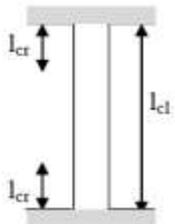
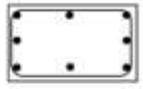
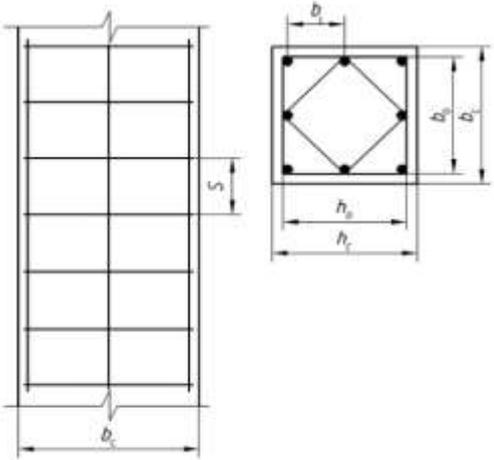
Coefficients partiels de sécurité	Idem poutre	
Dimensions minimales	Dimensions de sections transversales	Classe DCM et DCH: En général : (a et b) ≥ 1/20 h Classe DCH : (a et b) ≥ 250 mm
Résistance	Résistance maxi	Classe DCM : $v_d \leq 0,65$ Classe DCH : $v_d \leq 0,65$
Zone critique	Poteaux liés aux extrémités : 	Classe DCM : $l_{cr} = \max \left(\begin{array}{l} h_c = \max(a, b) \\ l_{ct} / 6 \\ 45\text{cm} \end{array} \right)$ Classe DCH : $l_{cr} = \max \left(\begin{array}{l} 1,5h_c = 1,5 \max(a, b) \\ l_{ct} / 6 \\ 60\text{cm} \end{array} \right)$
	Si $l_{ct}/h_c < 3$ (poteau court)	l_{cr} sur toute la hauteur l_{ct}
Armatures longitudinales	Pourcentage d'armatures Armatures intermédiaires	Classe DCM et DCH : $1\% \leq \rho_1 < 4\%$ 1 acier minimum entre les aciers d'angle 
Armatures longitudinales	espacement d'armatures	Classe DCM : Espacement < 200 mm Classe DCH : Espacement < 150 mm
Armatures de confinement dans la zone critique	diamètre minimum espacement d'armatures 	Pour la classe DCH uniquement : $\Phi_t \geq 40\% \Phi_l$ Classe DCM : $s = \min \left(\begin{array}{l} b_0 / 2 \\ 175 \\ 8\phi_1 \end{array} \right)$ avec b_0 distance de l'axe du poteau à l'axe des aciers de confinement. ($b_0 \approx \min(a,b)/2$) Classe DCH : $s = \min \left(\begin{array}{l} b_0 / 3 \\ 125 \\ 6\phi_1 \end{array} \right)$ Dans les 2 premiers étages, pour les conditions sur les aciers de confinement $l_{cr} = 1,50 l_{ct}$

Tableau 4.4.1 : Valeurs caractéristiques et dispositions constructives des poteaux (EC8 § 5.4 et 5.5).

4.2. Poutres

Les poutres doivent respecter le principe « poteau fort - poutre faible » afin de favoriser les rotules plastiques potentielles dans celles-ci.

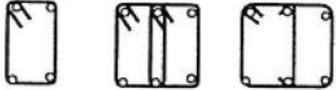
Coefficients partiels de sécurité	Béton Limite de f_{ck} Aciers	$\gamma_c = 1,20$ au lieu de 1,50 $f_{ed} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ avec $\alpha_{cc} = 0,85$ pour les ponts avec $\alpha_{cc} = 1,00$ pour les bâtiments Béton C16/20 mini pour DCM Béton C20/25 mini pour DCH $\gamma_s = 1,00$ au lieu de 1,15 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ Aciers de classe B ou C utilisé
Armatures de tranchant dans la zone critique	Φ_t mini Espacement minimum s 1 ^{er} lit d'armatures Forme des cadres et étriers :	6 mm Pour la classe DCM : $s = \min (h_w/4 ; 225; 24 \Phi_t; 8\Phi_{1 \text{ mini}})$ Pour la classe DCH : $s = \min (h_w/4 ; 175; 24 \Phi_t; 6\Phi_{1 \text{ mini}})$ 50 mm 
Armatures longitudinal	Φ_l mini	Pour la classe DCH : 2 HA14 sur toute la longueur de la poutre en face supérieure et inférieure Pour la classe DCM : $\frac{1}{4} A_l$ prolongées sur toute la longueur  Pour DCM et DCH : $\rho_{\min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right)$

Tableau 4.4.2 : Valeurs caractéristiques et dispositions constructives des poutres (EC8 § 5.4 et 5.5).

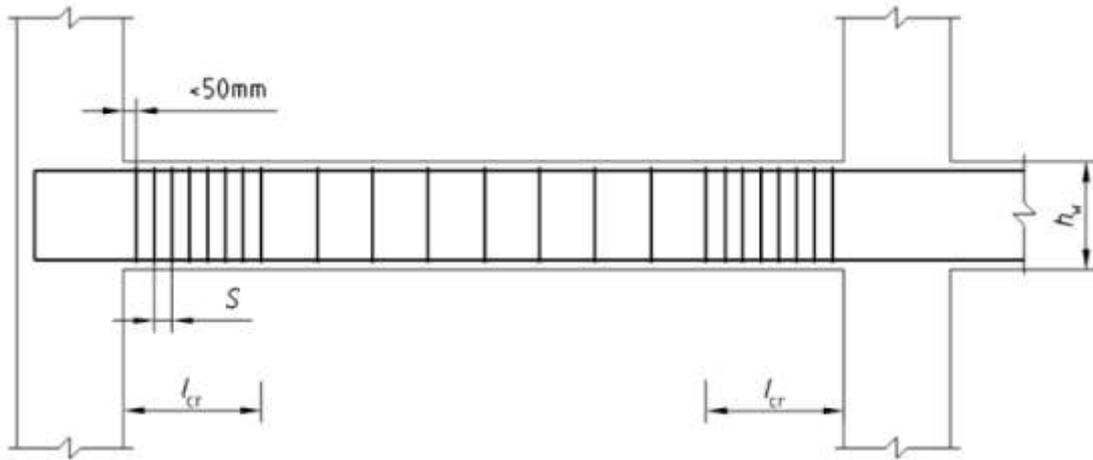


Figure 4.4.1 : Armatures transversales dans les zones critiques des poutres.

4.3. Murs de contreventement

Voici les valeurs caractéristiques et les dispositions constructives pour les murs de contreventement selon l'EC8:

- ✓ Epaisseur minimale = 15cm ou $h/20$
- ✓ Hauteur de la zone critique = $\max(L ; H_w/6)$
ou = $2H$ si la structure est de plus de 7 niveaux.
- ✓ Espacement des armatures de confinement = $\min(b/2, 175\text{ mm}, 8\phi_l)$ → DCM
ou = $\min(b/3, 125\text{ mm}, 6\phi_l)$
- ✓ Renforcement au bout des voiles sur une distance $l_c = 0,15L$ ou $1,50b$

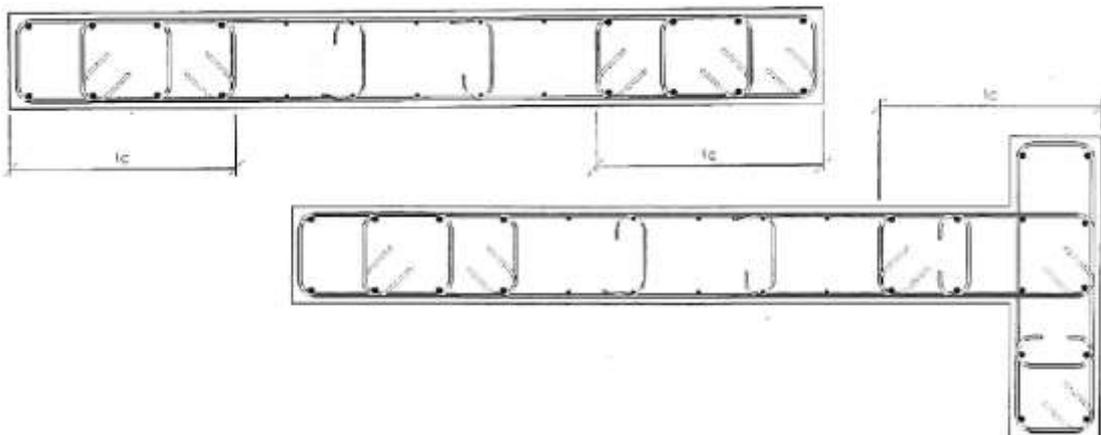


Figure 4.4.2 : Schéma de ferrailage des murs représentant l_c .

Certains points sont à surveiller:

- Définir une épaisseur minimale des voiles.
- Renforcer les extrémités et les retours d'angles par des renforts d'armatures. C'est à cet endroit que la rupture sous l'effet de cisaillement s'amorce.
- Ne pas faire porter les voiles par des poutres ou des dalles.

4.4. Nœuds

Les nœuds subissent des efforts élevés à cause de leur rigidité. Ils constituent les zones les plus vulnérables d'une ossature.

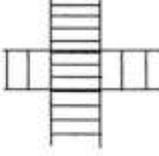
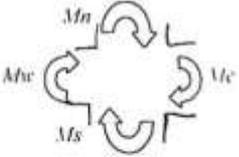
Armatures transversales	Le ratio le plus important des éléments reliant le nœud doit être poursuivi dans tout le volume du nœud Espacement des lits	 e max = 15 cm
Dimensionnement	Il faut vérifier que la somme des moments résistants des poteaux soit au moins égale à 1.30 fois la somme des moments résistants des poutres	 $ M_n + M_s \geq 1.30(M_w - M_e)$

Tableau 4.4.3 : Valeurs caractéristiques et dispositions constructives des nœuds (EC8 § 5.4 et 5.5).

4.5. Fondations

- ✓ La fondation d'un ouvrage doit constituer un système homogène, en terme de raideur, à moins que cet ouvrage ne soit fractionné en unités séparées par des joints.

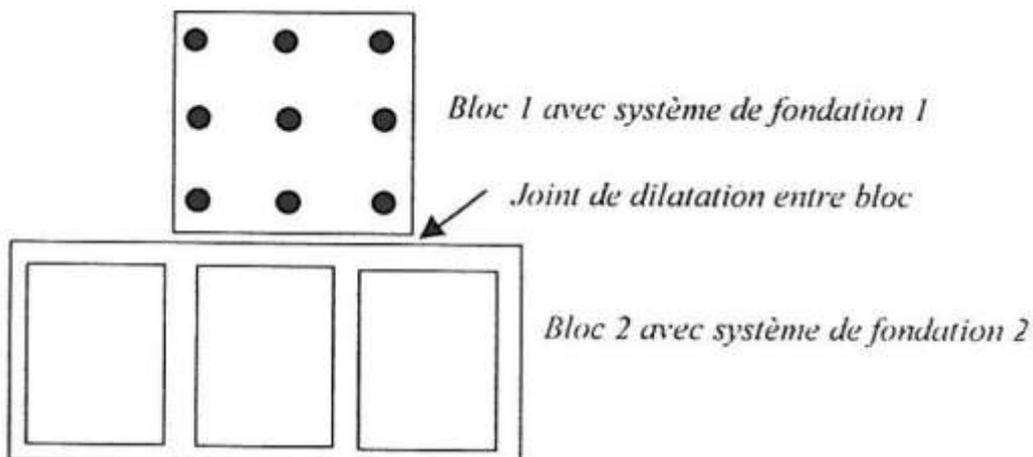


Figure 4.4.3 : Exemple de système de fondation hétérogène (mais acceptable car séparé).

- ✓ L'assise des fondations doit être horizontale avec un seul niveau de fondation si possible.
- ✓ Des différences de niveaux peuvent être tolérées pour autant que la pente générale n'excède pas la moitié de celle normalement admissible.

- ✓ Il faut impérativement s'abstenir de fonder les constructions à cheval sur plusieurs sols ayant des caractéristiques différentes.

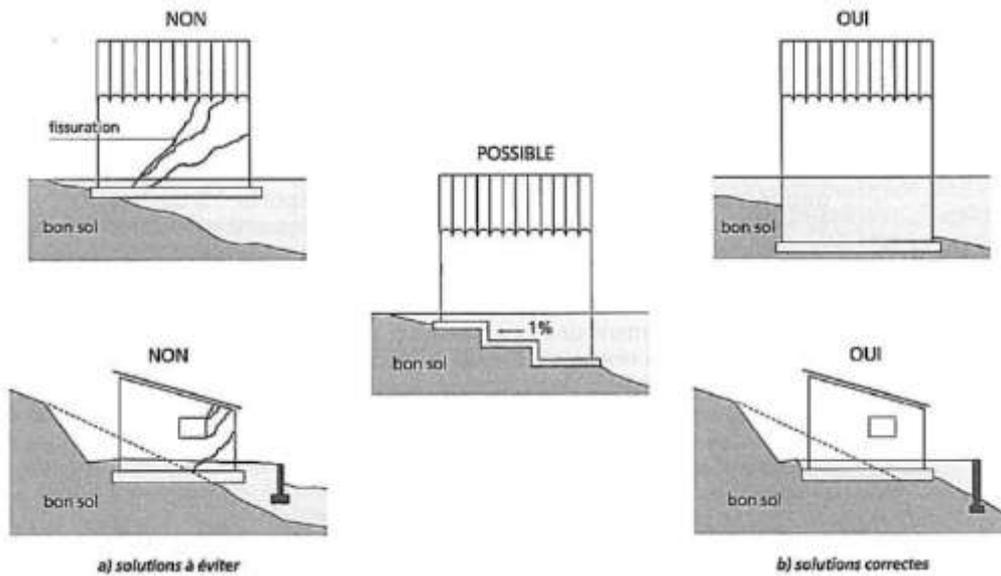


Figure 4.4.4 : Différentes dispositions de fondation sur couches de sol inclinés.

- ✓ Eviter les systèmes de fondation isolée. Toute fondation doit faire partie d'un ensemble monolithique le plus raide possible.
- ✓ Eviter les risques d'accumulation d'eau possible sous la fondation en effectuant un drainage périphérique efficace.

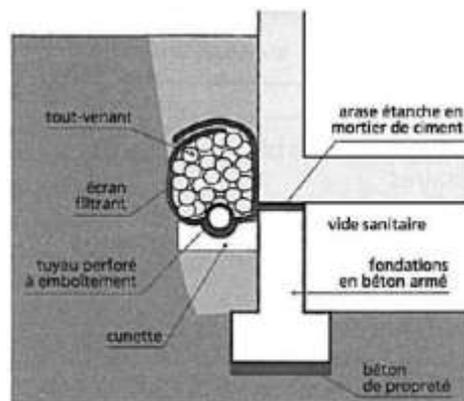


Figure 4.4.5 : Drainage périphérique.

5. Vérifications de sécurité

5.1. Vis-à-vis des états ultimes

Selon l'EC8 § 4.4.2.2, il doit être vérifié que les éléments structuraux ainsi que la structure dans son ensemble possèdent une ductilité convenable.

La sécurité est considérée satisfaisante si

$$E_d \leq S_d \text{ avec } \begin{cases} E_d : \text{Valeur de calcul dû au séisme} \\ S_d : \text{Résistance de calcul de l'élément considéré} \end{cases}$$

Dans les bâtiments à plusieurs étages la formation de rotules plastiques sur un seul niveau doit être évitée dans la mesure où la condition suivante doit être satisfaite :

$$\Sigma M_{RC} \geq 1,3 \Sigma M_{RB}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Sigma M_{RC} = \text{Somme des valeurs de calcul de résistance à la flexion des poteaux} \\ \text{connectés au nœud considéré} \\ \Sigma M_{RB} = \text{Somme des valeurs de calcul de résistance à la flexion des poutres} \\ \text{connectés au nœud considéré} \end{array} \right.$$

5.2. Vis-à-vis des déformations

L'EC8 § 4.4.3.2 annonce que la sécurité vis-à-vis de déformations est considérée par la limitation des déplacements entre étages, telle que:

$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h \rightarrow$ Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux fragiles.

$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h \rightarrow$ Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles.

$d_r \cdot v \leq 0,010 \cdot h \rightarrow$ Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux non liés à la structure.

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} d_r = \text{Déplacement de calcul entre étages.} \\ h = \text{Hauteur entre étages.} \\ v = \text{Coefficient de réduction pour prendre en compte une plus petite période} \\ \text{de retour de séisme.} \end{array} \right.$

Catégorie d'importance	Coefficient de réduction v
I	0,5
II	0,5
III	0,4
IV	0,4

Tableau 4.5.1 : Coefficient de réduction selon EC8 § 4.4.3.2.

5.3. Conditions des joints sismiques

Pour éviter l'entrechoquement de deux bâtiments adjacents, il faut les protéger par un joint sismique dont la largeur, donnée dans l'EC8 § 4.4.2.7, est:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Largeur} > \sqrt{d_a^2 + d_b^2} \rightarrow \text{Si le bâtiment } a \text{ et } b \text{ appartiennent au même propriétaire} \\ \text{Largeur} > d_a + d_b \rightarrow \text{Si non.} \end{array} \right.$$

Avec d_a et d_b sont les valeurs de déplacements horizontaux maximums de deux bâtiments a et b .

Dans le cas où les planchers des deux bâtiments adjacents sont situés au même niveau, les valeurs limites peuvent être réduites de 0,7.

ETUDE DE CAS : Ministère de Justice à Beyrouth



"Projet de renforcement et réhabilitation du bâtiment de ministère de Justice à Beyrouth " est le cas d'étude qu'on doit découvrir dans les chapitres suivants pour illustrer et traduire pratiquement notre thème de mémoire.

La direction des bâtiments du Ministère des Travaux Publics et des Transports a entrepris en 2002 de faire les travaux nécessaires pour évaluer la force et la durabilité de la structure et du système de fondation pour le bâtiment.

Chapitre 5 : Evaluations et chargement de la structure

1. Etat du bâtiment

1.1. Descriptions

Le bâtiment possède les caractéristiques suivantes:

- ~ Surface totale $\approx 10,000 m^2$.
- ~ Tous les étages sont à usages des bureaux.
- ~ Composants : $\left\{ \begin{array}{l} - 1 \text{ sous-sol} \\ - \text{Rez-de-chaussée} \\ - 5 \text{ étages} \\ - 1 \text{ étage de toit} \\ - 1 \text{ haut-toit} \end{array} \right.$
- ~ Le bâtiment est classé en catégorie III, dont la résistance aux séismes est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement.
- ~ Hauteur du bâtiment = 28m
- ~ Bâtiment avec un système en portique (poteaux et poutres)

Voici quelques plans présentant le bâtiment:

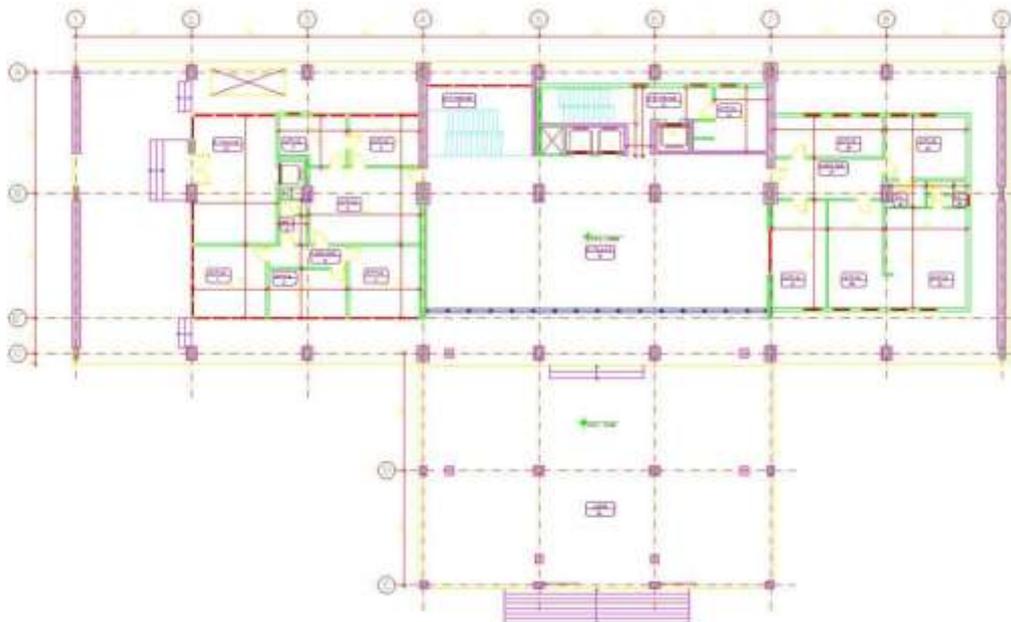


Figure 5.1.1 : Plan architectural du Rez-de-chaussée.

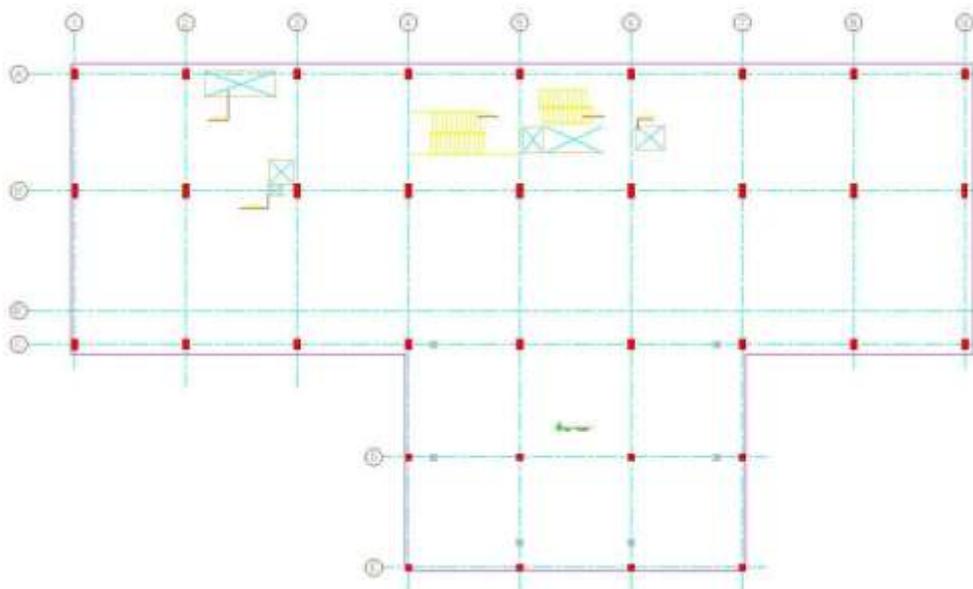


Figure 5.1.2 : Plan des poteaux distribués sur la surface.

1.2. Visite et prises des photos

Une suite de visite dans le chantier a permis de prendre une série de photos après des évaluations visuelles. Parmi ces photos, on doit représenter les fissures détectées par quelques clichés :



Figure 5.1.3 : Fissurations dans les murs de remplissages et leurs intersections.



Figure 5.1.4 : Fissurations apparues sur les poteaux.



Figure 5.1.5 : Fissurations apparues sur les poutres.

1.3. Sondages

Dans ce projet, nous avons réalisé un total de 24 carottages qui ont été pris au hasard dans la structure dans le but de découvrir les différents types d'éléments importants:

- 1 échantillon de la fondation.
- 12 échantillons des poteaux du sous-sol.
- 3 échantillons des poteaux de rez-de-chaussée.
- 8 échantillons des poutres dans la dalle de rez-de-chaussée.

L'opération de carottage est présentée dans la figure 5.1.6. De plus, chaque échantillon a été testé, au laboratoire, à la compression du béton et pour la profondeur de carbonatation. Il était essentiel de déterminer le degré de carbone dans le béton pour vérifier la vulnérabilité et le potentiel des armatures de renforcement à subir une corrosion électrochimique due à la carbonatation.



Figure 5.1.6 : Opération de carottage et enlèvement d'un échantillon.

Les valeurs de résistance moyenne à la compression du béton ainsi que les écarts-types sont:

- ▲ Fondation : $356 \text{ kg/cm}^2 \approx 35 \text{ MPa}$
- ▲ Poteaux de sous-sol : $255 \text{ kg/cm}^2 \approx 25 \text{ MPa}$
- ▲ Poteau de rez-de-chaussée : $301 \text{ kg/cm}^2 \approx 30 \text{ MPa}$
- ▲ Poutres de rez-de-chaussée : $262 \text{ kg/cm}^2 \approx 26 \text{ MPa}$

Les écarts-types utilisés dans les valeurs résultantes indiquent qu'il n'y avait pas d'uniformité dans les procédures de compactage et de consolidation lorsque le béton a été coulé.

Or pour la vérification des éléments existants de la structure, on doit utiliser le béton C25 avec une résistance à la compression $F_c = 25 \text{ MPa}$ et un module d'Young 30000 MPa , pour prendre plus de sécurité sur la qualité du béton utilisée, car d'après les résultats du laboratoire, la plus petite valeur de résistance à la compression est de 26 MPa .

D'après les tests réalisés sur les échantillons au laboratoire, les résultats sont présentés dans le tableau suivant:

Type d'élément	Profondeur de carbonatation (cm)
Fondation	3
Poteaux de sous-sol	0 à 6,5
Poteaux de rez-de-chaussée	0 à 1,5
Poutres de rez-de-chaussée	0,5 à 3,5

Tableau 5.1.1 : Résultats des tests de carbonatation.

De plus, les enrobages des armatures a été vérifiée à l'aide d'un "cover-meter". La valeur des enrobages était de 3cm pour tous les éléments de la structure. Cela implique que les armatures dans les poteaux de sous-sol sont les plus vulnérables à la corrosion et il existe une possibilité importante que le phénomène de corrosion a effectivement commencé.

Pour la vérification des ferrailages des éléments a été menée en enlevant l'enrobage du béton de deux colonnes de sous-sol et deux poutres de rez-de-chaussée. Les résultats de ferrailage trouvés sont:

- Un poteau de dimension $130 \times 50 \rightarrow 14\emptyset 16$
- Un poteau de dimension $60 \times 40 \rightarrow 10\emptyset 16$
- Une poutre $\rightarrow 4T25$ en bas



Figure 5.1.7 : Vérification d'armatures de ferrailage d'un poteau (à gauche) et d'une poutre (à droite).

Dans les données de calcul de la structure, la limite d'élasticité des armatures à haute adhérence est de $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$ et sa module d'Young égale à 200000 MPa .

1.4. Fondation et sol

L'excavation d'une fosse à l'entrée de la cave a révélé que le système de fondation de la structure se compose d'une dalle pleine d'épaisseur 20cm avec des poutres inversées couvrant dans les deux directions. Le volume entre les poutres au-dessus de la dalle est rempli de matériau de sol.



Figure 5.1.8 : Excavation d'une fosse.

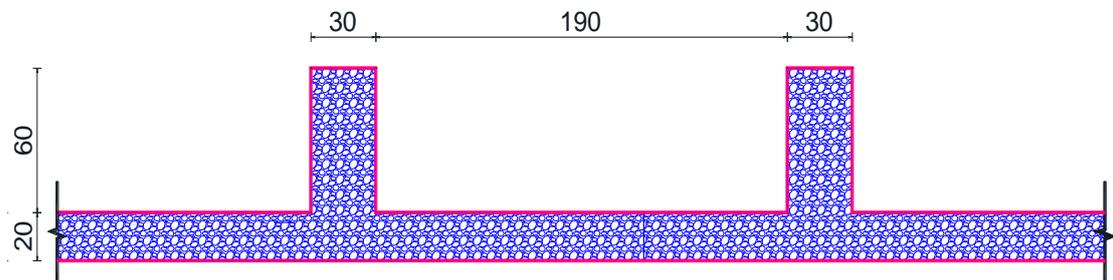


Figure 5.1.9 : Schéma de la fondation existante.

Le niveau de la nappe phréatique sur le site était évident à travers le niveau de l'eau dans la fosse de collecte/pompage dans le sous-sol du ministère. La fosse de la pompe est essentiellement un système de contrôle actif de l'eau qui est actionné automatiquement lorsque l'eau monte proche au niveau de la dalle de fondation. Les niveaux d'eau dans la fosse et celles mesurées dans les forages en dehors de la structure sont conformes.

Pour le sol, un programme d'enquête du sous-sol complet a été mis pour identifier les conditions souterraines et diverses strates et d'établir leurs caractéristiques techniques pertinentes, qui seraient utilisés dans l'analyse.



Figure 5.1.10 : Prélèvement d'un échantillon du sol.

En résumé, le profil du sous-sol adoptée consiste en ce qui suit (voire le schéma suivant):

- Environ 1m de remplissage divers.
- Une table d'eau prélevé à une profondeur de 1m en-dessous de la surface du sol.
- Une couche de sable limoneux avec une épaisseur de 4m.
- Un dépôt d'argile brune, environ 5m d'épaisseur.
- Enfin dans la profondeur explorée, un gris chiné raide.

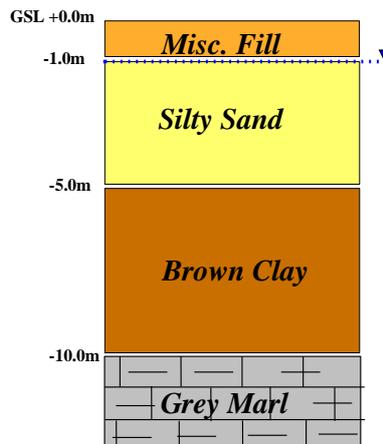


Figure 5.1.11 : Profile du sous-sol.

	γ (kN/m ³)	Undrained		Drained		Thickness (m)
		C	ϕ	C	ϕ	
		(kN/m ²)	(°)	(kN/m ²)	(°)	
Silty Sand	18	-	-	0	30	~ 4
Brown Clay	19	65	0	25	17	~ 5
Grey Marl	20	150	0	50	25	Proven to 20m

Tableau 5.1.2 : Paramètres de différentes types du sol.

En outre, pour l'analyse d'un module de réaction du sol de fondation de l'ordre de 20,000 KN/m² devrait être utilisé.

2. Chargements

2.1. Charges permanentes

Les charges sont formées par deux indices:

- ~ Poids propres de la structure.
- ~ Une charge additionnelle prenant en compte les charges de répartition, de carrelage et toute autre charge permanente. Sa valeur est de 5 kN/m^2 .

2.2. Charges d'exploitation

Selon NF-EN 1991-1-1, la charge d'exploitation correspondante est de $2,5 \text{ kN/m}^2$ (Bâtiment à usage de bureaux).

2.3. Charges de neige

Dans la région de Beyrouth, la neige est très rare, donc pas de charge de neige à prendre en compte dans notre projet.

2.4. Charges du vent

D'après la norme libanaise, on peut retenir la valeur de base de la vitesse de référence à $V_{b0} = 27 \text{ m/s}$.

$$V_b = C_{dir} \times C_{season} \times V_{b0} ;$$

$$\begin{cases} C_{dir} = 1 \\ C_{season} = 1 \text{ (le bâtiment étant une construction définitive)} \end{cases}$$

$$\rightarrow V_b = 27 \text{ m/s}$$

2.5. Charges sismiques

- ~ Classe de sol : B (d'après le rapport géotechnique)
- ~ Classe de ductilité : DCM
- ~ Accélération nominale : $a_N = 2,5 \text{ m/s}^2$ (voire chapitre 1 partie 3.1)
- ~ Classe de bâtiment : III $\rightarrow \gamma_l = 1,2$; le ministère de justice est un des bâtiment dont la résistance aux séismes est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement.
- ~ Coefficient de comportement: $q = q_0 \times k_w$ (Voir chapitre 1 partie 3.5)
On est dans un système à ossature à plusieurs travées et plusieurs étages $\rightarrow \alpha_u/\alpha_1 = 1,3 \rightarrow q_0 = 3 \times \alpha_u/\alpha_1 = 3 \times 1,3 = 3,9$
Système à comportement principalement de type ossature $\rightarrow k_w = 1$
Donc $q = 1 \times 3,9 = 3,9$
- ~ Spectre : spectre de calcul

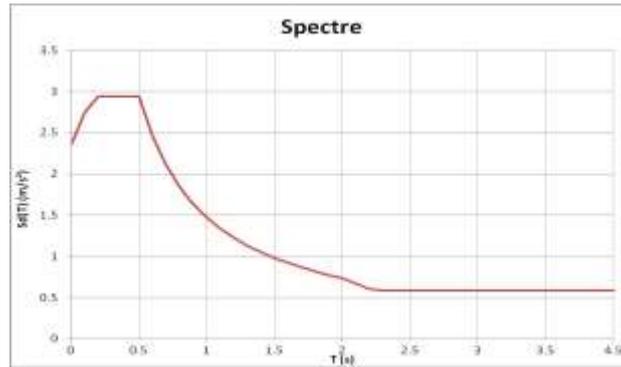


Figure 5.2.1 : Graphe de spectre de calcul sismique.

2.6. Masse

Les masses à faire entrer en ligne de compte pour la détermination des actions sismiques sont celles des actions permanentes et d'une fraction des actions variables notées:

$$M = \Sigma G_{K,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{K,i}$$

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i}$$

ψ_{2i} : Les valeurs sont données dans l'EC1 EN 1990, dans le tableau ***. Ces valeurs dépendent des catégories de bâtiments.

φ : Les valeurs sont données dans chaque annexe nationale, par défaut les EC8 donnent des valeurs également dépendantes des catégories de bâtiments.

Charges	ψ_2
Catégorie A : habitation, zones résidentielles	0,3
Catégorie B : bureaux	0,3
Catégorie C : lieux de réunion	0,6
Catégorie D : commerces	0,6
Catégorie E : stockage	0,8
Catégorie F : zone de trafic des véhicules ≤ 30 kN	0,6
Catégorie G : zone de trafic des véhicules ≤ 160 kN	0,3
Charges de neige sur les bâtiments $z > 1000$ m	0,2

Tableau 5.2.1 : Valeurs de ψ_2 .

Type d'action variable	Étage	φ
Catégories A à C*	Toit	1,0
	Étages à occupations corrélées	0,8
	Étages à occupations indépendantes	0,5
Catégories D à F ¹⁾ et archives		1,0

¹⁾ Catégories définies dans l'EN 1991-1-1:2002.

Tableau 5.2.2 : Valeurs de φ .

Dans notre projet, nous sommes en catégorie B (Bureaux) et étages à occupations indépendantes.

$$M = G + 0,15Q$$

3. Caractéristiques des matériaux utilisées

3.1. Béton

- Béton C30/37
- Poids volumique 25 kN/m^3
- Résistance à la compression $f_{c,28} = 30 \text{ MPa}$
- Résistance à la traction $f_{t,28} = 2,4 \text{ MPa}$
- Module d'Young 33000 MPa

3.2. Armatures de ferrailage

- Poids volumique $78,5 \text{ kN/m}^3$
- Limite d'élasticité des armatures (Haute Adhérence) $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Enrobage minimale $e = 30 \text{ mm}$
- Module d'Young 200000 MPa

4. Vérifications des éléments structuraux

4.1. Poteaux

La capacité portante des poteaux est donnée par la formule suivante:

$$N_{Rd} = \alpha \cdot k_h \cdot k_s \cdot [b \cdot h \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa} \text{ Béton avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa (partie 1.3 ch.5)} \\ f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{235}{1,15} = 204,35 \text{ MPa} \\ \text{Longueur de flambement est égale à } l_0 = 0,7 \times l = 2,8 \text{ m} \\ \text{Élancement } \lambda = \frac{l_0 \sqrt{12}}{b} = \frac{2,8 \sqrt{12}}{b} \\ \left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,86}{1 + (\frac{\lambda}{62})^2} \text{ si } \lambda \leq 60 \\ \alpha = (\frac{32}{\lambda})^{1,3} \text{ si } 60 < \lambda \leq 120 \end{array} \right. \\ k_h = 1 \\ k_s = 1 \end{array} \right.$$

Voici le tableau de descente des charges statiques, à l'ELU, pour quelques poteaux du sous-sol.

Poteaux	Dimensions	Armatures existantes	Capacité portante (kN)	Charge appliquée (kN)	Différence des charges	Besoin de renforts
C3-A	40x90	12Ø16	4842	2753	2089	Non
C3-B	50x130	14Ø16	8510	5050	3460	Non
C3-C	40x100	12Ø16	5340	1210	4130	Non
C5-B	50x90	12Ø16	5962	7020	-1058	Oui
C5-D	40x60	10Ø16	3280	4554	-1274	Oui
C8-B	50x130	14Ø16	8510	9120	-610	Oui
C6-B	60x90	12Ø16	5962	7235	-1273	Oui
C4-B	50x130	14Ø16	8510	4554	3956	Non

Tableau 5.4.1 : Descente des charges statiques sur quelques poteaux du sous-sol.

4.2. Poutres

De même, pour les poutres, on doit vérifier leur capacité portante pour savoir si elles ont besoin de renforcement ou non.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte de calcul du béton } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \\ \text{Moment réduit } \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \\ \text{Position de l'axe neutre } \alpha = 1,25 \times [1 - (2 \times \mu)^{1/2}] \\ \text{Bras de levier } z = d \times [1 - 0,4 \times \alpha] \\ \text{Section d'armatures } A_s = \frac{M_u}{z \times f_e / \gamma_s} \end{array} \right.$$

Voici le tableau de descente des charges à l'ELU pour quelque poutres:

Poutres	Dimensions	Capacité portante (kN/ml)	Charge appliquée (kN/ml)	Différence des charges	Besoin de renforts
B3-AC	40x75	90	81	9	Non
B8-AC	30x50	66	81	-15	Oui
B4-BB'	40x75	73	92	-19	Oui
B5-BC	30x75	88	81	7	Non

Tableau 5.4.2 : Descente des charges statiques sur quelques poutres.

4.3. Dalles

Selon l'Eurocode 2, l'épaisseur des dalles pleines en béton armé doit vérifier la condition suivante :

$$L_x < 35 \cdot e$$

Et la plus grande travée intermédiaire est égale à 7,6 m, mais avec une même épaisseur de 25 cm.

$$7,6 < 35 \times 0,25 = 8,75, \text{ vérifié}$$

La condition d'épaisseur est vérifiée , donc les planchers ne sont pas besoin d'agrandissement de section.

L'étude des planchers sur le logiciel a montré que le ferrailage nécessaire pour supporter les chargements appliquées doivent être de $6,78 \text{ cm}^2/ml$. Or le ferrailage existant est de $7,9 \text{ cm}^2/ml$ dans chaque sens et pour chacune des nappes inférieurs et supérieures. Donc ces dalles sont surdimensionnées avec une marge qui nous permet de limiter les vérifications qui concernent les dalles. Alors les dalles existantes n'ont pas besoin de renforts.

4.4. Fondations

La nervure de radier existante doit avoir une hauteur égale à $h_{nervure} \geq \frac{L_{max}}{10}$; avec L_{max} la distance entre axes maximaux des poteaux parallèlement aux nervures.

Dans notre cas, $h = 70 \text{ cm} < \frac{760}{10} = 76 \text{ cm}$, la condition de la hauteur de la nervure n'est pas vérifiée.

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante $h_{dalle} \geq \frac{L_{max}}{20}$

Dans notre cas, $h = 20 \text{ cm} < \frac{760}{20} = 38 \text{ cm}$, l'épaisseur de la dalle n'est pas suffisante.

Ainsi, le système de fondation q besoin de renforcement.

Tout d'abord, on doit étudier ce bâtiment existant sur le logiciel ETABS, puis interpréter les résultats pour savoir s'ils résistent aux chargements appliqués.

4.5. Déplacement de la structure existante

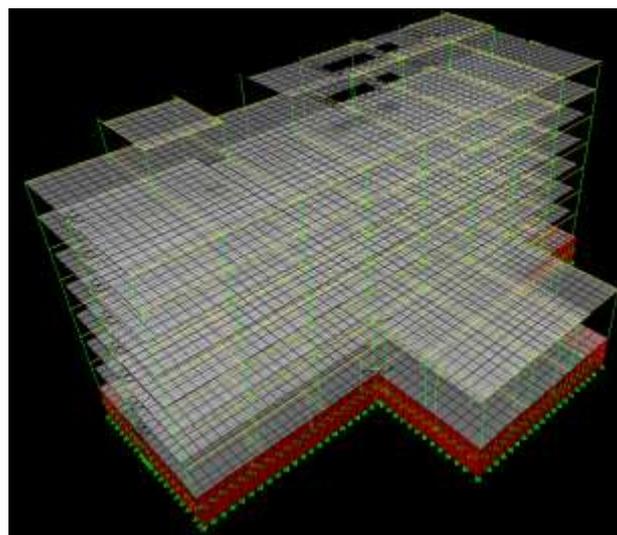


Figure 5.4.1 : Vue en 3D sur ETABS du modèle du bâtiment sans modification.

L'EC8 exige une limitation entre les déplacements relatifs entre étages, voir ces inégalités dans le chapitre 4 partie 5.2. Dans notre projet, le bâtiment est considéré ayant des éléments non structuraux fragiles liés à la structure.

Donc : $d_r \cdot v \leq 0,005 h \rightarrow h = 3,75 m$ et $v = 0,4$ (Catégorie III).

Le déplacement maximal admissible est de $4,7 cm$.

D'après les résultats du logiciel, la plus grande valeur de déplacement est de $6,3cm > 4,7cm$, donc le déplacement n'est pas vérifié.

La deuxième point de faiblesse, c'est que la structure ne possède aucun mur de contreventement, ce qui rend le bâtiment très faible aux efforts sismiques.

Donc ce bâtiment nécessite un programme de renforcement, et principalement un création d'un système de contreventement résistant au séisme.

Chapitre 6 : Renforcement du bâtiment

1. Création d'un système de contreventement

Le bâtiment existant ne comporte pas un système de contreventement, les poteaux et les poutres ne comportent pas les dispositions constructives nécessaires pour reprendre les charges sismiques. D'où l'importante solution valable qui peut aider la structure de résister aux charges sismiques, c'est la création des nouvelles voiles en béton armé.

1.1. Conception

Les murs de contreventement doivent avoir une épaisseur minimale égale à :

$$b_{w0} \geq \max(0,15m ; h_s/20)$$

Hauteur libre d'étage $h_s = 3,75 m \rightarrow b_{w0} \geq \max(0,15m ; 3,75/20) = 1,875 m$

Donc l'épaisseur des voiles à créer est de $0,2 m = 20 cm$.

Mais cette épaisseur n'est pas suffisante : nous sommes limités aux choix d'emplacement de ces voiles pour des raisons architecturales, d'où le fait qu'on a diminué le nombre de voiles et ajouter 4 voiles de 50 cm (encadrés par rouge) et les autres sont restés à une épaisseur de 20cm (encadrés par vert).

L'emplacement de ces voiles doit se faire de façon à réduire au plus l'effet de torsion sur le bâtiment, rendre la structure régulière si possible et ne pas former des contraintes architecturales.

Nous avons choisi d'ajouter des voiles en béton armé selon le plan ci-dessous sur le plan des étages typiques de la structure puisqu'ils donnent un excentrement acceptable.

Il faut se référer à l'annexe B pour le calcul de ferrailage et la mise en œuvre d'un voile.

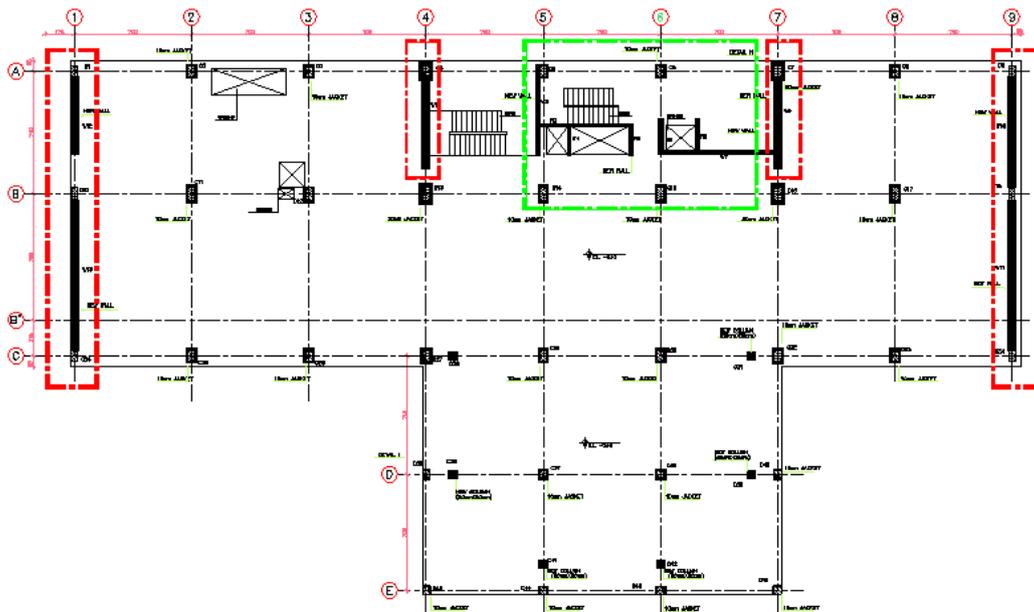


Figure 6.1.1 : Plan représentant les voiles implantés.

D'après le tableau ci-dessous, on trouve qu'il existe des excentricités du centre des masses et du centre de gravité, mais ils sont acceptables. Cet excentrement revient au respect des contraintes architecturales, d'où le fait que la disposition des voiles est limitée.

CENTERS OF CUMULATIVE MASS & CENTERS OF RIGIDITY						
STORY LEVEL	DIAPHRAGM NAME	/-----CENTER OF MASS-----//			/--CENTER OF RIGIDITY--//	
		MASS	ORDINATE-X	ORDINATE-Y	ORDINATE-X	ORDINATE-Y
ADD	D6	7.952E+01	-22.650	-0.719	-22.558	0.180
ADD	D7	3.146E+02	1.206	-0.642	-2.819	-1.922
TOR	TOR	1.870E+03	-4.834	-4.738	-3.081	-2.200
ROOF	R	1.976E+03	-4.806	-4.791	-2.977	-2.247
5TH	D5	1.647E+03	-4.787	-4.741	-2.850	-2.316
4TH	D4	1.654E+03	-4.794	-4.735	-2.696	-2.442
3RD	D3	1.616E+03	-4.868	-4.645	-2.535	-2.706
2ND	D2	2.075E+03	-3.865	-8.690	-2.411	-3.286
1ST	D1	2.089E+03	-4.065	-7.918	-2.069	-4.670
G.F	GF	2.885E+03	-4.385	-8.317	-0.954	-9.035

Tableau 6.1.1 : Positions des centres de masses et de rigidité pour tous les étages, selon ETABS.

2. Chemisage d'un poteau

Les charges verticales sur les poteaux sont très grandes, donc les poteaux existants nécessitent un renfort pour pouvoir prendre ces charges. D'après la descente de charge à l'ELU du logiciel ETABS, nous allons pré-dimensionner le renfort du poteau le plus chargé, par chemisages en béton.

La descente des charges sur principaux poteaux est donnée dans le tableau suivant :

Column Designation	Section and Reinf.	Factored Load (Tons)	Factored Moment (Ton-m)	Column Evaluation
C3-A, basement	40x90, 12Ø16	313	4.4	Ok
C3-A, basement	40x90, 12Ø16	313	0	Ok
C3-A, G. Floor	40x65, 10Ø16	260	48.4	Ok
C3-A, G. Floor	40x65, 10Ø16	260	50.6	Not Ok
C3-B, basement	50x130, 14Ø16	680	48.4	Ok
C3-B, basement	50x130, 14Ø16	680	16.5	Ok
C3-B, G. Floor	40x85, 12Ø16	578	58.9	Not Ok
C3-B, G. Floor	40x85, 12Ø16	578	55.0	Not Ok
C3-C, basement	40x100, 12Ø16	342	8.8	Ok
C3-C, basement	40x100, 12Ø16	342	0	Ok
C3-C, G. Floor	40x65, 10Ø16	323	49.5	Not Ok
C3-C, G. Floor	40x65, 10Ø16	323	52.8	Not Ok
C5-B, basement	50x90, 12Ø16	702	33.0	Not Ok
C5-B, basement	50x90, 12Ø16	702	14.3	Not Ok
C5-B, G. Floor	40x85, 12Ø16	593	95.7	Not Ok
C5-B, G. Floor	40x85, 12Ø16	593	52.8	Not Ok
C5-C, basement	40x100, 12Ø16	493	18.7	Ok
C5-C, basement	40x100, 12Ø16	493	4.4	Ok
C5-C, G. Floor	40x65, 10Ø16	397	55.0	Not Ok
C5-C, G. Floor	40x65, 10Ø16	397	41.8	Not Ok
C5-D, basement	40x60, 10Ø16	349	3.3	Not Ok
C5-D, basement	40x60, 10Ø16	349	1.1	Not Ok
C5-D, G. Floor	40x40, 8Ø16	272	16.5	Not Ok
C5-D, G. Floor	40x40, 8Ø16	272	23.1	Not Ok

Tableau 6.2.1 : Descente des charges sur les poteaux, selon ETABS.

Les poteaux qui continuent sur toute la hauteur du bâtiment ont tous besoin de renforts . Et pour réparer les dégradations et uniformiser les sections, tous les poteaux seront renforcés.

2.1. Conception

Le poteau le plus sollicité est le poteau C5-B du sous-sol. Pour le dimensionnement de chemisage, nous allons négliger les effets du second ordre, dimensionner la section pour reprendre les charges et ensuite faire les vérifications nécessaires dans d'autres phases.

La charge totale à l'ELU est $702 T (= 7020 KN)$, la section initial du poteau est de $90 \times 50 cm^2$, avec une section d'armatures de $12\emptyset 16 (= 24cm^2)$, nous pouvons donc calculer la nouvelle section en considérant un pourcentage d'armature entre $0,01A_c$ et $0,02A_c$. Pour ce poteau, la nouvelle section peut être de $110 \times 70 cm^2$.

Parmi les autres méthodes de renforcement du poteau, la solution de chemisage en béton représente un avantage sur le coût des travaux de renforts. Sa mise en œuvre est la plus simple.

Pour le calcul de ferrailage et la mise en œuvre d'une chemisage du poteau, on doit se référer à l'annexe C.

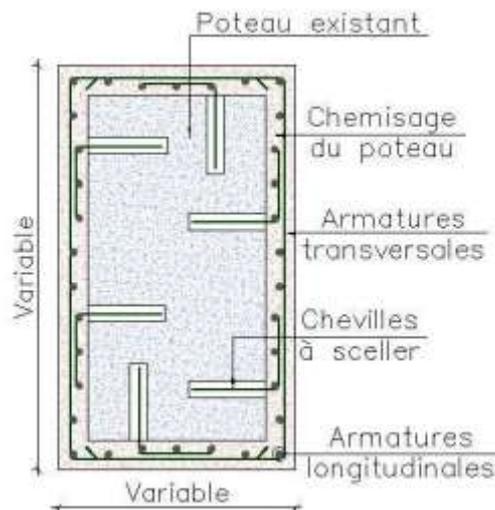


Figure 6.2.1 : Schéma de chemisage d'un poteau.

3. Chemisage d'une poutre

Les moments fléchissant sur les poutres sont très grandes, d'après le chargement à l'ELU du logiciel ETABS. D'où nous allons pré-dimensionner le renfort d'une B4-B'4 de la dalle de rez-de-chaussée.

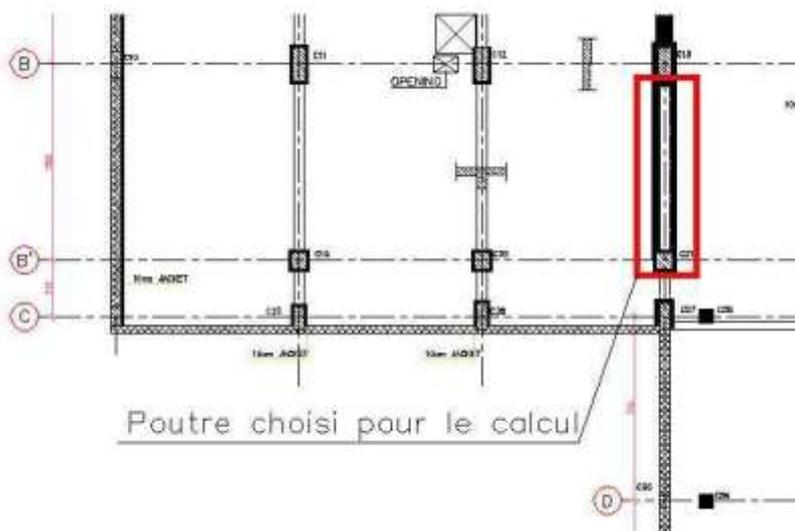


Figure 6.3.1 : La poutre choisi pour le calcul.

3.1. Conception

Cette poutre est de travée 7,6 m et de section initiale $75 \times 40 \text{ cm}^2$. Pour le dimensionnement de chemisage, nous allons négliger les effets du second ordre, dimensionner la section pour reprendre les charges et ensuite faire les vérification nécessaires. Cette poutre supporte à l'ELU les efforts suivantes:

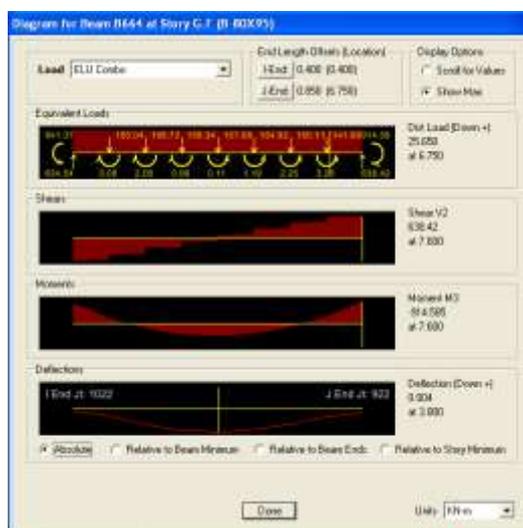


Figure 6.3.2 : Les efforts agissant sur la poutre choisi, selon ETABS.

- ◆ Moment fléchissant max. = $496 \text{ KN.m} = 0.496 \text{ MN.m}$
- ◆ Effort tranchant max. = $638 \text{ KN} = 0.638 \text{ MN}$
- ◆ Déformation max. = $0.004 \text{ m} = 0.4 \text{ cm}$

Pour cette poutre, la nouvelle section peut être de $100 \times 60 \text{ cm}^2$ (Voir annexe D).

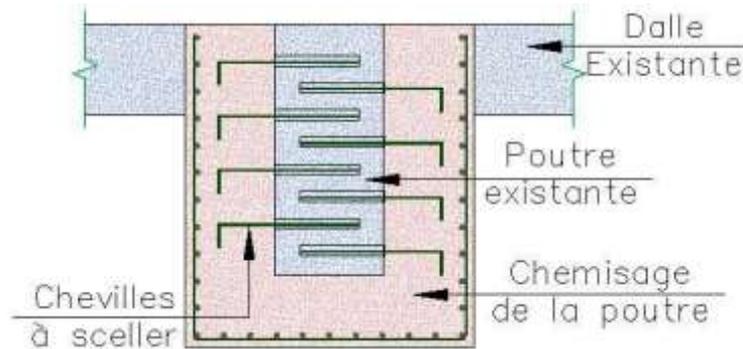


Figure 6.3.3 : Schéma de chemisage de la poutre.

4. Renforcement de la fondation

D'après le rapport géotechnique, un module de réaction du sol de fondation est de $20,000 \text{ KN/m}^2$. Le calcul des descentes des charges à l'ELU avec les résultantes des forces sismiques nous montre que la charge maximal sur le sol ne dépasse pas la réaction maximum du sol. Donc le sol n'est pas besoin de renforcement et les charges du bâtiment peuvent être prises par un radier.

4.1. Epaisseur du radier

Une estimation sur l'épaisseur du radier, pour lui donner une certaine rigidité et satisfaire aux conditions de poinçonnement, peut se faire en utilisant la formule suivante:

$$L/8 < e < L/5$$

$\left\{ \begin{array}{l} e: \text{épaisseur du radier} \\ L: \text{portée entre points d'appuis.} \end{array} \right.$

Dans notre projet, la plus grande portée entre points d'appui est de $7,6 \text{ m}$, ce qui donne: $0,95 \text{ m} < e < 1,52 \text{ m}$

La contrainte maximale de poinçonnement est la contrainte tangente sur le contour de contrôle considéré :

$$v_{Ed} = V_{Ed} / u_i \cdot d$$

$\left\{ \begin{array}{l} u_i : \text{Périmètre du contour de contrôle} \\ V_{Ed} : \text{Effort agissant} \\ d : \text{Hauteur utile moyenne de la dalle} \end{array} \right.$

L'estimation de la contrainte maximale de poinçonnement que peut supporter le radier peut être calculée selon la formule :

$$V_{Rd,max} = 0,5 \times v \times f_{cd}$$

$\left\{ \begin{array}{l} v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250) = 0,528 \\ f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20 \text{ MPa} \end{array} \right.$

Donc $V_{Rd,max} = 5,28 \text{ MPa}$

Ce qui nous permet de calculer $d_{minimale} = 1,00\text{ m}$ dans notre cas, d'où le radier de 1 m vérifie la condition de poinçonnement. Les vérifications complémentaires du radier seront effectuées sur le logiciel ETABS et SAFE. Le calcul de ferrailage du radier est à suivre dans l'annexe A.

4.2. Vérification de la contrainte

La contrainte transmise au sol sous le radier de 1 m est donné par le cartographie suivante:

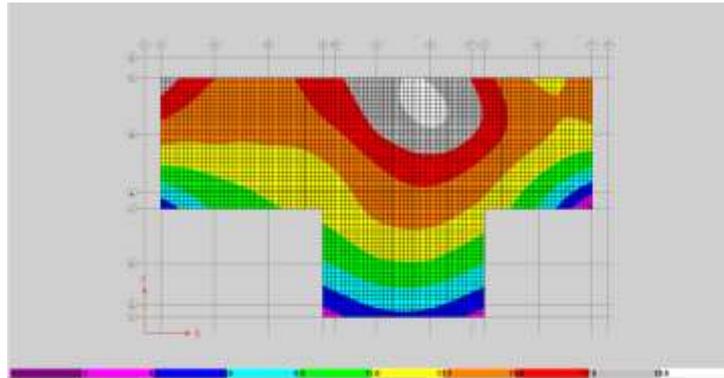


Figure 6.4.1 : Contrainte au sol sous le radier.

La contrainte maximale du projet est d'ordre 190 kPa , la charge que peut supporter le sol est de 200 kPa . Donc le radier de 1 m est suffisant avec un pourcentage d'armature acceptable.

4.3. Mise en œuvre

Le premier travail consiste à excaver en sous-sol pour afficher la fondation existante, et la préparer pour la réalisation de son renforcement.

Dans notre cas, le renforcement de la fondation était peu complexe pour des raisons spécifiques. Les étapes des travaux réalisées pour l'obtention de la nouvelle fondation sont:

- i. Excavation en sous-sol pour afficher la fondation existante.
- ii. Remplir les creux (vides entre les poutres inversées) par du béton avec des roches.
- iii. Réaliser une radier générale, en la connectant avec les poutres inversées par des chevilles.
- iv. Faire un maillage de poteaux courtes sur toute la surface de la nouvelle radier.
- v. Exécuter une dalle pleine qui doit s'asseoir sur les poteaux courtes.

Voir l'annexe A pour mieux comprendre la mise en œuvre du radier, et pour le calcul de ferrailage.

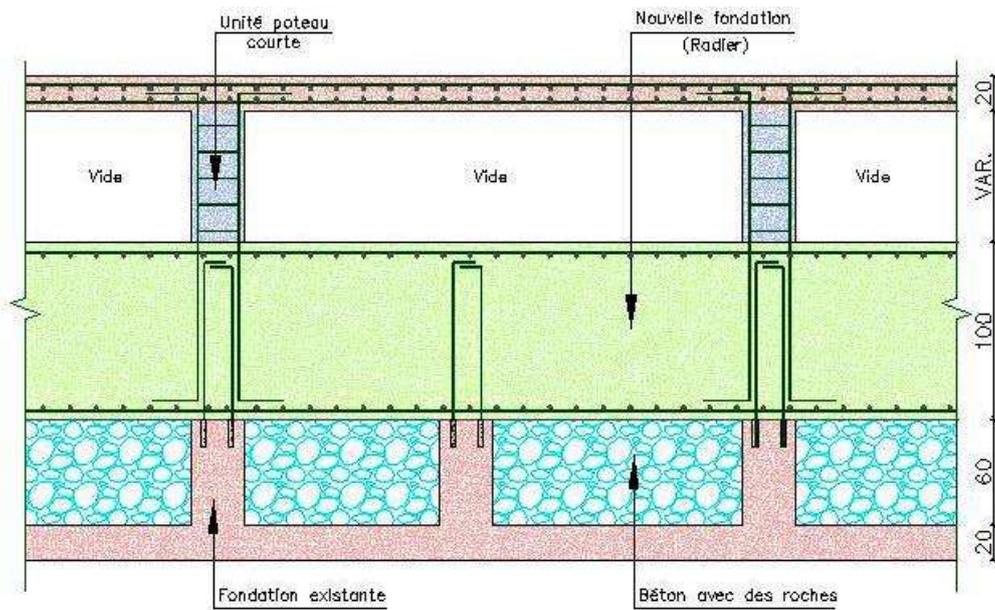


Figure 6.4.2 : Schéma de la nouvelle fondation.

5. Prix des travaux

Le projet de renforcement et de restauration du bâtiment de la ministère de Justice coûte d'environ 3,420,000 dollars. Voici le tableau ci-dessous qui représente quelques prix des travaux.

Type de travail	Quantité	Unité de la quantité	Prix par unité (S/unité)	Total par type (S)
Excavation jusqu'à le niveau de l'ancienne fondation et transport des déblais	3390	m ³	20	67800
Bétonnage avec des roches (<i>Cyclopean concrete</i>)	694	m ³	120	83280
Béton de la nouvelle fondation	1336	m ³	200	267200
Bétonnage de la pleine dalle de la fondation	385	m ³	145	55825
Béton des nouvelles poteaux	67	m ³	200	13400
Chemisages des poteaux	400	m ³	300	120000
Béton des nouvelles voiles	1019	m ³	220	224180
Chemisages des voiles	7	m ³	300	2100
Chemisages des poutres	90	m ³	300	27000
Réparation des dalles et poutres attaquées par corrosion	100	m ²	30	3000
Réalisation des chevilles (<i>Shear connectors</i>)	32750	Unité	8	262000
Armatures de renforcement	655	Tonnes	1065	697575
Travaux d'imperméabilisation sur le toit	1300	m ²	16	20800
Travaux des enduits	8887	m ²	10	88870
Travaux des peintes	31794	m ²	7	222558
Carrelage des marbres	220	m ²	80	17600
Carrelage des céramiques	825	m ²	18	14850

Tableau 6.6.1 : Prix de différent types de travaux réalisées.

Chapitre 7 : Vérifications du bâtiment renforcé

1. Déplacements

Le bâtiment étant étudié et renforcé, il est essentiel de le vérifier une deuxième fois vis-à-vis des déplacements horizontaux.

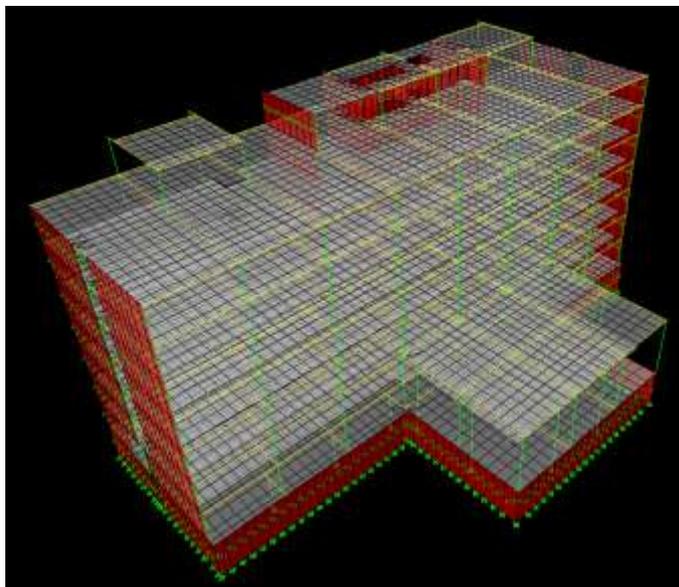


Figure 7.1.1 : Image en 3D du bâtiment renforcé.

La vérification des déplacements relatifs entre étages est faite selon les combinaisons décrites dans l'EC0 en utilisant les combinaisons de Newmark.

Or la plus grande valeur de déplacement avec coefficient réducteur est de 0,06 cm, pour une hauteur de 3,75 m. Le déplacement relatif admissible est de 1,875 cm, **déplacement vérifié.**

Cette vérification de déplacement nous confirme que les voiles ajoutés sont bien conçus.

Story Drifts									
Edit View									
Story Drifts									
	Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
	ADD	Max Drift X	COMB1	896	-21.150	-4.050	30.900	0.000956	
	ADD	Max Drift Y	COMB1	575	-26.150	3.800	30.900		0.001484
	ADD	Max Drift X	COMB2	896	-21.150	-4.050	30.900	0.000948	
▶	ADD	Max Drift Y	COMB2	575	-26.150	3.800	30.900		0.001358
	TOR	Max Drift X	COMB1	2724	22.950	-13.800	27.600	0.000474	
	TOR	Max Drift Y	COMB1	2728	-33.100	-3.625	27.600		0.000399
	TOR	Max Drift X	COMB2	2724	22.950	-13.800	27.600	0.000471	
	TOR	Max Drift Y	COMB2	2728	-33.100	-3.625	27.600		0.000380
	ROOF	Max Drift X	COMB1	2724	22.950	-13.800	24.300	0.000513	
	ROOF	Max Drift Y	COMB1	560	-33.100	3.800	24.300		0.000403
	ROOF	Max Drift X	COMB2	2724	22.950	-13.800	24.300	0.000510	
	ROOF	Max Drift Y	COMB2	560	-33.100	3.800	24.300		0.000384
	5TH	Max Drift X	COMB1	2628	-33.100	-13.800	21.000	0.000535	
	5TH	Max Drift Y	COMB1	2728	-33.100	-3.625	21.000		0.000394
	5TH	Max Drift X	COMB2	2628	-33.100	-13.800	21.000	0.000533	
	5TH	Max Drift Y	COMB2	2728	-33.100	-3.625	21.000		0.000376
	4TH	Max Drift X	COMB1	1601	-5.150	-13.800	17.600	0.000535	
	4TH	Max Drift Y	COMB1	2728	-33.100	-3.625	17.600		0.000372
	4TH	Max Drift X	COMB2	1601	-5.150	-13.800	17.600	0.000534	
	4TH	Max Drift Y	COMB2	2728	-33.100	-3.625	17.600		0.000355
	3RD	Max Drift X	COMB1	1846	8.850	-13.800	14.200	0.000499	
	3RD	Max Drift Y	COMB1	560	-33.100	3.800	14.200		0.000336
	3RD	Max Drift X	COMB2	1846	8.850	-13.800	14.200	0.000498	
	3RD	Max Drift Y	COMB2	560	-33.100	3.800	14.200		0.000321
	2ND	Max Drift X	COMB1	1186	-12.150	-27.950	10.800	0.000929	
	2ND	Max Drift Y	COMB1	1336	8.850	-27.950	10.800		0.000523
	2ND	Max Drift X	COMB2	1186	-12.150	-27.950	10.800	0.000867	
	2ND	Max Drift Y	COMB2	1186	-12.150	-27.950	10.800		0.000474
	1ST	Max Drift X	COMB1	1336	8.850	-27.950	7.400	0.000843	
	1ST	Max Drift Y	COMB1	1186	-12.150	-27.950	7.400		0.000644
	1ST	Max Drift X	COMB2	1336	8.850	-27.950	7.400	0.000781	
	1ST	Max Drift Y	COMB2	1186	-12.150	-27.950	7.400		0.000578
	G.F	Max Drift X	COMB1	1860	-5.150	3.800	4.000	0.000024	
	G.F	Max Drift Y	COMB1	659	-23.150	3.800	4.000		0.000029
	G.F	Max Drift X	COMB2	1860	-5.150	3.800	4.000	0.000023	
	G.F	Max Drift Y	COMB2	2728	-33.100	-3.625	4.000		0.000029

Tableau 7.1.1 : Déplacements des étages dues au séisme, selon ETABS.

2. Masse modale

Dans chaque direction d'excitation étudiée, le calcul des modes doit être poursuivi jusqu'à une fréquence dominante. La suite des modes peut être interrompue si le cumul des masses modales atteint 90% de la masse vibrante totale M du système. Dans ce cas, les effets des modes non retenus peuvent être négligés. Le résiduel étant $< 10\%$ alors le nombre de mode est bien choisi.

Dans la modélisation, nous avons considéré les dalles comme des diaphragmes. Le nombre de mode acceptable est de 18 modes. D'où le fait qu'au bout de ce nombre, les pourcentages de la masse modale suivants X et Y sont $> 90\%$ ($\text{SumUX}=99.9973\%$ et $\text{SumUY}=94.9334\%$).

Mode	Period	UX	UY	UZ	SurvX1	SurvX2	SurvX3	RX	RY	RZ	SurvY1	SurvY2	SurvY3
1	0.025258	81.9950	0.0700	0.0000	81.9950	0.0700	0.0000	0.1172	90.9708	0.2174	0.1172	90.9708	0.2174
2	0.407146	0.0000	89.3068	0.0000	82.0778	89.2917	0.0000	94.0994	0.1037	1.4343	94.2106	87.0748	1.6817
3	0.307280	0.0000	1.2182	0.0000	82.0778	80.5266	0.0000	2.0064	0.0912	27.4758	96.3020	87.1058	29.1272
4	0.240893	2.3812	0.0000	0.0000	84.4381	80.5266	0.0000	0.0000	0.2417	0.1882	96.3038	87.3478	89.3164
5	0.201461	13.2781	0.0280	0.0000	70.0173	80.0258	0.0000	0.0000	1.2679	0.0804	90.3117	80.6455	80.3607
6	0.152172	0.0000	0.7330	0.0000	79.0173	81.3506	0.0000	0.1719	0.0000	0.8217	90.4852	80.6455	80.1884
7	0.112857	0.0000	0.0064	0.0000	70.0258	81.2320	0.0000	0.0000	0.0000	0.0478	90.4852	80.6455	80.2382
8	0.100092	4.8884	0.0472	0.0000	82.9158	81.4008	0.0000	0.0000	0.0240	0.0334	96.4887	80.1712	80.8008
9	0.090281	0.0000	22.4305	0.0000	82.9158	83.9458	0.0000	2.0388	0.0000	0.0141	80.2205	80.1712	80.8008
10	0.088891	0.0779	0.0734	0.0000	82.9928	83.9104	0.0000	0.0202	0.0000	20.7481	80.3488	80.1712	81.0302
11	0.080834	2.2379	0.0000	0.0000	85.2518	83.9104	0.0000	0.0000	0.1282	0.0183	80.3488	80.2004	81.0620
12	0.079889	0.1679	0.0000	0.0000	85.4194	83.9248	0.0000	0.0000	0.0007	0.0491	80.2407	80.3155	81.7111
13	0.048594	0.8488	0.2078	0.0000	89.8650	84.1504	0.0000	0.0157	0.0000	0.0000	89.3605	81.3448	81.7111
14	0.047829	1.5372	0.0291	0.0000	87.4022	84.2278	0.0000	0.0000	0.0940	0.0000	89.3605	80.4207	81.7078
16	0.043848	0.0000	0.0259	0.0000	87.4107	82.3608	0.0000	0.4818	0.0000	0.0000	80.4204	80.4200	81.7705
18	0.036236	1.1581	0.0185	0.0000	80.5958	82.2702	0.0000	0.0000	0.0555	0.1812	80.4208	80.4952	81.8312
17	0.034840	0.0188	2.6628	0.0000	80.5958	84.8301	0.0000	0.0783	0.0000	0.0789	89.8018	80.4962	82.8027
18	0.027283	31.4157	0.0002	2.0000	83.4272	84.9324	0.0000	0.0000	0.5022	0.3876	80.0018	80.9204	82.8027
19	0.020817	0.0000	3.3281	0.0000	89.8978	89.2578	0.0000	0.0741	0.0000	0.4833	80.9768	80.9968	83.1238
20	0.017258	0.0004	1.7234	0.0000	80.9962	89.9912	0.0000	0.0221	0.0000	0.2513	80.9962	80.9968	83.3383

Tableau 7.2.1 : Résultats de l'analyse modale, selon ETABS.

On remarque que les deux premiers modes sont les modes prépondérants, le premier suivant X et le deuxième suivant Y. L'analyse modale permet d'avoir un aperçu du comportement de la structure vis-à-vis d'un séisme. Il est possible de mettre un avis sur ce comportement.

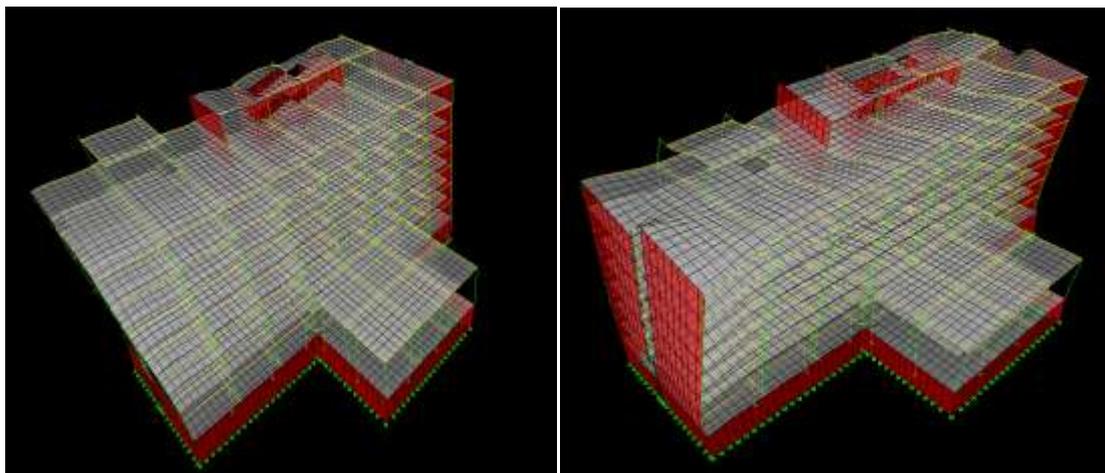


Figure 7.2.1: Modes prépondérants suivant X et Y.

3. Effort tranchant du séisme à la base

Hauteur totale du bâtiment $H = 28m$

Masse du bâtiment $m = 1 \times G + 0,15 \times Q = 17741 T$ (voir EC8 § 4.2.4).

L'effort tranchant à la base: $F_b = S_d(T). m. \lambda$ (voir chapitre 2 partie 9.1)

avec $\lambda = 1$

Suivant le sens X:

Mur i	Longueur du mur l_{wi} (m)	Hauteur du bâtiment H (m)	Epaisseur du mur (cm)	A_i	l_{wi}/H	A_c
W3	5.55	28	20	1.11	0.1982	0.1760
W7	7	28	20	1.4	0.2500	0.2835
$\Sigma A_c =$						0.4595

Tableau 7.3.1 : Valeur de ΣA_c suivant le sens X.

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{\Sigma A_c}} = \frac{0.075}{\sqrt{0.4595}} = 0.1106$$

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} = 0.1106 \times 28^{3/4} = 1.346s$$

$$T_C \leq T_1 \leq T_D \rightarrow S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_c}{T} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} = \begin{cases} 0,928 \\ \geq 0,5 \end{cases} \rightarrow S_d(T) = 0,928$$

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = 16464 T$$

Cette vérification très simple permet de s'assurer que les masses et le spectre pris en compte, sont corrects. On peut alors valider ce modèle.

Suivant le sens Y:

Mur i	Longueur du mur l_{wi} (m)	Hauteur du bâtiment H (m)	Epaisseur du mur (cm)	A_i	l_{wi}/H	A_c
W1	6.1	28	50	3.05	0.2179	0.5325
W2	4.65	28	20	0.93	0.1661	0.1246
W4	1.9	28	20	0.38	0.0679	0.0273
W5	1.9	28	20	0.38	0.0679	0.0273
W6	1.9	28	20	0.38	0.0679	0.0273
W8	1.9	28	20	0.38	0.0679	0.0273
W9	6.1	28	50	3.05	0.2179	0.5325
W10 & W11	15.45	28	50	7.725	0.5518	4.3660
W12 & W13	15.45	28	50	7.725	0.5518	4.3660
$\Sigma A_c =$						10.0308

Tableau 7.3.2 : Valeur de ΣA_c suivant le sens X.

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{\Sigma A_c}} = \frac{0.075}{\sqrt{10.0308}} = 0.0236$$

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} = 0.0236 \times 28^{3/4} = 0.287s$$

$$T_B \leq T_1 \leq T_C \rightarrow S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 2,5$$

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = 44352 T$$

Finalement, l'exploitation du modèle a montré que le bâtiment est relativement acceptable lors d'un séisme. La présence des voiles transversaux permet un contreventement efficace de l'ouvrage.

Conclusion :

La réduction de la vulnérabilité sismique du bâtiment existant est un enjeu majeur, de mieux en mieux appréhendé, qui a notamment conduit à de nombreuses évolutions et modifications de la réglementation parasismique. Malgré ce nouveau contexte réglementaire, les derniers séismes meurtriers indiquent que les risques encourus sont encore importants, tant au niveau des pertes humaines que matérielles et économiques. Pour cela, il faut de mettre les structures existantes en conformité le plus rapidement possible selon les règles adaptées.

Toutefois, la connaissance spécifique du comportement de structures renforcés vis-à-vis de séismes reste encore à établir. Elle est nécessaire, voire indispensable, pour formuler et calibrer les méthodes de calculs permettant de dimensionner au mieux les renforts à mettre en œuvre.

Parmi les diverses méthodes de renforcement, l'utilisation des PRF s'est progressivement imposée comme une technique importante, notamment du fait des nombreuses qualités mécaniques de ces matériaux. Même s'ils sont un peu plus coûteux que les autres méthodes traditionnelles, leur emploi en renfort externe nécessite des moyens d'installation plus simples et plus légers. Au Liban, l'utilisation de PRF est très limitée jusqu'à maintenant. D'où la plupart des projets de renforcement parasismique des bâtiments existantes se réalisent par les méthodes traditionnelles en utilisant soit le béton soit l'acier.

Pour le projet du ministère de la Justice, nous avons dimensionné les renforts et le système de contreventement adéquat aux conditions du bâtiment. Ce dimensionnement a été limité par la présence des solutions au Liban. Les techniques de renforts sont maîtrisées par peu d'entreprises et restent très coûteuses pour des projets courants.

Nous pouvons conclure que les projets de renforcement parasismique sont devenus une exigence dans notre pays même s'ils sont très rares. Ce problème trouve sa source dans l'absence des lois exigeant un confortement parasismique des bâtiments existants, et aux coûts élevées des investigations. Actuellement, le Liban est en période de menace de retour de séisme, ce qui exige des actions rapides pour familiariser les projets de renforts avec les investisseurs et les propriétaires. Cette action doit engendrer les ordres d'ingénieurs, le gouvernement et la population pour diminuer les bâtiments vulnérables et ainsi le nombre des endommagements et des victimes lors d'éventuels séismes prochains.

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1.1.1: DESTRUCTION DES ÉTAGES DUS À LA ROTATION DES PLANCHERS.	5
FIGURE 1.1.2 : ECLATEMENT DU BÉTON EN PIED DU POTEAU.	6
FIGURE 1.1.3 : DÉGRADATION DU BÉTON AUTOUR DES OUVERTURES.	6
FIGURE 1.1.4 : DÉSOLIDARISATION DE LA FAÇADE.	6
FIGURE 1.1.5: DESTRUCTION D'UN BÂTIMENT PAR TASSEMENT DÛ AU SÉISME.....	7
FIGURE 1.1.6 : PHÉNOMÈNE DE LIQUÉFACTION ET SON EFFET SUR LES BÂTIMENTS.	7
FIGURE 1.1.7 : DESTRUCTION D'UNE VILLE PAR UN TSUNAMI.....	8
FIGURE 1.3.1: CARTE SISMIQUE DE LA FRANCE.	11
FIGURE 1.3.2 : CARTE SISMIQUE DU LIBAN.	12
FIGURE 1.4.1 : GRAPHE DE SPECTRE DE RÉPONSE ÉLASTIQUE.	17
FIGURE 2.3.1 : FORAGE DANS UNE DALLE PLEINE.	24
FIGURE 2.3.2 : RÉALISATION D'UN CAROTTAGE ET L'ÉCHANTILLON PRÉLEVÉE.	24
FIGURE 2.3.3 : SCLÉROMÈTRE ET SON UTILISATION SUR UN BÉTON.....	25
FIGURE 2.3.4 : EVALUATION DU BÉTON AVEC DES MESURES PAR ULTRASONS.	25
FIGURE 2.3.5 : UN CORROSIMÈTRE (À GAUCHE) ET UN RADIOGRAPHIE (À DROITE).	25
FIGURE 2.3.6 : FISSURES DÉTECTÉES PAR LA MÉTHODE DE RESSUAGE.	26
FIGURE 2.3.7 : EVOLUTION D'UNE FISSURE PAR UN FISSUROMÈTRE.....	26
FIGURE 2.4.1: APPAREILS UTILISÉS DANS LA TECHNIQUE DE BRUIT DE FOND SISMIQUE.	28
FIGURE 2.4.2: EXEMPLE DE GRAPHE DES FRÉQUENCES DONNÉE PAR L'APPAREIL D'ACQUISITION POUR UN BÂTIMENT..	28
FIGURE 2.5.1 : CLASSEMENT DES SOL.	29
FIGURE 2.5.2 : DIFFÉRENTES ESSAIS DU SOL SUR CHANTIER.....	30
FIGURE 2.5.3 : PRINCIPE DE L'ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT.	31
FIGURE 2.5.4 : ESSAI TRIAXIAL DES ÉCHANTILLONS DU SOL.	31
FIGURE 2.6.1 : RÉPARTITION NON SYMÉTRIQUE DES ÉLÉMENTS DE CONTREVENTEMENT.	33
FIGURE 2.6.2 : VUE EN PLAN AVEC DES ÉLÉMENTS DE CONTREVENTEMENT DE NATURES DIFFÉRENTES.	33
FIGURE 2.6.3: ABSENCE DE CONTINUITÉ DU CONTREVENTEMENT.....	34
FIGURE 2.6.4 : MASSES CONCENTRÉES EN HAUTEUR.....	35
FIGURE 2.6.5 : DIFFÉRENTES VARIATIONS DE RAIDEUR EN ÉLÉVATION.	35
FIGURE 2.6.6 : DESTRUCTION DES POTEAUX COURTES DURANT UN SÉISME.....	36
FIGURE 2.6.7 : DESTRUCTION D'UNE FAÇADE CAUSÉ PAR DES OUVERTURES.	36
FIGURE 2.6.8 : DEUX BÂTIMENTS ENTRECHOQUÉS EN L'ABSENCE DE JOINTS PARASISMIQUES.	37
FIGURE 2.8.1 : SIGNIFICATION PHYSIQUE DE LA COURBE PUSHOVER.	41
FIGURE 3.1.1 : MOUVEMENT D'UN BÂTIMENT ORDINAIRE ET UN AUTRE ISOLÉ LORS D'UN SÉISME.	45
FIGURE 3.1.2 : SCHÉMA ET PHOTO D'UNE ISOLATEUR PARASISMIQUE.....	46
FIGURE 3.2.1 : CHOIX D'UNE STRATÉGIE DE RENFORCEMENT.	47
FIGURE 3.3.1 : DIAGRAMME DE CONTRAINTE EN ELU D'UNE SECTION POUTRE.....	51
FIGURE 3.3.2 : SCHÉMA DES CHEMISAGES D'UNE POUTRE EN BÉTON ARMÉ.	51

FIGURE 3.3.3 : SCHÉMA D'UNE DALLE RENFORCÉE PAR REMPLISSAGE DES CORPS CREUX.	53
FIGURE 3.3.4 : LES ÉTAPES DE LA RÉALISATION D'UN SCÈLEMENT.	53
FIGURE 3.3.5 : ORGANIGRAMME DU PROCESSUS DE CHEMISAGE EN BÉTON ARMÉ.	54
FIGURE 3.3.6 : SECTION D'UN POTEAU ENVELOPPÉ PAR UNE CHEMISE RECTANGULAIRE.	55
FIGURE 3.3.7 : SCHÉMA D'ASSEMBLAGE DE CHEMISE D'UN NŒUD POUTRE-POTEAU.	59
FIGURE 3.3.8 : SCHÉMA DE PRINCIPE POUR RENFORT D'UNE DALLE PAR TIGES MÉTALLIQUES.	59
FIGURE 3.3.9 : CONTREVENTEMENT AMORTISSANT AU SEIN D'UNE STRUCTURE EN BÉTON.	63
FIGURE 3.3.10 : SYSTÈME D'ENTRETOISE EN V.	63
FIGURE 3.3.11 : EXEMPLE D'ENTRETOISE EN K.	63
FIGURE 3.3.12 : RENFORCEMENT PAR CONTREVENTEMENT MÉTALLIQUE EN X- DIAGONALES.	64
FIGURE 3.3.13 : STRUCTURE MÉTALLIQUE À UNE DIAGONALE PAR PORTIQUE.	64
FIGURE 3.3.14 : CROIX DE ST ANDRÉ DANS DES STRUCTURES MÉTALLIQUES.	64
FIGURE 3.3.15 : SCHÉMA EN 2D ET 3D DES MURS DE CONTREFORTS À L'EXTÉRIEUR. ...	66
FIGURE 3.3.16 : SCHÉMA D'UN MUR DE REMPLISSAGE ET SON MODE DE RUPTURE.	67
FIGURE 3.3.17 : AJOUT DES MURS DE REMPLISSAGE INCLUANT DEUX DIAGONAUX COUPLÉS.	67
FIGURE 3.3.18 : SCHÉMA D'UNE TRACÉ RECTILIGNE.	69
FIGURE 3.3.19 : SCHÉMA D'UNE TRACÉ POLYGONAL.	69
FIGURE 3.3.20 : LOI DE COMPORTEMENT CONTRAINTE-DÉFORMATION DE QUELQUE FIBRES ET D'ACIER.	71
FIGURE 3.3.21 : MÉCANISME DE RUPTURE D'UN BÉTON ENVELOPPÉ D'UN PRF (EN COMPRESSION).	72
FIGURE 3.3.22 : RENFORTS DES POTEAUX PAR FIBRES DE CARBONE.	74
FIGURE 3.3.23: RENFORT DES POUTRES PAR FIBRES DE CARBONE.	75
FIGURE 3.3.24 : RENFORCEMENT PAR PRF D'UN NŒUD À DEUX BRANCHES.	76
FIGURE 3.3.25 : RENFORCEMENT D'UNE DALLE PAR PRF.	77
FIGURE 3.4.1 : AUGMENTATION DE LA SURFACE D'UNE SEMELLE EXISTANTE AVEC UNE SURÉPAISSEUR.	80
FIGURE 3.4.2 : DIFFÉRENTE TECHNIQUES DE RENFORCEMENT PAR INJECTION.	81
FIGURE 3.4.3 : RENFORCEMENT DU SOL PAR FORAGE.	82
FIGURE 3.4.4 : RENFORCEMENT DU TERRAIN PAR JET GROUTING.	83
FIGURE 3.4.5 : RÉALISATION D'UNE COLONNE DE CHS.	84
FIGURE 3.4.6 : SCHÉMA DES ÉTAPES D'INSTALLATION DES MICRO PIEUX.	84
FIGURE 3.4.7 : RENFORCEMENT D'UNE SEMELLE PAR MICRO PIEUX.	85
FIGURE 3.4.8 : PROCÉDÉ DE VIBROCOMPACTAGE D'UN SOL.	85
FIGURE 3.4.9 : SCHÉMA DE RENFORCEMENT DU SOL PAR COLONNES BALLASTÉES EN VOIE SÈCHE ET HUMIDE.	86
FIGURE 4.4.1 : ARMATURES TRANSVERSALES DANS LES ZONES CRITIQUES DES POUTRES.	95

FIGURE 4.4.2 : SCHÉMA DE FERRAILLAGE DES MURS REPRÉSENTANT lc	95
FIGURE 4.4.3 :EXEMPLE DE SYSTÈME DE FONDATION HÉTÉROGÈNE (MAIS ACCEPTABLE CAR SÉPARÉ).....	96
FIGURE 4.4.4 :DIFFÉRENTES DISPOSITIONS DE FONDATION SUR COUCHES DE SOL INCLINÉS.....	97
FIGURE 4.4.5 : DRAINAGE PÉRIPHÉRIQUE.....	97
FIGURE 5.1.1 : PLAN ARCHITECTURAL DU REZ-DE-CHAUSSÉE.	100
FIGURE 5.1.2 : PLAN DES POTEAUX DISTRIBUÉS SUR LA SURFACE.	100
FIGURE 5.1.3 : FISSURATIONS DANS LES MURS DE REMPLISSAGES ET LEURS INTERSECTIONS.....	101
FIGURE 5.1.4 : FISSURATIONS APPARUES SUR LES POTEAUX.	101
FIGURE 5.1.5 : FISSURATIONS APPARUES SUR LES POUTRES.	101
FIGURE 5.1.6 : OPÉRATION DE CAROTTAGE ET ENLÈVEMENT D'UN ÉCHANTILLON.	102
FIGURE 5.1.7 : VÉRIFICATION D'ARMATURES DE FERRAILLAGE D'UN POTEAU (À GAUCHE) ET D'UNE POUTRE (À DROITE).....	103
FIGURE 5.1.8 : EXCAVATION D'UNE FOSSE.	104
FIGURE 5.1.9 : SCHÉMA DE LA FONDATION EXISTANTE.	104
FIGURE 5.1.10 : PRÉLÈVEMENT D'UN ÉCHANTILLON DU SOL.	105
FIGURE 5.1.11 : PROFILE DU SOUS-SOL.	105
FIGURE 5.2.1 : GRAPHE DE SPECTRE DE CALCUL SISMIQUE.	107
FIGURE 5.4.1 : VUE EN 3D SUR ETABS DU MODÈLE DU BÂTIMENT SANS MODIFICATION.	110
FIGURE 6.1.1 : PLAN REPRÉSENTANT LES VOILES IMPLANTÉS.	112
FIGURE 6.2.1 : SCHÉMA DE CHEMISAGE D'UN POTEAU.....	114
FIGURE 6.3.1 : LA POUTRE CHOISI POUR LE CALCUL.....	115
FIGURE 6.3.2 : LES EFFORTS AGISSANT SUR LA POUTRE CHOISI, SELON ETABS.	115
FIGURE 6.3.3 : SCHÉMA DE CHEMISAGE DE LA POUTRE.	116
FIGURE 6.4.1 : CONTRAINTE AU SOL SOUS LE RADIER.	117
FIGURE 6.4.2 : SCHÉMA DE LA NOUVELLE FONDATION.....	118
FIGURE 7.1.1 : IMAGE EN 3D DU BÂTIMENT RENFORCÉ.	120
FIGURE 7.2.1: MODES PRÉPONDÉRANTS SUIVANT X ET Y.....	122

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1.3.1 : VALEURS D'ACCÉLÉRATION a_{gr} .	11
TABLEAU 1.3.2 : VALEURS DE $avgag$ POUR LE CALCUL D'ACCÉLÉRATION VERTICALE.	11
TABLEAU 1.3.3 : VALEURS DE $V_{s,30}$ EN FONCTIONS DE CLASSE DE SOL.	12
TABLEAU 1.3.4 : VALEURS DE $V_{s,30}$ EN FONCTIONS DES CLASSES SPÉCIALES DE SOL.	13
TABLEAU 1.3.5 : VALEURS DE $V_{s,30}$ EN FONCTIONS DES CLASSES SPÉCIALES DE SOL.	13
TABLEAU 1.3.6 : VALEURS DE Q EN FONCTION DE CLASSE DE DUCTILITÉ.	14
TABLEAU 1.3.7 : VALEURS DE BASE Q_0 DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT.	15
TABLEAU 1.5.1 : NIVEAUX DE CONNAISSANCE ET MÉTHODES D'ANALYSE CORRESPONDANTES.	19
TABLEAU 3.2.1 : LES STRATÉGIES DE CONFORTEMENT PARASISMIQUE.	49
TABLEAU 3.3.1 : AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS DE LA TECHNIQUE DE CHEMISAGE EN BÉTON.	54
TABLEAU 3.3.2 : COMPARAISON ET RÉSULTATS DES DIFFÉRENTES COLONNES CHEMISÉE EN ACIER.	56
TABLEAU 3.3.3 : AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS DE LA TECHNIQUE DE CHEMISAGE EN ACIER.	60
TABLEAU 3.3.4 : CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES BOULONS.	65
TABLEAU 3.3.5 : COMPARAISON DES MÉTHODES D'INTERVENTION GLOBALE.	68
TABLEAU 3.3.6 : CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES DIFFÉRENTES TYPES DE FIBRES ET D'ACIER.	70
TABLEAU 3.4.1 : MODIFICATION DES PARAMÈTRES GÉOTECHNIQUES SOUS L'EFFET D'UN SÉISME.	79
TABLEAU 3.4.2 : ESPACEMENT DES FORAGES SELON LE TYPE D'UN TERRAIN.	81
TABLEAU 3.4.3 : COMPARAISON DES VALEURS DE RC AU CIMENT CLK 45, ENTRE TERRAIN ARGILEUX ET SABLEUX.	82
TABLEAU 4.2.1 : MODÈLES DE CALCUL DÉVELOPPÉS DANS L'EC 8-3.	89
TABLEAU 4.2.2 : VÉRIFICATIONS DES STRUCTURES MÉTALLIQUES ET MIXTES, SELON L'EC 8-3.	89
TABLEAU 4.2.3 : ESTIMATIONS DE LA CAPACITÉ DES ÉLÉMENTS MAÇONNÉS SELON L'EUROCODE 8-3.	90
TABLEAU 4.4.1 : VALEURS CARACTÉRISTIQUES ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES POTEAUX (EC8 § 5.4 ET 5.5).	93
TABLEAU 4.4.2 : VALEURS CARACTÉRISTIQUES ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES POUTRES (EC8 § 5.4 ET 5.5).	94
TABLEAU 4.4.3 : VALEURS CARACTÉRISTIQUES ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES NŒUDS (EC8 § 5.4 ET 5.5).	96
TABLEAU 4.5.1 : COEFFICIENT DE RÉDUCTION SELON EC8 § 4.4.3.2.	98
TABLEAU 5.1.1 : RÉSULTATS DES TESTS DE CARBONATATION.	103
TABLEAU 5.1.2 : PARAMÈTRES DE DIFFÉRENTS TYPES DU SOL.	105
TABLEAU 5.2.1 : VALEURS DE ψ_2 .	107
TABLEAU 5.2.2 : VALEURS DE φ .	107

TABLEAU 5.4.1 : DESCENTE DES CHARGES STATIQUES SUR QUELQUES POTEAUX DU SOUS-SOL.....	109
TABLEAU 5.4.2 : DESCENTE DES CHARGES STATIQUES SUR QUELQUES POUTRES.	109
TABLEAU 6.1.1 : POSITIONS DES CENTRES DE MASSES ET DE RIGIDITÉ POUR TOUS LES ÉTAGES, SELON ETABS.....	112
TABLEAU 6.2.1 : DESCENTE DES CHARGES SUR LES POTEAUX, SELON ETABS.	113
TABLEAU 6.6.1 : PRIX DE DIFFÉRENT TYPES DE TRAVAUX RÉALISÉES.	119
TABLEAU 7.1.1 : DÉPLACEMENTS DES ÉTAGES DUES AU SÉISME, SELON ETABS.....	121
TABLEAU 7.2.1 : RÉSULTATS DE L'ANALYSE MODALE, SELON ETABS.	122
TABLEAU 7.3.1 : VALEUR DE ΣAc SUIVANT LE SENS X.	122
TABLEAU 7.3.2 : VALEUR DE ΣAc SUIVANT LE SENS X.	123

BIBLIOGRAPHIE

- ▲ Peter H. Emmons, *Concrete repair and maintenance illustrated*.
- ▲ Guide FABEM 7, *Réparation et renforcement des structures par armatures passives additionnelles*.
- ▲ Guide FABEM 8, *Réparation et renforcement des structures par une précontrainte additionnelle*.
- ▲ Michael N Fardis, *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings, based on EN-Eurocode 8*.
- ▲ AFNOR, Eurocodes 0, 1, 2, 3, 4 et 8.
- ▲ Guide STERRES, *Réparation et renforcement des structures par précontrainte additionnelle*.
- ▲ AFGC/CEFRACOR, Novembre 2003, *Réhabilitation du béton dégradé par la corrosion*.
- ▲ SADONE S., 2011. *Comportement de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites, soumis à des sollicitations de type sismique, et analyse d'éléments de dimensionnement*. Thèse préparée à l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR).
- ▲ Le journal officiel Libanais, date de 19 avril 2012, <http://jo.pcm.gov.lb/j2012/j17/default.htm>
- ▲ Magasine "Science et vie", TPE: les séismes, <http://tpe-seisme-hb.e-monsite.com/pages/degats-des-seismes.html>
- ▲ Maroun Kraish, magazine IRIN français, Article: "*LIBAN: La menace sismique se fait pesante*".
- ▲ Paille J-M, 2009, *Calcul des structures en béton-Guide d'application, Eyrolles*.
- ▲ H. Philip, J.C. Bousquet et F. Masson, éditions Dunod, 2007, *Séismes et risques sismiques*.