

**République Algérienne Démocratique et Populaire**

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Polytechnique d'Architecture et d'Urbanisme

**epau**

**Laboratoire Architecture et Environnement**



Axe : **Réduction de la vulnérabilité du bâti**

**MEMOIRE**

**Pour l'obtention du diplôme de master**

**Thème :**

**REDUCTION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE D'UNE  
CONSTRUCTION EN BETON ARME PAR LA REHABILITATION  
STRUCTURALE.**

Cas du CEM, base 7 à AZEFFOUN, wilaya de TIZI-OUZOU.

Élaboré par : **Mr. DJIOUA. Idir**

Encadré par : **Dr. ATTARI.Nassereddine**

Jury de soutenance :

- Président du jury    Prof .**KEHILA.Y**
- Examineur            Dr. **SI YOUCEF.Y**
- Examineur            Mr. **BAKOUR.M**

31 Octobre 2016

## °°° Remerciements °°°

Je souhaiterai adresser mes sincères remerciements à toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Je tiens à remercier tout particulièrement Dr. ATTARI.NASSERDINE, mon encadreur de master, pour son soutien, ses orientations et son aide durant deux longue années.

Je remercie très sincèrement, les membres du jury d'avoir bien voulu accepter d'en faire partie.

Je tiens également à remercier et à saluer tous mes amis qui m'ont encouragé et aider durant tout mon cursus.

Enfin, une pensée particulière à ma famille, mon père et ma mère, ma sœur Roza et mon frère Yacine et tout particulièrement Mouni.

# SOMMAIRE

## **INTRODUCTION GENERALE**

1. QUESTION DE RECHERCHE .....	1
2. PROBLEMATIQUES SPECIFIQUES .....	2
3. LES HYPOTHESES .....	2
4. OBJECTIFS .....	2
5. LA DEMARCHE METHODOLOGIQUE .....	3

## **CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LA STRUCTURE EN BETON ET LA CONCEPTION PARASISMIQUE**

INTRODUCTION .....	4
1.1. Définition du béton .....	4
1.1.1. Rôle des différents éléments constituant le béton .....	4
1.1.2. Le béton armé .....	4
1.2. LES DIFFERENTS SYSTEMES DE STRUCTURES EN BETON ARME .....	5,6
1.3. LES BONNES DISPOSITIONS A ADOPTER POUR UNE CONCEPTION PARASISMIQUE DES OUVRAGES EN BETON ARME .....	6,16
1.3.1. Sols et fondations .....	6, 7
1.3.2. Les dispositions d'architecture .....	8
1.3.2.1. Symétrie, régularité .....	8, 11
1.3.2.2. Les joints .....	11
1.3.2.3. Monolithisme .....	12
1.3.2.4. Les contreventement .....	12, 14
1.3.3. Les éléments non structuraux .....	14, 15
1.3.4. Ordre d'apparition des rotules plastiques .....	15
CONCLUSION .....	16

## **CHAPITRE 2 : PATHOLOGIES LIEES AUX CONSTRUCTIONS EN BETON ARME**

INTRODUCTION .....	17
2.1. DESORDRES ISSUS DES PROBLEMES LIES AU SOL (PATHOLOGIES DES SOLS DE FONDATION)	
2.1.1. Les différents types de mouvements de terrain .....	17,19
2.1.1.1. Tassement .....	17
2.1.1.2. Retrait-gonflement (sols argileux) .....	18
2.1.1.3. Glissement .....	18
2.1.1.4. Soulèvement-effondrement .....	18
2.1.1.5. Les coulées boueuses .....	18
2.1.1.6. Les écroulements (éboulement) .....	19
2.1.1.7. Le fluage .....	19
2.1.2. Instabilités des ouvrages .....	19
2.2. DESORDRES LIES AUX MATERIAUX BETON/BETON ARME	
2.2.1. Fissuration .....	19,20
2.2.1.1. Causes les plus fréquentes .....	19,20
2.2.1.2. Caractéristiques géométriques .....	20
2.2.1.2.1. Ouverture .....	20
2.2.1.2.2. Tracé .....	20
2.2.1.2.3. Fissure traversant .....	20
2.2.1.2.4. Fissure de surface .....	20
2.2.1.3. Classification des fissures .....	20
2.2.1.3.1. Faiçonnage .....	20
2.2.1.3.2. Microfissure .....	20
2.2.1.3.3. Fissure .....	20
2.2.2. La corrosion des armatures .....	20
2.2.2.1. Conséquences de la corrosion .....	20, 23
2.2.3. Carbonatation .....	22
2.2.4. La déformation anormale d'éléments en béton armé .....	24
2.2.5. La rupture des éléments en béton armé .....	24
2.3. PROBLEMES D'ORDRE CONCEPTUEL .....	25, 28
2.3.1. Effondrement d'un niveau intermédiaire dû à une faiblesse de ses éléments verticaux .....	25
2.3.2. Cas de l'effondrement du 1er niveau .....	25,26

2.3.3. Cas de la présence de poteaux courts .....	26
2.3.4. Insuffisance des dispositions constructives et qualité médiocre de la réalisation .....	27
CONCLUSION .....	28

### **CHAPITRE 3 : DIAGNOSTIC SUR L'ETAT DE LA VULNERABILITE DES EDIFICES EN BETON ARME**

INTRODUCTION .....	29
3.1. DEFINITION DU CONCEPT RISQUE .....	29
3.2. Le concept « Aléa » .....	29,30
3.2.1. Que se passe-t-il lors d'un tremblement de terre ? .....	30,31
3.3. CHOIX DES INVESTIGATIONS SELON	
3.3.1. Le type de mission à réaliser .....	31
3.3.1.1. De la nature des matériaux .....	31
3.3.1.2. Du type de structure et des dispositions constructives .....	31
3.3.2. De l'environnement dans l'ouvrage .....	31
3.3.3. De l'état de l'ouvrage .....	31
3.4. TYPES D'INVESTIGATIONS	
3.4.1. Investigations non destructives .....	32,35
3.4.1.1. Relevé visuel .....	32
3.4.1.1.1. Les principaux désordres rencontrés pour les structures en béton armé .....	32
3.4.1.1.2. Les outils indispensables pour mener à bien une inspection visuelle .....	33
3.4.1.2. L'ANALYSE DU FERRAILLAGE .....	33
3.4.1.3. Les ultrasons .....	34,35
3.4.1.4. Scléromètre .....	35
3.4.2. INVESTIGATIONS DESTRUCTIVES .....	36, 38
3.4.2.1. Carottage d'éléments en béton armé .....	36
3.4.2.2. PRÉLÈVEMENTS D'ACIERS .....	36,37
3.4.2.2.1. Potentiel de corrosion .....	37
3.4.2.3. TEST À LA CARBONATATION .....	38
3.5. METHODES DE DIAGNOSTIC .....	38,39
3.5.1. La méthode AFPS .....	39
CONCLUSION .....	40

### **CHAPITRE 4 : TECHNIQUES DE REHABILITATION ET DE RENFORCEMENT DES STRUCTURES EN BETON ARME**

4.1. OBJECTIFS D'UNE CONSTRUCTION PARASISMIQUE .....	41
4.2. CLASSIFICATION DES OUVRAGES SELON LEUR IMPORTANCE ET USAGE	
4.2.1. Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale .....	41
4.2.2. Groupe 1B : Ouvrages de grande importance .....	41,42
4.2.3. Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne .....	42
4.2.4. Groupe 3 : Ouvrages de faible importance .....	42
4.3. LA REHABILITATION PARASISMIQUE	
4.3.1. Définition de la réhabilitation .....	42
4.3.2. La réhabilitation structurelle .....	42
4.3.2.1. La réparation .....	43
4.3.2.2. Le Renforcement .....	43
4.4. TECHNIQUES ET STRATEGIES DE REHABILITATION STRUCTURALE	
4.4.1. Limiter les charges d'exploitation (allègement de la construction) .....	43,44
4.4.2.1. Rendre le bâtiment non fragile .....	44
4.4.2.2. Améliorer la régularité du bâtiment .....	44
4.4.2.3. Amélioration de la ductilité .....	44
4.4.2.4. Augmenter la résistance globale du bâtiment .....	44, 45
4.4.2.5. Augmenter la résistance locale .....	45
4.5. ACTION DE RENFORCEMENT /REPARATION SUR LES ELEMENTS DE STRUCTURE	
4.5.1. METHODES CLASSIQUES .....	45,54

4.5.1.1. Méthode d'injection de résine	
4.5.1.1.1. Évolution de la largeur des fissures	45
4.5.1.1.2. Réparation des fissures	46
4.5.1.1.2.1. Pontage et protection localisés	46
4.5.1.1.2.2. Calfeutrement	46
4.5.1.1.2.3. Injection	46
4.5.1.1.2.4. Traitement généralisé	46
4.5.1.1.3. Produits et méthode de réparation	46,47
4.5.1.1.3.1. Recommandations préconisées par un fabricant de résine (SIKA)	46, 47
A. Fissures actives	
B. Fissures stabilisées	
4.5.1.2. Méthode de remplacement du béton et de l'acier endommagés (Méthode de la section équivalente)	47
4.5.1.3. Chemisage en béton armé	47, 48
4.5.1.4. Chemisage en acier	48,49
4.5.1.5. Renfort de structures en béton dégradées par corrosion des armatures	49
4.5.1.5.1. Dispositions préventives contre la corrosion	50
4.5.2. EXEMPLES D'APPLICATIONS DES METHODES CLASSIQUES SUR DES ELEMENTS DE STRUCTURE	
4.5.2.1. Chemisage des poteaux	50,51
4.5.2.1.1. Objectifs	51
4.5.2.2. Chemisage des poutres en béton armé	51
4.5.2.2.1. Le béton projeté	52
4.5.2.3. Renfort de planchers et dalles en béton armé	
4.5.2.3.1. Renfort de planchers et dalles en flexion	52
4.5.2.3.1.1. Renforts par enrobage supérieur	52,53
4.5.2.3.1.2. Renforts par enrobage inférieur	53
4.5.2.3.1.3. Renfort par bandes d'aciers collées	53,54
4.5.2.4. Rajout de mur de contreventement	54
4.5.2.4.1. Domaine de renforcement	54
4.5.2.4.2. Types de bâtiments concernés	54
4.5.2.4.3. Caractéristiques mécaniques visées	54
4.5.3. LES METHODES MODERNES DE RENFORCEMENT (LA TECHNOLOGIES SERVICE DE LA REHABILITATION)	
4.5.3.1. Polymère renforcé de fibres (FRP)	55
4.5.3.2. Le matériau	55
4.5.3.3. Les fibres	55
4.5.3.4. Architecture des renforts	56
4.5.3.4.1.1. Toile ou taffetas	57
4.5.3.4.1.2. Serge	57
4.5.3.4.1.3. Satin	57
4.5.3.4.2. Les tissus bi ou tridimensionnelle	57,58
4.5.3.4.3. Les structures hybrides	58
4.5.3.5. La matrice	58
4.5.3.6. L'additif ou charge	58,59
4.5.3.6.1. Les charge	59
4.5.3.6.1.1. Les charges organiques	59
4.5.3.6.1.2. Les charges minérales	59
4.5.3.6.1.3. Oxydes et hydrates métalliques	59
4.5.3.6.2. Les Additifs	59
4.5.3.7. EXEMPLES D'APPLICATIONS DES TECHNIQUES MODERNES :	
4.5.3.7.1. Renforcement des poteaux par fibres de carbone	60
4.5.3.7.1.1. Caractéristiques mécaniques visées	60
4.5.3.7.1.2. Mise en œuvre pratique	60
4.5.3.7.2. Renforcement par fibres des poutres	61, 62
4.5.3.7.2.1. Caractéristiques mécaniques visées	61
4.5.3.7.2.2. Objectifs	61
4.5.3.7.2.3. Mise en œuvre pratique	61,62
4.5.3.7.3. Renforcement des murs	62
4.5.3.7.3.1. Objectifs	62
4.5.3.7.3.2. Mise en œuvre pratique	62
4.5.3.7.3.3. Application du composite	62

4.5.3.7.3.4. Finitions .....	62
4.5.3.7.4. Ajout de croix de contreventement métallique.....	63,64
4.5.3.7.4.1. Domaine de renforcement.....	63
4.5.3.7.4.2. Types de bâtiments concernés.....	63
4.5.3.7.4.3. Caractéristiques mécaniques visées.....	63
4.5.3.7.4.4. Précautions et limites d'utilisation .....	63
4.5.3.7.4.5. Mise en place.....	63
4.5.3.7.4.6. Finitions.....	63,64
4.5.3.7.4.7. Exemple de contreventement en croix	
4.5.3.7.4.7.1. Croix de Saint-André.....	64
4.5.3.7.4.7.2. Utilisation de croix type v inversé avec amortisseur à fluide visqueux .....	64
4.5.3.7.4.7.2.1. Objectif.....	64
<b>4.6. RENFORCEMENT DES FONDATIONS – ÉLARGISSEMENT DES SEMELLES - CHAINAGE – MICROPIEUX</b>	
4.6.1. Caractéristiques mécaniques visées .....	65
4.6.2. Objectifs.....	65
4.6.3. Mise en œuvre pratique de l'élargissement des fondations .....	65
4.6.3.1.Élargissement de la base par ajout de béton périphérique.....	65
4.6.3.1.1. Préparation.....	65
4.6.3.1.2.Élargissement des fondations .....	65
4.6.3.1.3. Finitions.....	66
4.6.3.2. Les Micropieux .....	66
<b>4.7. L'ISOLATION PARASISMIQUE.....</b>	<b>66,69</b>
4.7.1. Appuis à déformation.....	67
4.7.2. Appuis à glissement.....	68
4.7.3. Appuis à déformation et à glissement.....	68
4.7.4. Appuis à roulement.....	68,69
<b>4.8. METHODES D'AMELIORATION DES SOLS</b>	
<b>4.8.1. OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT</b>	
4.8.1.1. Définition .....	69
4.8.1.2. LES DIFFERENTS TYPES DE SOUTÈNEMENT .....	69,74
4.8.1.2.1. Les murs poids.....	69
4.8.1.2.1.1. Les gabions métalliques .....	69
4.8.1.2.1.2. Les murs caissons .....	70
4.8.1.2.1.3. Les murs poids en béton ou en maçonnerie.....	70
4.8.1.2.2. Les murs en béton armé ou cantilever.....	71
4.8.1.2.3. Les palplanches .....	71,72
4.8.1.2.4. 1. Les parois moulées.....	72
4.8.1.2.4. 2. La paroi berlinoise .....	73
4.8.1.2.4.2.1.Étapes d'exécution d'une paroi berlinoise.....	73
4.8.1.2.5. Les ouvrages en terre armée .....	73,74
<b>4.8.2. TECHNIQUES DE REPARATION ET DE RENFORCEMENT DES SOLS.....</b>	<b>74,77</b>
<b>4.8.2.1. TECHNIQUES DE STABILISATION</b>	
<b>4.8.2.1.1. COMPACTAGE</b>	
4.8.2.1.1.1. Compactage par pilon.....	74
4.8.2.1.1.2. Vibro-compactage.....	74
4.8.2.1.1.2.1. Domaine d'utilisation.....	74
4.8.2.1.1.3. Compactage dynamique par explosifs.....	74,75
4.8.2.1.1.4. Compactage de surface.....	75
4.8.2.1.1.5. Le compactage statique .....	75
<b>4.8.2.2. TECHNIQUES DE RENFORCEMENT</b>	
<b>4.8.2.2.1. LES INCLUSIONS SOUPLES</b>	
4.8.2.2.1.1. Le picot de sable.....	75
4.8.2.2.1.2. Les colonnes ballastées.....	75,76
<b>4.8.2.2.2. LES INCLUSIONS RIGIDES</b>	
4.8.2.2.2.1. Renforcement par pieux et micro pieux.....	76
4.8.2.2.2.1.1. Inclusions préfabriquées.....	76
4.8.2.2.2.1.2. Les inclusions moulées in situ .....	76
4.8.2.2.2.1.2.1. Jet grouting.....	76
4.8.2.2.2.1.2.2. Soil mixing .....	76
4.8.2.2.2.1.2.3. Deep soil mixing.....	77
<b>4.8.2.2.2.2. RENFORCEMENT PAR RABATTEMENT DE NAPPE ET PAR DRAINAGE</b>	

4.8.2.2.2.1. Rabattement de nappe.....	77
4.8.2.2.2.2. Le drainage.....	77
4.8.2.2.2.3. Renforcement des sols en remblai par des géo synthétiques.....	77
Conclusion .....	77

**CHAPITRE 5 : ANALYSE DE L'ETAT DE VULNERABILITE D'UNE INFRASTRUCTURE SCOLAIRE ET PROPOSITIONS DE TECHNIQUES DE REHABILITATIONS ADEQUATES. CAS DU CEM D'AZEFFOUN, WILAYA DE TIZI-OUZOU.**

5.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE DE L'OUVRAGE .....	78
5.2. SITUATION TOPOGRAPHIQUE .....	79
5.3. SITUATION SISMIQUE DE LA ZONE D'ETUDE.....	80,81
5.4. DESCRIPTION DU CAS D'ETUDE	
5.4.1. FICHE DE PRESENTATION DU CAS D'ETUDE.....	82
5.4.2. IDENTIFICATION DE LA CONSTRUCTION.....	82
5.4.2. 1.Description sommaire .....	82
5.4.2.2. Structure résistante.....	82
5.4.2.3. Infrastructure.....	82
5.5. VERIFICATION ET DIAGNOSTIC DU BATIMENT CAS D'ETUDE	
5.5.1. Vérification de la construction face aux dispositions d'architecture et de conception.....	83,86
5.5.1.1. Vérification des joints.....	83,84
5.5.1.2. Evaluation de la régularité géométrique de la forme en plan.....	74,86
5.5.1.3. Les contreventements .....	86
5.5.1.4. Pathologies détectées dans le cas d'étude	
5.5.1.4.1. Problèmes relatifs au site, (autour de la construction) .....	86
5.5.1.4.1.1. Effondrement de sol et coupure de route comme conséquences du glissement de terrain.....	86
5.5.1.4.2. Dommages directs, reçus par la construction.....	87,88
5.5.1.4.3. Erreurs de conception ou litiges dans la conception.....	89
5.6. Évaluation de la vulnérabilité du bâtiment par le tableau d'évaluation de la méthode AFPS.....	
5.7. Solutions à préconiser	
5.7.1.1. Stabilisation et renforcement du sol autour de l'enceinte scolaire.....	90,91
5.7.1.2. Sécuriser le bâtiment .....	92
5.7.2. Renforcement du bâtiment	
5.7.2.1. Contreventer la structure pour parer au séisme.....	93
5.7.2.1.1. Système choisi : rajout de voiles en béton armé commençant des fondations au dernier étage.....	93
5.7.2.1.2. Raisons du choix du système de contreventement .....	93
5.7.2.1.3. Technique de mise en œuvre .....	93
5.7.3. Résolution des pathologies touchant la structure.....	94
5.7.3.1. Les fissures .....	94
5.7.4. Réparations des sols tassés et des revêtements de sols fissurés au niveau de la cour et du porche d'entrée.....	94
5.7.5. Correction des erreurs de conception.....	94
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>95</b>

**BIBLIOGRAPHIE**

**ANNEXES**

## **LISTE DES FIGURES**

- FIG.1. REPRESENTATION D'UN TASSEMENT DIFFERENTIEL D'UN BATIMENT. **P7.**
- FIG.2. IMPLANTATION SUR LE BOUT D'UNE FALAISE, RISQUE DE GLISSEMENT. **P7.**
- FIG.3. REGLE 2/3, IMPLANTATION DES FONDATIONS SUR UN TERRAIN EN PENTE. **P7.**
- FIG.4. LES DIFFERENTS MODES DE TORSION D'UN BATIMENT IRREGULIER. **P8.**
- FIG.5. SOUS STRUCTURATION PAR JOINT POUR GARANTIR LA REGULARITE. **P9.**
- FIG.6. RETRAITS ET PORTE-A-FAUX. EXEMPLES DE REGLES DE LIMITATION DES IRREGULARITES. **P10.**
- FIG.8. CHANGEMENT DU TYPE DE CONTREVENTEMENT A L'INTERIEUR D'UN MEME BATIMENT CHANGEMENT DE TYPE DE STRUCTURE. **P11.**
- FIG.9. EFFET DE COUP DE FOUET. **P11.**
- FIG.10. REGLE DE CALCUL DES JOINTS SISMIQUES. **P11.**
- FIG. 11. DEFAUT DE RIGIDITE DES PLANCHERS. **P12.**
- FIG.12. CONTREVENTEMENT INSTABLE VIS-A-VIS DE LA TORSION. **P14.**
- FIG.13. EVITER LES CONTREVENTEMENTS DECALES. **P14.**
- FIG.14. RISQUE D'APPARITION DES BIELLES DE COMPRESSION SUR LA STRUCTURE. **P15.**
- FIG.15. SCHEMATISATION D'UN TASSEMENT DIFFERENTIEL. **P17.**
- FIG.16. REPRESENTATION DU DEROULEMENT D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN. **P18.**
- FIG.17. PROCESSUS DE CORROSION. **P21.**
- FIG.18. DEFORMATION DU BETON AUTOUR DE L'ACIER, APRES FORMATION DE FISSURES INTERNES. **P22.**
- FIG.19. EVOLUTION DE LA DEGRADATION D'UNE STRUCTURE EN BETON ARME. **P22.**
- FIG.20. PROCESSUS DE DEROULEMENT DE FISSURATION DUE A LA CORROSION. **P22.**
- FIG.21. ALEA SISMIQUE. **P30.**
- FIG.22. ALEA INONDATION. **P30.**
- FIG.23. ALEA GLISSEMENT DE TERRAIN. **P30.**
- FIG.24. EXPLOSION D'UNE UNITE INDUSTRIELLE. **P30.**
- FIG.25. SCHEMA DE PRINCIPE DU PACHOMETRE. **P33.**
- FIG.26. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT D'UN PACHOMETRE. **P35.**
- FIG.27. METHODE DE DETECTION DE LA CORROSION DES ARMATURES. **P37.**
- FIG.28. FICHE DE RELEVÉ. **P38.**
- FIG.29. CALFEUTREMENT D'UNE FISSURE. **P46.**
- FIG.30. METHODE DE LA SECTION EQUIVALENTE. **P47.**
- FIG.31. DIFFERENTS ARRANGEMENTS DE CHEMISAGE DES POUTRES EN BA. 1-LE POTEAU EXISTANT ET 2-LA FAÇON DE CHEMISAGE. **48.**
- FIG.32. CONNECTIONS DE L'ANCIENNE ET LES NOUVELLES ARMATURES DE CHEMISAGE. **P48.**
- PHOTO.33. DETAIL DU CHEMISAGE EN ACIER D'UN POTEAU. **P48.**
- FIG.34. EXEMPLE DE REPARATION DE POUTRE PAR LE BETON PROJETÉ. **P52.**
- FIG.35. CHEMISAGE D'UNE POUTRE EN BETON ARME. **P52.**
- FIG.36. RENFORT DE PLANCHER PAR ENROBAGE SUPERIEUR. **P53.**
- FIG.37. COURBE CONTRAINTE-DEFORMATION DE DIFFERENTES FIBRES. **P55.**
- FIG.38. TEXTURE DE RENFORTS UNIDIRECTIONNELS. **P57.**
- FIG.39. TOILE EN TAFFETAS. **P57.**
- FIG.40. TOILE SERGE. **P57.**
- FIG.41. TOILE SATIN. **P57.**
- FIG.42. ARMATURES TRI DIRECTIONNELLES. **P58.**
- FIG.43. TISSU HYBRIDE CARBONE – ARAMIDE. **P58.**
- FIG.44. RENFORCEMENT DE MUR PAR FIBRES DE CARBONE. **P62.**
- FIG.45. CROIX DE SAINT-ANDRE. **P64.**
- FIG.46. CROIX TYPE V INVERSE AVEC AMORTISSEURS. **P64.**
- FIG.47. RENFORCEMENT DES SEMELLES : ELARGISSEMENT DE LA SEMELLE PAR RAJOUT DE BETON PERIPHERIQUE ET UNE PRECONTRAINTE HORIZONTALE. **P65.**
- FIG.48. AMELIORATION DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS PAR L'INJECTION DE MICROPIEUX. **P66.**
- FIG.49. DEPLACEMENT RELATIF DES ETAGES. **P67.**

FIG.50. APPUIS A DEFORMATION.**67.**  
 FIG.51. APPUIS A GLISSEMENT.**P68.**  
 FIG.52. APPUIS A GLISSEMENT ET A DEFORMATION.**P68.**  
 FIG.53. APPUIS A ROULEMENT.**P69.**  
 FIG.54. GABION METALLIQUE.**P70.**  
 FIG.55. MURS-CAISSONS.**P70.**  
 FIG.56. MURS A REDANS.**P70.**  
 FIG.57. MUR A FRUITS.**70.**  
 FIG.58. MURS EN BETON ARME OU MUR CANTILEVER.**P71.**  
 FIG.59. MUR A CONTREFORT.**P71.**  
 FIG.60. MUR FONDE SUR PIEUX.**P71.**  
 PHOTO.61. PAROIS MOULEES.**P72.**  
 FIG.62. OUVRAGE EN TERRE ARMEE.**P74.**  
 FIG.63.MISE EN ŒUVRE DES COLONNES BALASTEES.**P76.**  
 FIG.64.COUBE SCHEMATIQUE D'IMPLANTATION DE L'OUVRAGE.**P83.**  
 FIG.65. FORME EN PLAN DU BLOC A.**P84.**  
 FIG.66. FORME EN PLAN DU BLOC B.**P85.**  
 FIG.67. FORME EN PLAN DU BLOC C.**P85**  
 FIG.68. FORME EN PLAN DU BLOC D.**P85.**  
 FIG.69.COUBE EXPLICATIVE DE LA TECHNIQUE ADOPTEE POUR STABILISER LE SOL.**P92.**  
 FIG.70.VUE EN FAÇADE, DE L'EFFET POTEAU COURT CAUSE PAR LA CREATION D'OUVERTURES HAUTES AU NIVEAU DE LA CUISINE.**P94.**

## **LISTE DES PHOTOS**

Photo.1. Photo d'une infrastructure en béton armé.**p5.**  
 Photo.2. Photo d'une structure en béton armé.**p5.**  
 Photo.3. Fracture dans le sol observée dans la ville de Hermosillo au Mexique.**p7.**  
 Photo.4.Photo d'un bâtiment à RDC flexible endommagé par un séisme.**p10.**  
 Photo.5. Résultat de l'effet de la ductilité sur un bâtiment ébranlé par un séisme.**p15.**  
 Photo.6. Coulée de boue au japon .20 août 2014.**p18.**  
 Photo.7. Intempéries spectaculaire : éboulement sur un parking de Nice .**p19.**  
 Photo.8.Mesure d'une fissure à l'aide d'un fissuromètre. Source : groupe-cebtp.com.**p20**  
 Photo.9.Effet du faïençage sur un mur.**p20**  
 Photo.10. Corrosion de l'armature métallique d'un balcon. Sous l'effet de la corrosion des armatures, le béton armé de recouvrement s'est fissuré et a éclaté. Ces destructions mettent en cause la stabilité de ce balcon face à une surcharge ou un séisme.**p23.**  
 Photo.11. Effet de la carbonatation sur un poteau.**p23.**  
 Photo.12. Résultat positif avec un réactif pour la carbonatation (apparition de la couleur violet).**p23.**  
 Photo.13. Séisme Alger du 21/05/03, rupture de poutre en flexion.**p24.**  
 Photo.14. Poteau écrasé sous l'effet de charges dépassant la résistance de l'élément à la compression.**p25.**  
 Photo.15. Kobé 1999 – Mairie, rupture du 6ème niveau.**p25.**  
 Photo.16.Effondrement du premier niveau suite du séisme de Kocaeli (Turquie) en 1999.**p26.**  
 Photo.17.L'Aquila 2009 Pettino, endommagement de poteaux courts par cisaillement et un manque de confinement transversal.**p26.**  
 Photo.18.Bhuj 2001 Poteaux courts dus à des niveaux de Plancher décalés.**p26.**  
 Photo.19.Chichi 1999/ Manque de confinement du nœud de liaison, poteau de rive et poutre.**p27.**  
 Photo.20.Chili 2010/ Armatures transversales trop espacées et insuffisamment ancrées, pourcentage élevé des armatures longitudinales de diamètre important eu égard aux dimensions du poteau.**p27.**  
 Photo.21.Effondrement du sol du musée national Corvette à Bowling Green dans le Kentucky (Etude de sol malle faite).**p28.**  
 Photo.22.Casbah d'Alger, site vulnérable.**p29.**  
 Photo.23. aléa sismique.**p29.**

Photo.24.Incendie.**p30**.

Photo.25. Utilisation d'un pachomètre.**p35**.

Photo.26. vérification de la résistance du béton à l'aide d'un scléromètre.**p35**.

Photo.27. carottage sur un mur en béton.**p36**.

Photo.28. Injection de résines dans le bas d'un mur pour bloquer les remontées capillaires imperméabilité.**p46**.

Photo.29. Chemisage en acier d'un poteau.**p48**.

Photo.30.Dégradation du béton due à l'insuffisance d'épaisseur d'enrobage.**p49**.

Photo.31.Chemisage d'un poteau en béton armé.**p51**.

Photo.32.Projection de béton pour le chemisage d'une poutre en béton.**p52**.

photo.33.Aspect, d'un plancher et de poutres renforcés par chemisage en béton, grâce à la technique de projection de béton.**p52**.

Photo.34.Renfort de dalle par enrobage inferieur/chemisage.**p53**.

Photo.35. Renfort de plancher par bandes d'acier collé.**p54**.

Photo.36. Ajout de mur de contreventement.**p54**.

Photo.37. Renforcement de poteau par fibre de carbone.**p60**.

Photo.38. Renforcement de poutre par fibre de carbone.**p61**.

Photo.39. Rideau de palplanches.**p72**.

Photo.40. Paroi berlinoise.**p73**.

Photo.41. Paroi berlinoise.**p73**.

Photo.42.vue générale sur le CEM CHAHID BEN AISSA MOHAMED, AZEFFOUN, TIZI-OUZOU, ALGERIE.**p81**.

Photo.43. soutènement en palplanches du talus nord succombant à la force de buté du glissement.**p86**.

Photo.44. désordres provoqués par le glissement malgré le soutènement avec des palplanches, effondrement de la route qui dessert le CEM.**p86**.

Photo.45. Inclinaison de sol.**p87**.

Photo.46. Fissures dans le revêtement de sol.**p87**.

Photo.47.Fissure verticale du poteau.**p87**.

Photo.48.Fissure horizontale de poutre.**p87**.

Photo.49. déplacement d'un mur de soutènement de la cour et apparition du remblai de remplissage.**p88**.

Photo.50.Tassements différentiels remarquables du sol de l'aire de jeu.**p88**.

Photo.51. Effet poteau court au sous-sol (cuisine de l'école), bloc D.**p89**.

Photo.52.Risque de cisaillement du poteau dû à l'effet poteau court.**p89**.

Photo.53. photo de la partie sud du CEM (ouvrage sur remblais).**p89**.

Photo.54. Aperçu des dommages subis par le sol autour de la construction, route desservant l'hôpital au sud.**p89**.

## **LISTE DES PLANS**

Plan.1. plan de toiture.p83.

Plan.2. plan du RDC, en rouge la zone où on a recensé des pathologies touchant la structure.p88.

Plan.3.Plan explicatif des renforcements préconisés.p92.

Plan.4.en rouge les voiles de contreventement rajoutés.93

## **LISTE DES CARTES**

Carte.1.situation de la ville d'AZEFFOUN à l'échelle de l'Algérie.**p78**.

Carte 2. Photo satellite du site (plan de situation).**p78**.

Carte 3.carte de zonage du risque environnant le cas d'étude.**p79**.

Carte.4.carte des plaques tectoniques.**p80**.

Carte.5. Carte de zonage sismique du territoire national.**p81**.

Carte.6.carte de la zone à renforcer par des pieux en béton armé.**p91**.

## **LISTE DES TABLEAUX**

Tableau .1. Les différents systèmes de structure en béton armé.**p5, 6.**

Tableau .2.Méthode d'évaluation de la vulnérabilité d'une construction, démarche AFPS.**p39.**

Tableau.3. Tableau de comparaison qualitative entre fibres.**p56.**

Tableau.4. Avantages et inconvénients du renforcement des poteaux par fibres de carbone.**p60.**

Tableau.5. Avantages et inconvénients du renforcement des poteaux par fibres de carbone.**p60.**

Tableau.6. Avantages et inconvénients du renforcement des poutres par fibres de carbone. **p61.**

Tableau.7. Avantages et inconvénients du rajout des crois de contreventement métalliques.**p63.**

Tableau.8. Évaluation de la vulnérabilité du bâtiment par le tableau d'évaluation de la méthode AFPS.**p90.**

# INTRODUCTION GENERALE

## **INTRODUCTION :**

Les dernières décennies ont violemment rappelé au monde sa vulnérabilité face aux risques naturels. Le séisme de Chlef de 1980, et le séisme de Boumerdes de 2003 ont marqué les esprits de la population par les dégâts que ça a engendrés. Des erreurs de conceptions étant la raison de cette catastrophe ont coûté la vie à des milliers de personnes.

Tout constructeur professionnel se doit de savoir qu'un bâtiment doit rester debout même après une catastrophe naturelle en raison du nombre de vies humaines qui risquent d'être menacées, de plus la construction est coûteuse, les délais de réalisation sont très longs et l'obtention d'un budget pour construire n'est jamais une chose acquise.

Démolir est toujours la plus mauvaise solution au niveau de tous les plans "économique, délai, simplicité est sécurité, sur ce, on a pensé que réhabiliter et mettre en sécurité pour réduire la vulnérabilité de nos constructions est la meilleure alternative face à la démolition. Pour permettre aux constructions de remplir leur rôle, il est primordial de s'assurer de leur bonne santé et dans le cas contraire les réparer. À partir du moment où une pathologie est apparue, même si cela ne remet pas en cause la stabilité de l'ouvrage, il est important de diagnostiquer d'une part d'où vient le problème, mais à quel degré il affecte l'édifice, d'autre part il est nécessaire de supprimer le problème à la source et de réparer l'ouvrage.

Le diagnostic est un moment clé lorsqu'il y a présence de pathologies. Si la source du problème est mal diagnostiquée, les réparations préconisées ne correspondront pas réellement à ce qui est nécessaire et l'ouvrage sera toujours soumis aux mêmes menaces.

La difficulté réside dans l'évaluation de la vulnérabilité et l'interprétation du diagnostic pour pouvoir proposer des techniques afin de réhabiliter le bâtiment dit vulnérable. Un bâtiment en maçonnerie ne requière pas les mêmes techniques que celui en béton armé, d'un cas à un autre, les pathologies seront différentes et donc des matériaux et des techniques de réhabilitations différentes et spécifiques pour chaque cas.

Ce qui nous mène à nous poser une problématique qui sera un fil conducteur dans notre recherche qui nous conduira à des solutions efficaces et rapides

### **1. QUESTION DE RECHERCHE :**

Après diagnostic des pathologies liées à la construction en béton armé :

**Qu'elles sont les techniques de réhabilitations les plus efficaces et durables, qui auront comme but, la réduction de la vulnérabilité des constructions en béton armé ?**

## **2. PROBLEMATIQUES SPECIFIQUES :**

Pour le cas d'étude choisit c'est un établissement d'enseignement moyen qui se situe à Azeffoun wilaya de Tizi-Ouzou, il nous a interpellé par le degré de dégâts constatés et par les menaces qui pèsent sur les élèves et le personnel vu qu'il est toujours en service. Les pathologies constatées sur le terrain sont intrinsèquement liées à des facteurs de perte de résistance de l'assiette de fondation, par conséquent un glissement de terrain appelle tout le bâtiment à s'effondrer si aucune mesure de renforcement n'est entamée.

De plus on a constaté des erreurs de conception, des fissures sur les éléments de structure du bâtiment et des dommages considérables sur la partie ouest de l'établissement énumérés si dessous

- Eclatement de voile soutenant une partie de la cour.
- Déformation et fissuration de tous les escaliers extérieurs.
- Affaissements de la cour et du porche d'entrée
- Fissures à l'intérieur des classes.
- Effet poteaux court apparu sur la façade de la cuisine de l'école.

Pour répondre à notre problématique générale qui est de réparer et renforcer ce genre de bâtiments, on se doit de passer par d'autres questionnements préliminaires qui constituent les éléments d'un puzzle complexe :

2.1. Comment connaître le degré d'altération d'un bâtiment en B.A ?

2.2. Comment savoir et récolter des informations sur le bâtiment dit vulnérable ?

2.3. Réparer et renforcer, quelles sont les bonnes techniques à adopter ?

## **3. LES HYPOTHESES :**

3.1. Un diagnostic minutieux serait un bon démarrage pour aboutir à des solutions adéquates aux dégâts touchant la construction en béton armé ;

3.2. Les pathologies des constructions en B.A sont liées intrinsèquement aux sols de fondations, par conséquent il faut s'intéresser au problème venant du sol avant de passer à la construction elle-même ; ce qui induit la suppression de la source du problème en amont et proposer des solutions efficaces pour les pathologies observées.

3.3. La réhabilitation est très complexe dans son explication et très développée quand il s'agit de proposer des techniques opérationnelles sur terrain.

## **4. OBJECTIFS :**

1. Faire un diagnostic exhaustif et pertinent pour une construction endommagée ;
2. Faire une recherche afin de trouver les techniques les plus adaptées pour réduire la vulnérabilité qui guette les constructions en B.A ;
3. S'intéresser au domaine du renforcement car c'est un domaine très actuel est important ;
4. Prévenir et anticiper le risque dans un bâtiment pour échapper au danger.

## **5. LA DEMARCHE METHODOLOGIQUE :**

La première partie du travail consiste en une recherche bibliographique et documentaire, qui se veut diriger notre recherche et cerner nos objectifs, de plus elle servira à l'acquisition d'un corpus théorique suffisamment riche pour pouvoir mieux appréhender le thème de la réhabilitation structurelle et décortiquer les différentes phases relatives au thème de la réduction de la vulnérabilité du bâti.

Dans la seconde partie du mémoire, on s'intéressera à mettre en pratique les connaissances recueillis durant la phase de recherche bibliographique pour pouvoir appliquer le processus de réhabilitation sur un projet réel, dans le but de comparer et constater l'interrelation entre la pathologie et la technique de réparation ou de renforcement.

Ainsi dans le premier chapitre on parlera des différents systèmes de structure en béton armé et des bonnes dispositions d'architecture à adopter pour construire durable et économique.

Ensuite, dans un second chapitre on parlera des propriétés de ce matériau et des pathologies structurales propres à ce dernier, on insistera beaucoup plus sur les risques pouvant altérer les constructions lors d'un séisme et les défauts de conceptions, pour mieux les anticiper avant la construction et les corriger ultérieurement si le bâtiment est déjà érigé.

Dans le troisième chapitre, on va donner différentes techniques de recueil d'information sur un bâtiment susceptible de vulnérabilité à travers les différentes techniques de diagnostic du bâti qui ont déjà donné leurs preuves dans des situations de détresse, comme le séisme de 2003 à Boumerdes .

Après le diagnostic, on va présenter et éclaircir les différentes techniques de réhabilitation qui existent, pour mieux faire la différence d'abord entre la réparation et le renforcement et en suite donner les différentes techniques pour chaque opération citée.

Enfin dans le cinquième et dernier chapitre on aura à traiter un cas d'étude qui est une enceinte scolaire en béton armé. Le but de ce travail est d'apprendre à relever le maximum d'informations sur cette construction et de faire un diagnostic correct des pathologies touchant sa sécurité. Il s'en suit, des propositions de techniques confortements du bâtiment pour sa remise aux normes.

# **CHAPITRE 1**

## **GENERALITES SUR LA STRUCTURE EN BETON ET LA CONCEPTION PARASISMIQUE**

## **INTRODUCTION :**

La construction est un domaine très complexe qui nécessite une bonne connaissance des sols de fondation, des caractéristiques des matériaux de constructions ainsi que le comportement des structures face aux différentes sollicitations : charges permanentes, charges d'exploitation et les charges accidentelles tel que le séisme.

De ce fait une bonne maîtrise et respect des dispositions empiriques d'architecture dans la construction assurent une meilleure performance de la structure face aux différents aléas.

### **1.1. Définition du béton :**

Le béton est un matériau composite constitué de granulats gros et fins (gravier ou pierre concassée, sable), de ciment et d'eau. Le mélange entre le ciment et l'eau forme une pâte qui durcit. La pâte de ciment hydratée et le sable constituent le mortier. Celui-ci a pour rôle de se lier avec les gros granulats pour former un conglomerat solide. Les adjuvants et les additions servent à améliorer certaines caractéristiques du béton frais ou durci. » (Dr. Ir. P. Boeraeve, **Technologie du béton, Edition 1994, Groupement Belge du Béton**).

Si le matériau est plastique donc modulable lors de sa fabrication, il acquiert ses propriétés au cours du temps. Une fois mature, le béton doit être considéré comme un composite constitué de granulats et d'une pâte de ciment durcie, dont les propriétés dépendent, pour une grande part, de sa formulation.

#### **1.1.1. Rôle des différents éléments constituant le béton :**

- **Ciment** : constituant qui va réagir chimiquement avec l'eau, et lier tous les ingrédients.
- **L'eau** : c'est elle qui va hydrater le ciment et rendre le mélange malléable.
- **Les granulats** : ils vont former une disposition plus ou moins ordonnée qui va conférer au béton sa résistance.
- **Le sable** : il permet de remplir les trous qui subsistent entre les gros granulats.
- **Les plastifiants** : ils augmentent l'ouvrabilité du béton (facilité de mise en œuvre)

#### **1.1.2. Le béton armé :**

Le béton armé est le matériau composite hétérogène constitué par du béton et par des armatures en acier judicieusement disposées.

Un élément de structure est généralement l'objet de sollicitations de flexion, d'efforts normaux et d'efforts tranchants, quand il est soumis à l'action de charges. Si la contrainte de traction atteint la résistance à la traction du béton, résistance relativement faible, celui-ci se rompt ; Cette rupture est évitée en disposant des barres d'acier, ou armatures, dans la zone où les contraintes de traction sont maximales.

Le moment est alors équilibré, d'une part, par les contraintes de compression qui se développent dans la partie supérieure de la section et, d'autre part, par l'effort de traction qui s'exerce alors dans les armatures longitudinales disposées en partie inférieure. De même, les efforts tranchants sont à l'origine de contraintes de cisaillement réparties sur la hauteur de la section. Celles-ci sont reprises par des armatures transversales, cadres et étriers, en général perpendiculaires aux armatures longitudinales.

Cette disposition permet d'utiliser au mieux la capacité élevée de résistance à la compression du béton, tout en palliant sa faible résistance à la traction. (**Lucien Pliskin, La fabrication du ciment, Eyrolles Edition, 1993**)



Photo.1. Photo d'une infrastructure en béton armé

Source : auteur ,20/07/2015



Photo.2. Photo d'une structure en béton armé

Source : auteur ,16/08/2015

## 1.2. LES DIFFERENTS SYSTEMES DE STRUCTURES EN BETON ARME :

<b>Système 1.a</b>	<p><b>Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonneries rigide :</b> l'ossature est constituée uniquement de portiques auto stables capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.</p> <p>Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques.</p>	<p><b>Zone III : 3 niveaux ou 11 m</b>  <b>Zone IIb : 3 niveaux ou 11 m</b>  <b>Zone IIa : 4 niveaux ou 14 m</b>  <b>Zone I : 5 niveaux ou 17 m</b></p>
<b>Système 1.b</b>	<p><b>Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonneries rigide :</b> ce système est susceptible de créer une interaction maçonnerie-structure qui peut causer des dégâts irréversibles pour la maçonnerie et les nœuds du portique par l'effet des bielles de compression le conduisant à une rupture tragique</p>	<p><b>Zone III : 2 niveaux ou 8 m</b>  <b>Zone IIb : 3 niveaux ou 11 m</b>  <b>Zone IIa : 4 niveaux ou 14 m</b>  <b>Zone I : 5 niveaux ou 17 m</b></p>
<b>Système 2</b>	<p><b>Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :</b> le système est constitué de voiles ou uniquement ou de voiles et de portiques .Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles</p>	
<b>Système 3</b>	<p><b>Structure en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé :</b> dans ce cas-là le bâtiment est contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité des efforts horizontaux. Les charges verticales sont reprises conjointement par le noyau et l'ossature.</p>	
<b>Système 4.a</b>	<p><b>Contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile</b></p> <p>Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.</p> <p>Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidité relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interaction a tous les niveaux.</p> <p>Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage</p>	

<b>Système 4.b</b>	<b>Contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé :</b> dans ce cas-là les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues charges horizontales. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales .toutefois, en zone sismique III et IIb, il y a lieu de vérifier les portiques sous effort horizontal reprenant 25% de l'effort horizontal global.	<b>Zone I à III : 10 niveaux ou 33m</b>
<b>Système 5</b>	<b>Fonctionnant en console verticale à masse réparties prédominantes :</b> c'est le cas par exemple d'un réservoir cylindrique, des silos et cheminées de forme cylindrique, et autre.	
<b>Système 6</b>	<b>Pendule inverse :</b> c'est un système où 50 % de la masse est concentrée dans le tiers supérieur de la structure	

Tableau 1. Les différents systèmes de structure en béton armé

Source : RPA 2003

### **1.3. LES BONNES DISPOSITIONS A ADOPTER POUR UNE CONCEPTION PARASISMIQUE DES OUVRAGES EN BETON ARME :**

#### **1.3.1. Sols et fondations :**

C'est un fait d'expérience bien établi que les ouvrages fondés sur sols meubles sont plus vulnérables aux actions sismiques que ceux fondés sur rocher. Cela tient, d'une part, aux **effets de site**(S : 1.2.3.4) : (voir annexe1) et d'autre part, aux sollicitations induites dans les fondations par la déformation des sols sous l'effet des ondes sismiques.

Dans certains cas, l'action du mouvement sismique sur le sol provoque des désordres importants : **tassements, effondrements locaux, diminution considérable de la force portante**. Particulièrement notable est le phénomène de **liquéfaction des sols**, qui peut affecter les sols granulaires saturés d'eau ; ce phénomène résulte de la montée de la pression interstitielle de l'eau lorsque les vibrations sismiques tendent à tasser les grains les uns contre les autres ; cette montée de pression peut être telle qu'elle détruit la cohésion du squelette solide et lui fait perdre toute résistance au cisaillement.

Ces désordres au niveau du sol peuvent avoir des répercussions très défavorables sur la tenue des fondations et des ouvrages. Il convient donc d'éviter, dans la mesure du possible,

- **Les terrains fortement fracturés, les bords de failles sismiques ou de falaises ;**
- **Les zones d'ébouillis, les remblais insuffisamment compactés ;**
- **Les sols présentant un indice des vides élevé et les sols mous imprégnés d'eau.**

Bien entendu, de telles conditions de fondation sont également défavorables du point de vue du comportement sous charges statiques (poids propre), mais il faut prendre conscience que **l'action sismique** est une circonstance aggravante qui peut transformer une situation médiocre, mais admissible en ce qui concerne la force portante et les tassements sous poids propre, en une situation inacceptable. Lorsqu'il n'est pas possible de modifier l'implantation des ouvrages pour trouver de meilleures conditions de terrain, il faut étudier très soigneusement les mesures correctives envisageables (compactage, injections, substitution de sol).

Le recours aux fondations profondes (pieux, barrettes, puits) constitue souvent la meilleure solution, sous réserve que celles-ci soient bien conçues et calculées pour résister aux actions sismiques.

Dans tous les cas, il faut respecter **le principe d'homogénéité** du mode de fondations qui doit être le même sur toute l'étendue de la fondation, à moins que celle-ci ne soit fractionnée en unités de fondation séparées par des joints ; le mode de fondation peut alors varier d'une unité à l'autre, mais doit rester homogène dans chacune d'elles. Par exemple, on ne peut pas fonder une même unité partie sur semelle,

partie sur pieux. D'une façon générale, lorsque le sol présente des discontinuités telles que contacts de formations géologiques très différentes, il est préférable d'implanter l'ouvrage tout entier d'un même côté de la discontinuité.

Les fondations et leurs liaisons avec les superstructures doivent être conçues de manière à prévenir la possibilité de déplacements relatifs entre les éléments ; en application de cette règle, les points d'appui d'un même bloc de construction doivent généralement être solidarisés par un réseau bidimensionnel de longrines. Le principe des fondations spéciales parasismiques consiste, au contraire, à assouplir les liaisons horizontales entre superstructures et fondation.

Les fondations des bâtiments dont la forme en plan est irrégulière (par exemple en T, en L, ou en U) doivent, de préférence, être découpées en blocs de forme sensiblement rectangulaire (fig.5.) séparés par des joints (fig.10) ; ces joints doivent être conçus de manière à ne pas transmettre d'efforts notables (matériaux d'obturation ou d'étanchéité facilement écrasables, couvre-joints déformables ou libres de glisser sans se coincer).

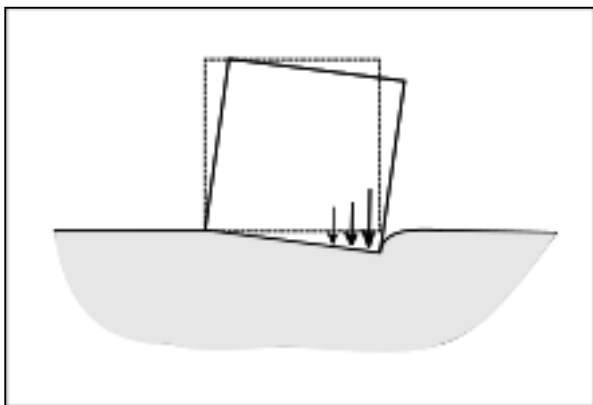


Fig.1. Représentation d'un tassement différentiel d'un bâtiment.

Source : <https://fr.wikipedia.org>



Photo.3. Fracture dans le sol observée dans la ville de Hermosillo au Mexique.

Source : [www.maxisciences.com](http://www.maxisciences.com)

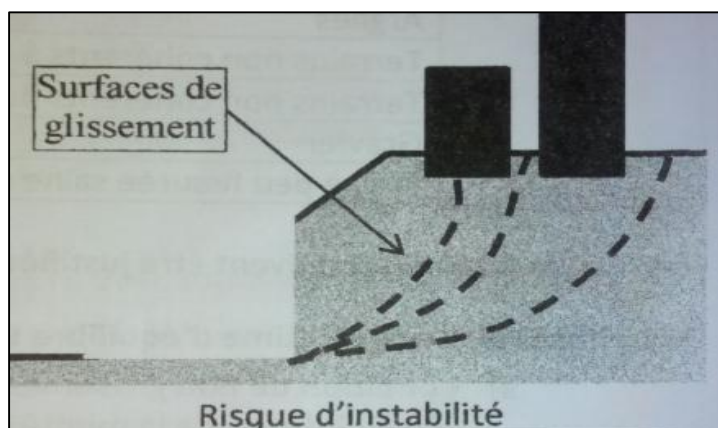


Fig.2. Implantation sur le bout d'une falaise, risque de glissement.

Source : Dr Si Youcef, Cours de structure 1<sup>ère</sup> année second cycle.EPAU.

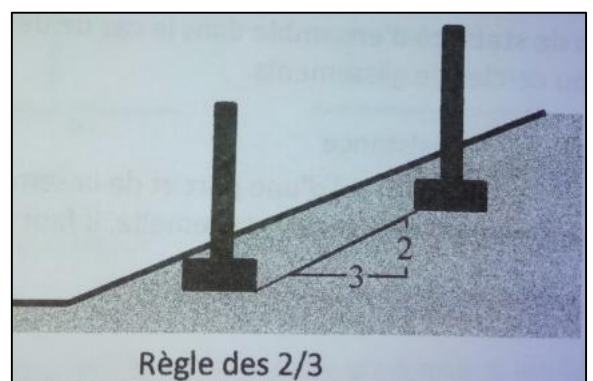


Fig.3. Règle 2/3, implantation des fondations sur un terrain en pente.

Source : Dr Si Youcef, Cours de structure 1<sup>ère</sup> année second cycle.EPAU.

### 1.3.2. Les dispositions d'architecture :

#### 1.3.2.1. Symétrie, régularité :

L'analyse des dégâts sismiques montrent clairement que les bâtiments à **structure régulière et symétrique** se comportent mieux que ceux dont les formes géométriques et la distribution des éléments résistants sont complexes, même lorsque les règlements parasismiques ont été correctement appliqués. Les calculs prescrits par ces règlements ne représentent, en effet, les sollicitations sismiques subies par les bâtiments que d'une façon assez grossière et cette représentation est sans doute plus proche de la réalité dans le cas des bâtiments réguliers, dont la réponse sismique est plus simple, que dans celui des bâtiments irréguliers. En outre, il est essentiel de comprendre que la **sécurité sismique** repose au moins autant sur le respect de **règles empiriques** que sur des vérifications par le calcul et que ces règles empiriques sont mieux connues pour les bâtiments réguliers, plus répandus et plus simples, que pour les bâtiments irréguliers, dont chacun constitue un cas particulier. Les principes de symétrie et de régularité sont donc très importants pour les concepteurs d'ouvrages parasismiques. Il est recommandé d'éviter les formes compliquées et les irrégularités dans la distribution des inerties et des raideurs ; les structures fortement dissymétriques. En d'autres termes, si l'on cherche à faire « tenir ensemble » des éléments structuraux ayant des réponses sismiques et des capacités de déformation très différentes, on doit s'attendre à ce que **les liaisons** entre ces éléments « souffrent » particulièrement ; de telles structures sont, notamment, très sensibles aux effets de torsion (**fig.4.** ).

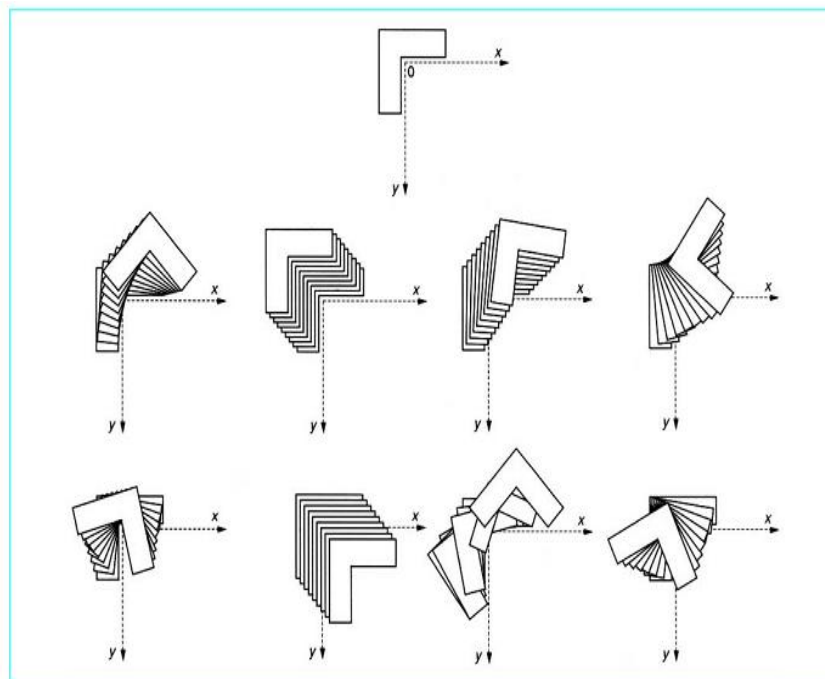


Fig.4. Les différents modes de torsion d'un bâtiment irrégulier.

Source : Jacques BETBEDER-MATIBET et Jean-Louis DOURY, Constructions parasismiques, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction. p 13

Lorsque la fonction de l'ouvrage impose l'adoption d'une structure fortement dissymétrique, on peut, dans certains cas, améliorer le comportement sismique en découpant la structure en sous-structures relativement symétriques séparées par des **joints**, ainsi qu'on l'a vu ci-dessus pour les fondations. Cette méthode est, toutefois, d'un emploi plus difficile pour les bâtiments, dont les mouvements horizontaux sont, en général, fortement amplifiés par rapport à ceux des fondations, ce qui impose de réaliser des joints très larges pour éviter le risque de chocs entre éléments adjacents ; de plus, les déplacements relatifs qui résultent de cette sous-structuration peuvent être incompatibles avec la fonction de l'ouvrage.

Lorsque la sous-structuration d'un bâtiment dissymétrique n'est pas possible, la prise en compte de l'action sismique se traduit en général par des renforcements importants, qui doivent résulter d'une étude très soignée du comportement dynamique de l'ouvrage (modèle tridimensionnel représentant les effets de torsion).

L'attention doit être attirée sur le fait qu'un bâtiment de forme symétrique peut être fortement dissymétrique du point de vue de sa structure résistante ou de la distribution des masses. Le principe de symétrie s'applique aussi bien aux raideurs et aux inerties qu'aux formes géométriques.

Le principe de régularité s'applique en plan et en élévation (voir fig.5 et fig.6).

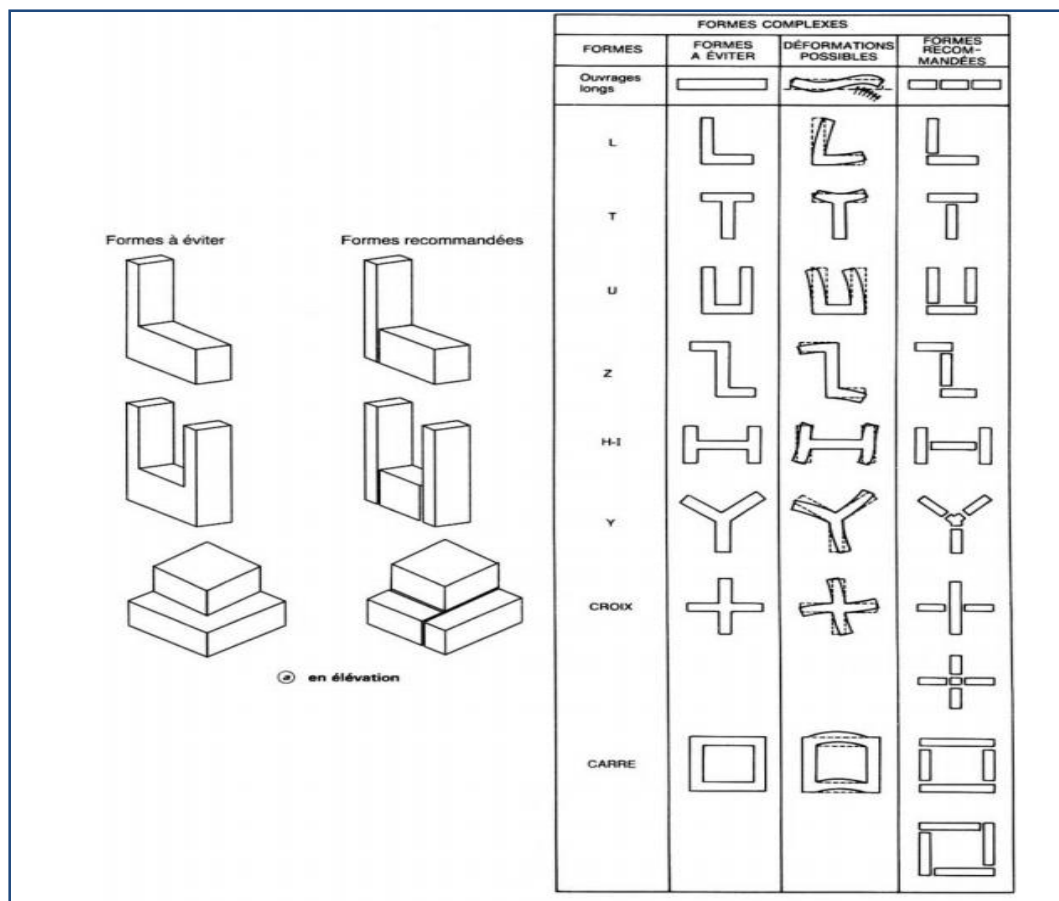


Fig.5. Sous structuration par joint pour garantir la régularité en plan

Source : Jacques BETBEDER-MATIBET et Jean-Louis DOURY, Constructions parasismiques, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction. p 14

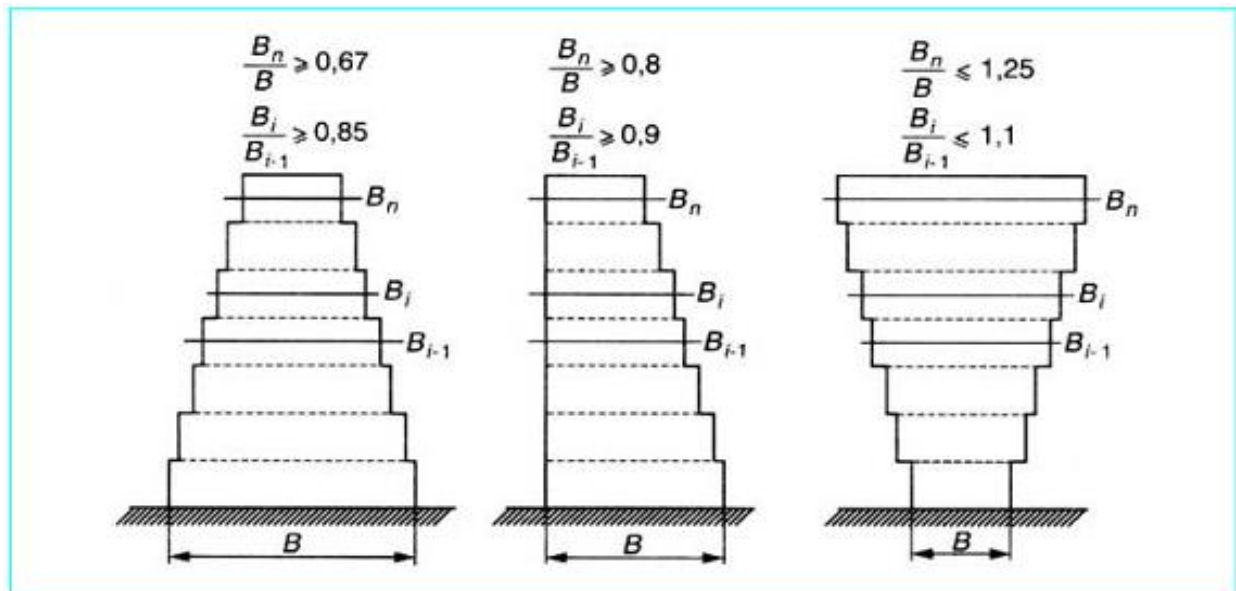


Fig.6. **Retraits et porte-à-faux. Exemples de règles de limitation des irrégularités**

Source : Jacques BETBEDER-MATIBET et Jean-Louis DOURY, Constructions parasismiques, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, p 15

La clef de son application est d'éviter les discontinuités ou les variations trop rapides dans la distribution des inerties et des raideurs, comme dans les exemples suivants :

- parties supérieures souples surmontant des parties rigides (ce qui est souvent le cas pour des surélévations de bâtiments) ; ces parties supérieures peuvent être très fortement sollicitées par un effet du type coup **de fouet** (voir **fig.9.**) ;
- étages en retrait ou en porte-à-faux ; de telles irrégularités peuvent être sans conséquences exagérément défavorables si elles restent dans certaines limites (**fig.6.**).
- irrégularités dues au changement de type de structure à l'intérieur du même bâtiment : passage d'un contreventement par voiles à un contreventement par portiques ou cohabitation de deux types de structures sur toute la hauteur (figure) ;
- bâtiments présentant des niveaux transparents, notamment au rez-de-chaussée, résultant de nécessités fonctionnelles (accès, stationnement de véhicules, manutentions, etc.) ; les parties situées au-dessus du niveau transparent se comportent en pendule inversé, les éléments porteurs du niveau transparent sont très fortement sollicités (en particulier par des effets du second ordre) et ont souvent été la cause d'effondrements partiels (pertes d'un étage) ou complet (château de cartes) (**fig.7. et photo.4.**) ;

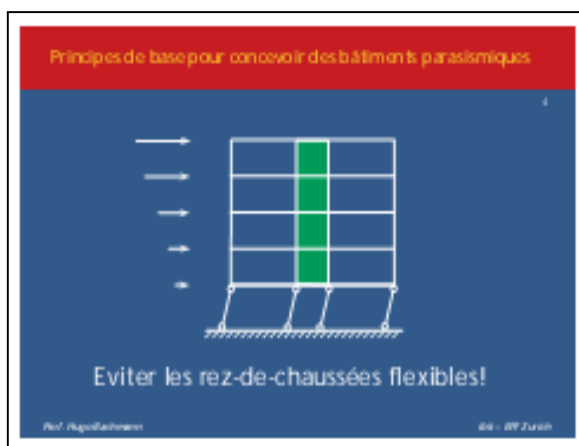


Fig.7. **Rez-de-chaussée flexible**

Source : Hugo Bachmann, Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités. P 15



Photo.4. **Photo d'un bâtiment à RDC flexible endommagé par un séisme.**

Source : Hugo Bachmann, Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités. P 15

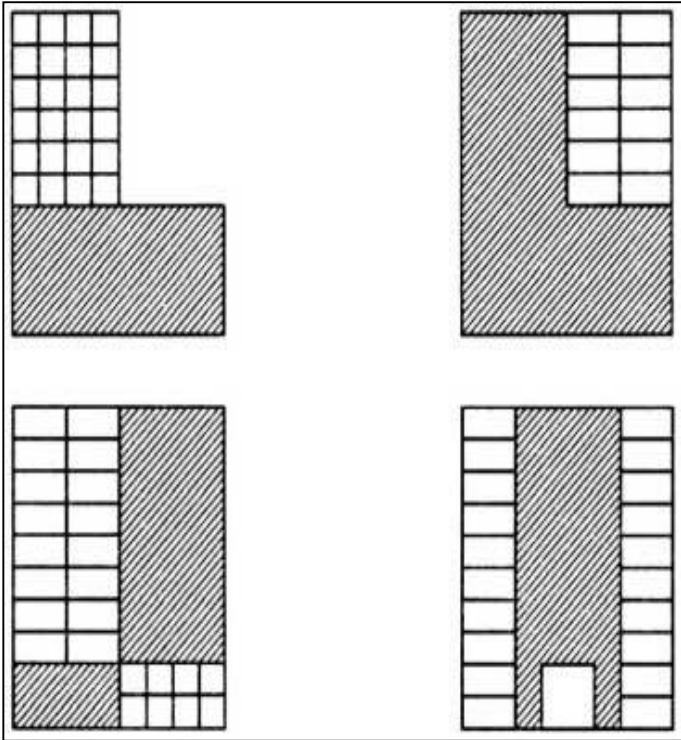


Fig.8. Changement du type de contreventement à l'intérieur d'un même bâtiment changement de type de structure.

Source : Jacques BETBEDER-MATIBET et Jean-Louis DOURY, Constructions parasismiques, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction. p 13

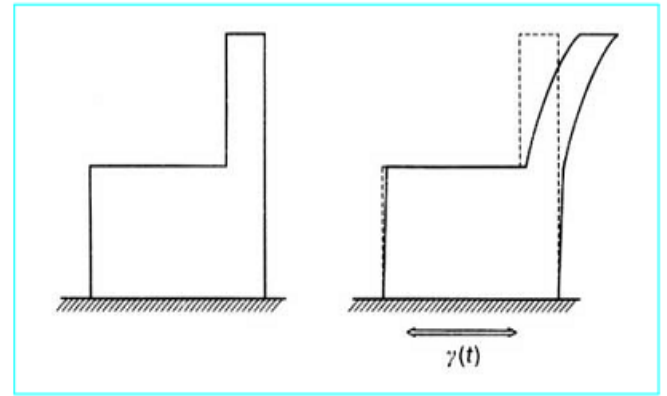


Fig.9. Effet de coup de fouet

Source : Jacques BETBEDER-MATIBET et Jean-Louis DOURY, Constructions parasismiques, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction. p 15

### 1.3.2.2. Les joints :

La disposition des joints sismiques peut coïncider avec les joints de dilatation ou de rupture. Ils doivent assurer l'indépendance complète des blocs qu'ils délimitent et empêcher leur entrechoquement. En cas de sol de fondation homogène, il n'est pas nécessaire de les poursuivre en fondation. Les joints doivent être plans, sans décrochement et débarrassés de tout matériau ou corps étranger.

Ils sont disposés de façon :

- A limiter des longueurs de bâtiments trop importantes
- A séparer les blocs de bâtiments ou ouvrages accolés de géométrie et /ou de rigidités et de masses inégales.
- A simplifier les formes en plan de bâtiments présentant des configurations complexes (forme en T, U, L, H, ...). (RPA 99)

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{\min}$  satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$\delta_1 + \delta_2$  : déplacements maximaux des deux blocs, calculés au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations (RPA 99, p53)

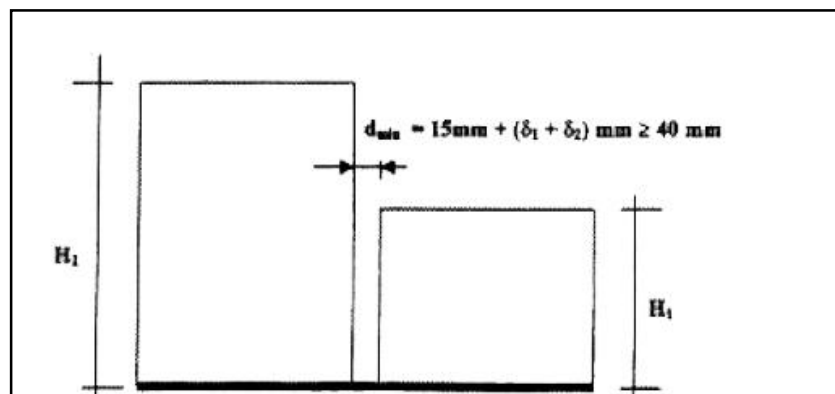


Fig.10. Règle de calcul des joints sismiques.

Source : RPA 2003.

### 1.3.2.3. Monolithisme :

Un autre principe de base pour la conception parasismique est celui du monolithisme, d'après lequel les différentes parties de la structure doivent être convenablement liées entre elles pour éviter la désolidarisation de leurs éléments sous l'action des secousses sismiques. Ce principe se traduit essentiellement par un chaînage horizontal, mais aussi un chaînage vertical est également requis, même si le poids propre et le frottement assurent une certaine solidarisation des éléments.

**La nécessité de réaliser des planchers rigides dans leur plan** (diaphragmes), de manière à assurer la transmission des forces horizontales aux éléments de contreventement et, par-delà, aux fondations ; cet objectif de rigidité est parfois difficile à atteindre dans les bâtiments industriels (appuis très écartés, proportion importante d'ouvertures dans les planchers, trémies de manutention) et dans les bâtiments irréguliers (notamment au voisinage des angles rentrants ou saillants).

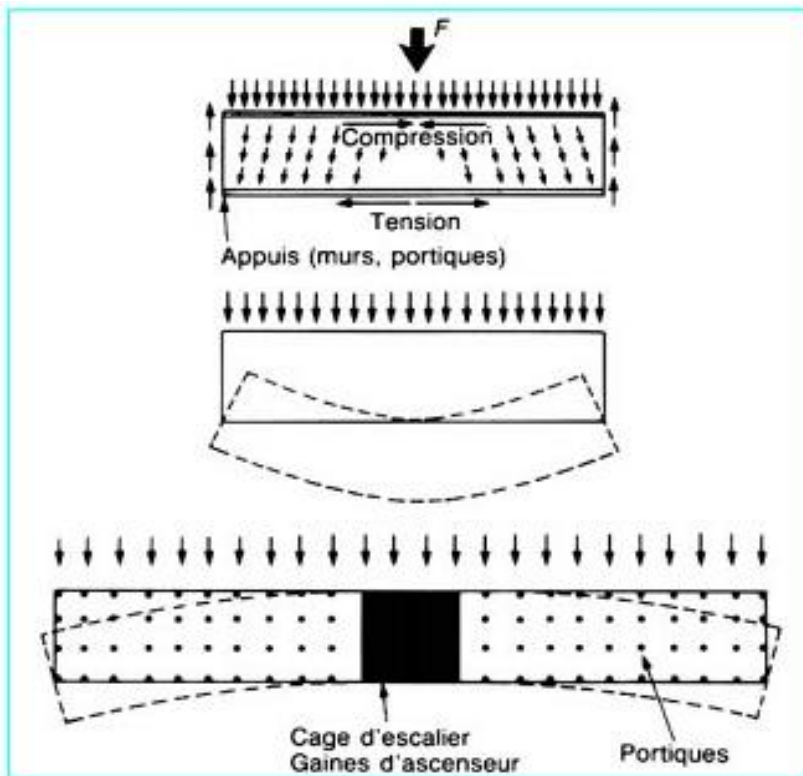


Fig. 11. Défaut de rigidité des planchers.

Source : Jacques BETBEDER-MATIBET et Jean-Louis DOURY, Constructions parasismiques, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, p 17

### 1.3.2.4. Les contreventement :

Les éléments résistants de la structure et en particulier ceux fournissant la résistance latérale (contreventement) doivent être capables de reprendre les efforts et les moments dus à l'action sismique. Dans ce but, il y a intérêt à doter les constructions d'une maille structurale régulière, à éviter de recourir à la torsion des pièces pour équilibrer certains efforts, à faire en sorte que les éléments porteurs se superposent convenablement d'un étage à l'autre et que les éléments de contreventement soient disposés suivant des plans. (Fig.8. et 13)

Le contreventement est l'un des aspects les plus importants de la conception parasismique, l'action des séismes se traduisant par des efforts horizontaux qui peuvent dépasser très sensiblement ceux dus aux effets du vent. Pour des bâtiments élevés, l'action du vent peut être plus grande que celle du séisme horizontal, mais cela n'est généralement vrai que dans le sens transversal (vent ou composante sismique parallèle au petit côté du bâtiment) ; dans le sens longitudinal (grand côté), c'est le séisme qui est presque toujours prépondérant ; il faut donc prévoir le contreventement dans les deux directions horizontales.

Comme indiqué ci-avant, on a intérêt à réaliser **des plans de contreventement** ; ceci permet d'éviter l'apparition de **torsion** et de **cisaillement** aux « brisures » de la ligne de contreventement.

Ceci peut être assuré par :

- **par voiles** (murs continus parallèles à la direction de l'effort),
- **par ossatures** (systèmes de poutres tels que des portiques)
- **par noyaux** (assemblage de murs formant une poutre caisson sur toute la hauteur du bâtiment).

Le contreventement par voiles est généralement très raide, ce qui présente l'avantage de limiter à des valeurs très petites les déformations imposées aux éléments non structuraux (remplissages, cloisons, fenêtres).

Le contreventement par ossatures est beaucoup plus souple que le contreventement par voiles ; il impose donc des déformations importantes aux éléments non structuraux, ce qui peut compromettre leur tenue ; par contre, il conduit à des efforts sismiques plus faibles et présente, en général, une meilleure ductilité (capacité de déformation au-delà du comportement élastique). Il peut être particulièrement avantageux dans les cas de fondation sur rocher.

**On trouve ainsi le principe selon lequel il faut construire souple sur sol raide et raide sur sol souple.**

Le contreventement par noyaux est souvent utilisé pour les immeubles de grande hauteur. Les noyaux qui correspondent aux cages d'escaliers ou d'ascenseurs peuvent être combinés avec des éléments de contreventement situés en façade ; on obtient ainsi des structures tubulaires comportant des tubes intérieurs pleins (noyaux) et un tube extérieur ajouré (façade) ; celui-ci doit bien entendu être lié aux tubes intérieurs par des structures rigides de manière à assurer la participation au contreventement de l'ensemble des éléments résistants. Les systèmes de contreventement doivent être conçus pour résister, non seulement aux efforts horizontaux, mais aussi aux moments de torsion d'axe vertical ; ceux-ci ont pour origine :

- **Les excentricités « théoriques »**, c'est-à-dire les écarts entre le centre d'inertie et le centre de torsion aux différents niveaux du bâtiment,
- **Les excentricités « accidentelles »** résultant, par exemple, de la dégradation de certaines raideurs pour les éléments dont le comportement devient inélastique ou d'une distribution particulière des surcharges ;
- Les déphasages dans l'excitation sur l'étendue de la fondation du bâtiment pour les ondes sismiques dont la longueur d'onde est comparable aux dimensions de la fondation. Les deux dernières de ces causes de torsion (excentricités accidentelles et déphasages d'excitation) montrent que la torsion doit être envisagée même dans les cas où la structure est parfaitement symétrique (excentricité théorique nulle à tous les étages). Les systèmes instables ne pouvant équilibrer les moments de torsion sont donc interdits.

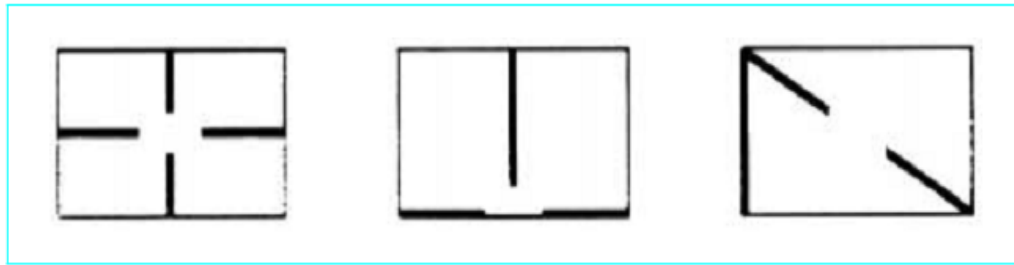


Fig.12. **Contreventement instable vis-à-vis de la torsion**

Source : Jacques BETBEDER-MATIBET et Jean-Louis DOURY, Constructions parasismiques, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction. p 17

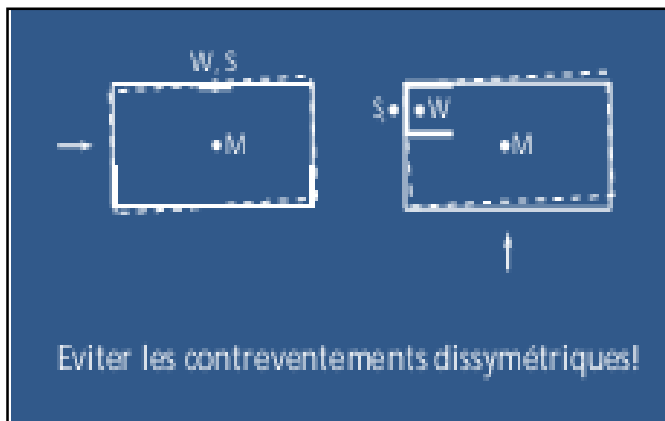


Fig.13. **Eviter les contreventements décalés.**

Source : Hugo Bachmann, Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités.

### 1.3.3. Les éléments non structuraux :

Les éléments non structuraux (remplissages de maçonnerie des structures contreventées par portiques, cloisons, façades) jouent souvent un rôle important dans la réponse du bâtiment à l'excitation sismique. Dans l'état initial non dégradé, leur raideur peut en effet être comparable à celle des éléments structuraux et donc influencer les caractéristiques dynamiques (périodes et modes propres) de la structure. Pour des excitations de fort niveau, leur dégradation, qui peut être brutale, est une des causes possibles de l'apparition d'une torsion accidentelle. Ils peuvent enfin présenter des risques pour les personnes, même dans les cas où le bâtiment résiste aux secousses (chute de cloisons, projections d'éclats de verre suite à la rupture des vitrages, etc.). Les interactions entre éléments structuraux et non structuraux constituent un des problèmes les plus difficiles du génie parasismique ; le cas typique est celui des ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie de pierres, parpaings ou briques. L'action sismique horizontale tend à déformer le panneau de maçonnerie en parallélogramme (**fig.14.**), provoquant la formation d'une bielle diagonale de compression qui agit sur le coin du cadre en béton armé, avec notamment une tendance au soulèvement ; on connaît plusieurs exemples de dommages subis par ces cadres du fait de ce phénomène. D'une façon générale, pour une action dynamique comme l'action sismique, il n'est pas toujours facile de dire a priori quelles sont les simplifications qui vont dans le sens de la sécurité. Si pour un calcul statique l'omission de la résistance des éléments non structuraux est une pratique prudente admise sans discussion, il n'en est pas de même pour les situations sismiques, où cette omission peut conduire à sous-estimer certains efforts agissant sur la structure.

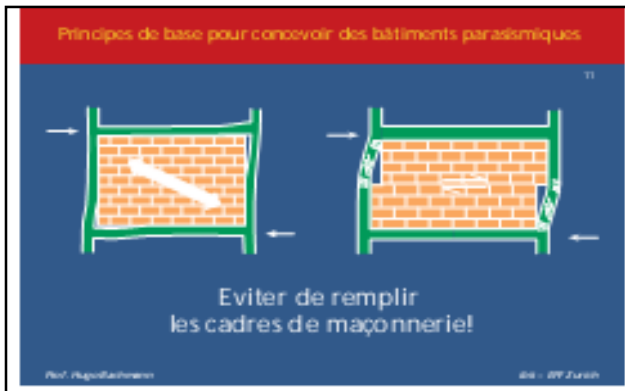


Fig.14. **Risque d'apparition des bielles de compression sur la structure.**

Source : Hugo Bachmann, Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités. P 29

#### 1.3.4. Ordre d'apparition des rotules plastiques :

**Les comportements inélastiques (ductilité)** étant acceptés dans la conception parasismique, il convient que le projeteur optimise la capacité résistante de la structure en agissant sur l'ordre d'apparition de ces comportements dans les différents éléments. À cet égard, il est recommandé de privilégier la conception **poteaux forts-poutres faibles** dans laquelle la formation des rotules plastiques dans les éléments porteurs verticaux ne peut précéder la formation de rotules dans les éléments transversaux. De cette manière, la structure est capable de dissiper de l'énergie sans dégradation de sa capacité porteuse, alors que dans la conception inverse (poteaux faibles-poutres fortes) celle-ci pourrait être compromise, notamment sous l'effet des moments du second ordre résultant de la grande déformation des éléments verticaux.



Photo.5. **Résultat de l'effet de la ductilité sur un bâtiment ébranlé par un séisme.**

Source : MILAN Zacek, session de formation sur les risques sismiques, construction parasismique, chapitre 3 : construction en béton armé, Mars 2008.

## **CONCLUSION :**

Malgré le respect de toutes les conditions et règles cités auparavant, le risque d'apparition de désordres dans la construction n'est pas à exclure et cela est dû à plusieurs raisons dont le type de matériaux utilisés, la qualité de réalisation, les surprises dus au sol et les forces des calamités de la nature.

Pour des soucis de sécurité des vies humaines et la préservation de notre patrimoine bâti, les bureaux d'études majorent leurs calculs pour les éléments de structures afin de combler les incertitudes et les surprises dus aux forces accidentelles majeures.

## *CHAPITRE 2*

### ***PATHOLOGIES LIEES AUX CONSTRUCTIONS EN BETON ARME***

## INTRODUCTION :

Les raisons de dégradation des constructions peuvent être singulières ou concomitantes. Pour chaque cas de pathologies endommageant un bâtiment, les diagnostics peuvent remonter à des raisons relatives aux sols de fondation, à des erreurs de conception ou à des maies façons dans les réalisations, par conséquent on se doit de bien veiller à honorer ces différents volets afin de minimiser les risques menaçants nos constructions.

### **2.1. DESORDRES ISSUS DES PROBLEMES LIES AU SOL (PATHOLOGIES DES SOLS DE FONDATION) :**

Les sols, comme tous les autres matériaux, peuvent se déformer lorsqu'on leur applique une charge, la diversité des matériaux qui le composent (roches, graviers, sables, argiles, etc.,...) et la complexité des sollicitations auxquelles ils sont soumis rend leur comportement particulièrement difficile à prévoir.

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils pour la résolution des problèmes de stabilité ou de vulnérabilité d'un ouvrage, face à un aléa grave comme le séisme, soit avant sa réalisation ou après avoir subi des dommages.

#### **2.1.1. Les différents types de mouvements de terrain :**

Les mouvements de terrain sont des effets de gravité terrestre associés à des événements déclencheurs (séisme, forte précipitations, terrassements ou des excavations naturelles, ...) L'évolution dans le temps de ces mouvements peut conduire à des désordres et entraîner les phénomènes suivants :

##### **2.1.1.1. Tassement :**

Il peut être global (tassement de toute la structure) ou différentiel (tassement d'une partie de la structure)

**Cas de tassements :** Sols compressibles, travaux souterrains, cavités naturelles ou artificielles, rabattement de nappes (sous le poids des sols) ou défaut de compactage de remblai de grande hauteur.

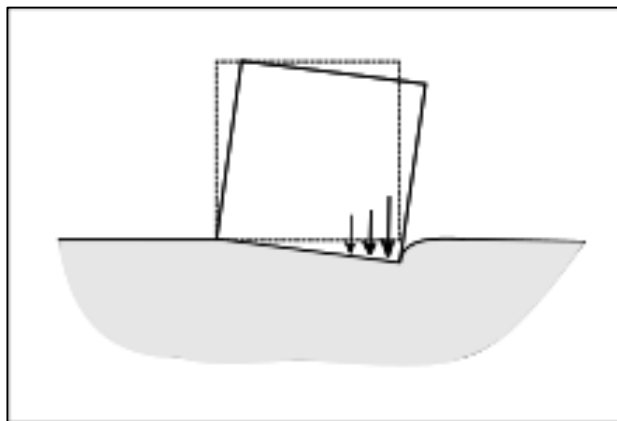


Fig.15.Schématization d'un tassement différentiel.

Source : <https://fr.wikipedia.org>

2.1.1.2. **Retrait-gonflement (sols argileux)** : Le phénomène est caractérisé par une variation de volume de sol qui est provoqué par l'humidité ou présence d'eau dans le sol.

Ces désordre se manifeste par :

Des fissurations de la structure, distorsion des fenêtres et des portes, décollement des ouvrages annexes, dislocation des dallages et des cloisons, Rupture des canalisations enterrées.

2.1.1.3. **Glissement** :

Il est défini comme un déplacement d'une masse de terrain meuble (argileux, fins,...) ou rocheux le long d'une surface de rupture par cisaillement, ils peuvent provoqués des dommages importants aux ouvrages.

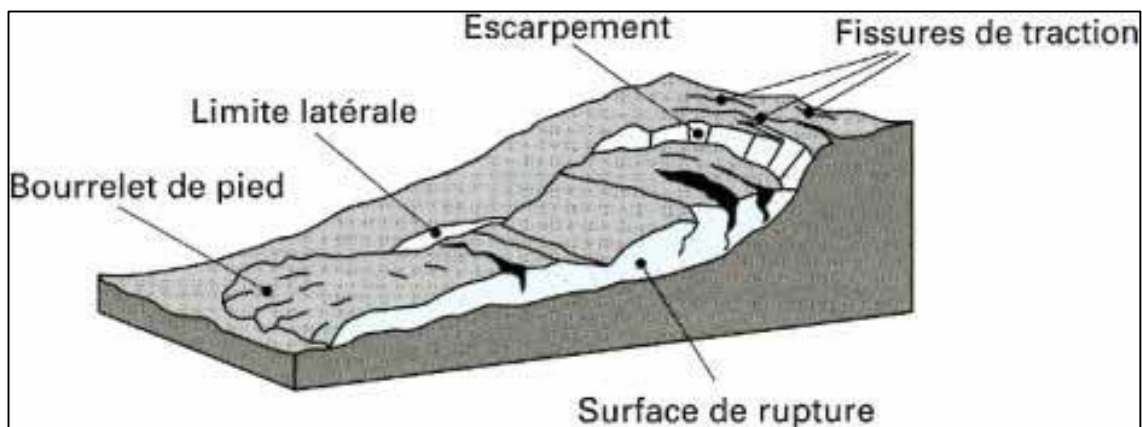


Fig.16. Représentation du déroulement d'un glissement de terrain.

Source : MELBOUCL. Bachir, cours de géotechnique, méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Edition EL-AMEL Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.

2.1.1.4. **Soulèvement-effondrement** :

- Soulèvement : c'est une variation du volume avec une augmentation vers le haut.
- Effondrement : on les rencontre dans tous les sols présentant des vides ou des cavités de carrière.

2.1.1.5. **Les coulées boueuses** : se caractérisent par une déformation et un écoulement fluide, elles constituent le glissement le plus liquide des matériaux meubles, généralement saturées comme les formations argileuses.



Photo.6. Coulée de boue au japon .20 août 2014.

Source : météo-paris.com

2.1.1.6. **Les écoulements (éboulement)** : ce sont des glissements (chutes) de masses rocheuses.



Photo.7. **Intempéries spectaculaire : éboulement sur un parking de Nice**  
Source : métronews.fr

2.1.1.7. **Le fluage** : mouvement lent et irrégulier mais à des vitesses très faible, il affecte certaines roches et essentiellement les argiles, il entraîne des tassements locaux.

#### 2.1.2. **Instabilités des ouvrages** :

La déformabilité prend des formes différentes selon la nature des sols et le type des ouvrages, comme le montrent les exemples suivants :

- Sous une charge superficielle
- Au voisinage d'une excavation
- Au voisinage d'un mur de soutènement
- Dans une pente naturelle

En général les désordres sont dus à la méconnaissance des sols, on peut citer :

- Désordres provoqués par les remblais ;
- Désordres provoqués par l'eau ;
- Désordres provoqués par des fondations sur terrains instables ;
- Désordres dus aux retraits –gonflements des argiles ;
- Désordres provoqués par des sols compressibles ;
- Désordres dus aux insuffisances du système de drainage ;
- Désordres provoqués par les mouvements de terrains.

#### 2.2. **DESORDRES LIES AUX MATERIAUX BETON/BETON ARME** :

On notera que toutes ces pathologies nuisent au bon comportement de l'ouvrage face à un séisme de forte magnitude.

##### 2.2.1. **Fissuration** :

L'un des désordres les plus fréquents des structures en béton est la fissuration.

##### 2.2.1.1. **Causes les plus fréquentes** :

Ces causes sont multiples, on peut les classer en trois grandes catégories :

- **Les causes propres inhérentes aux propriétés des matériaux** : par exemple, le retrait dû à l'évaporation de l'eau de gâchage et le gonflement dû à la réaction exothermique du liant,
- **Les causes directes externes**, c'est-à-dire celles agissant directement sur les structures en béton par exemple, les déformations excessives sous l'action des charges, les déformations sous l'action de la température ou sous l'action de l'humidité.

- **Les causes externes indirectes**, c'est-à-dire les répercussions sur certaines structures d'actions provenant d'autres éléments : par exemple, le tassement différentiel des fondations, certains cas de concentrations de contraintes, l'association à d'autres éléments qui se déforment excessivement (dilatation de toiture...), les vibrations, les trépidations soumettant certaines sections à une fatigue de déformations dépassant les limites élastiques du béton.

#### 2.2.1.2. Caractéristiques géométriques :

2.2.1.2.1. **Ouverture** : L'ouverture est la largeur entre lèvres, elle peut être évaluée à l'œil nu et peut se mesurer avec précision à l'aide d'un fissuromètre.

2.2.1.2.2. **Tracé** : Le tracé d'une fissure est le développé de la fissure visible sur toutes les surfaces de la structure.

2.2.1.2.3. **Fissure traversant** : Une fissure est dite « traversant » lorsqu'elle est visible sur au moins deux faces de la structure.

2.2.1.2.4. **Fissure de surface** : Une fissure est dite de surface quand elle ne traverse pas l'épaisseur de la structure. L'ouverture, dans ce cas, est maximale en surface et nulle au sein du matériau.

2.1.2. Classification des fissures : On a coutume à distinguer les fissures proprement dites du faïençage et des microfissures

2.1.2.1. **Faïençage** : C'est un réseau caractéristique d'ouvertures linéaires superficielles de très faible largeur qui n'intéresse, le plus souvent, que la couche superficielle du béton ou de l'enduit à base de lianthydraulique.

2.1.2.2. **Microfissure** : C'est une fissure très fine au tracé plus ou moins régulier et le plus souvent discontinu et dont la largeur est inférieure à 0,2 millimètres. Elle peut évoluer jusqu'à former un réseau.

2.1.2.3. **Fissure** : C'est une ouverture linéaire au tracé plus ou moins régulier dont la largeur est d'au moins 0,2 mm



Photo.8. Mesure d'une fissure à l'aide d'un fissuromètre.

Source : groupe-cebtp.com



Photo.9. Effet du faïençage sur un mur

#### 2.2.2. La corrosion des armatures :

La corrosion est la dégradation de l'état métallique initial, sous l'action du milieu ambiant, par un processus autre que mécanique. Elle peut aller jusqu'à la destruction du métal.

(<http://cla.vidal.free.fr/corrosion.htm>)

### 2.2.2.1. Conséquences de la corrosion :

La corrosion de l'acier provoque la réduction de la section de l'armature (partiellement, localement ou en totalité). De plus, la réaction chimique de formation de la rouille (mélange d'oxydes et d'hydroxyde de fer) s'effectue avec une expansion (le volume de l'acier devient 3 à 4 fois supérieur). Ce gonflement provoque dans le béton des contraintes d'expansion importantes, supérieures à la résistance à la cohésion du béton. La manifestation visuelle qui en résulte se présente sous forme de fissures en surface qui s'amorcent à partir de l'acier. Des fissures internes reliant les armatures peuvent aussi disloquer le béton. La décohérence peut présenter des pustules ou des plaques de béton. Les manifestations diffèrent selon l'épaisseur du béton, l'écartement et le diamètre des aciers. Il en résulte que l'élément en béton armé ne fonctionne plus, au point de vue de la résistance des matériaux, comme il avait été calculé primitivement. À la limite, cet état de déséquilibre peut entraîner la ruine par l'effondrement de l'ouvrage.

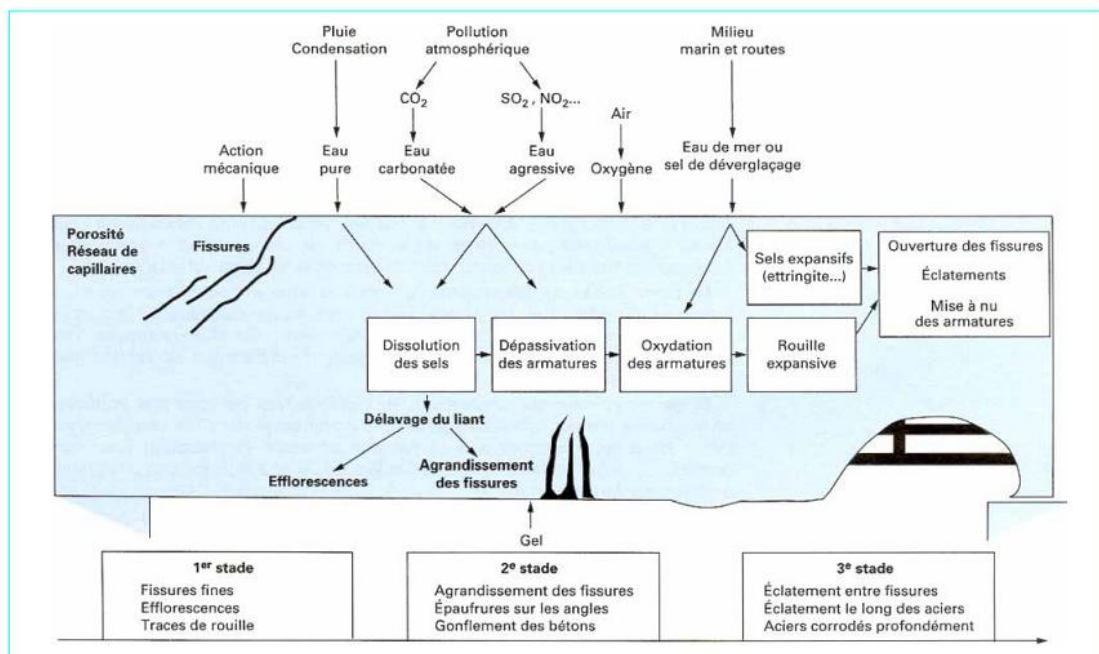


Fig.17. **Processus de corrosion**

Source : Marc MAMILLAN, Restauration des bâtiments en béton armé, techniques de l'Ingénieur, traité Construction, p3

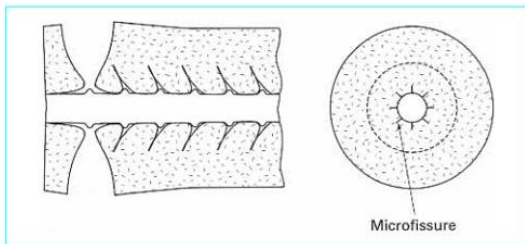


Fig.18. Déformation du béton autour de l'acier, après formation de fissures internes. Source : Marc MAMILLAN, Restauration des bâtiments en béton armé techniques de l'Ingénieur. traité Construction. P4

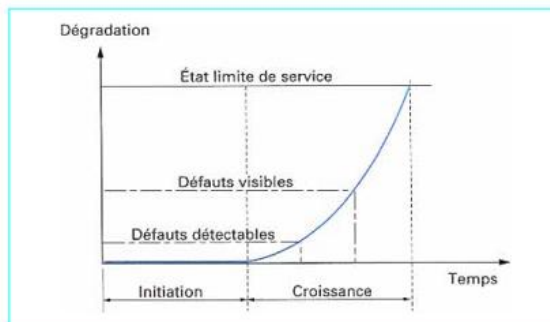


Fig.19. Evolution de la dégradation d'une structure en béton armé

Source : Marc MAMILLAN, Restauration des bâtiments en béton armé, techniques de l'Ingénieur, traité Construction. P4

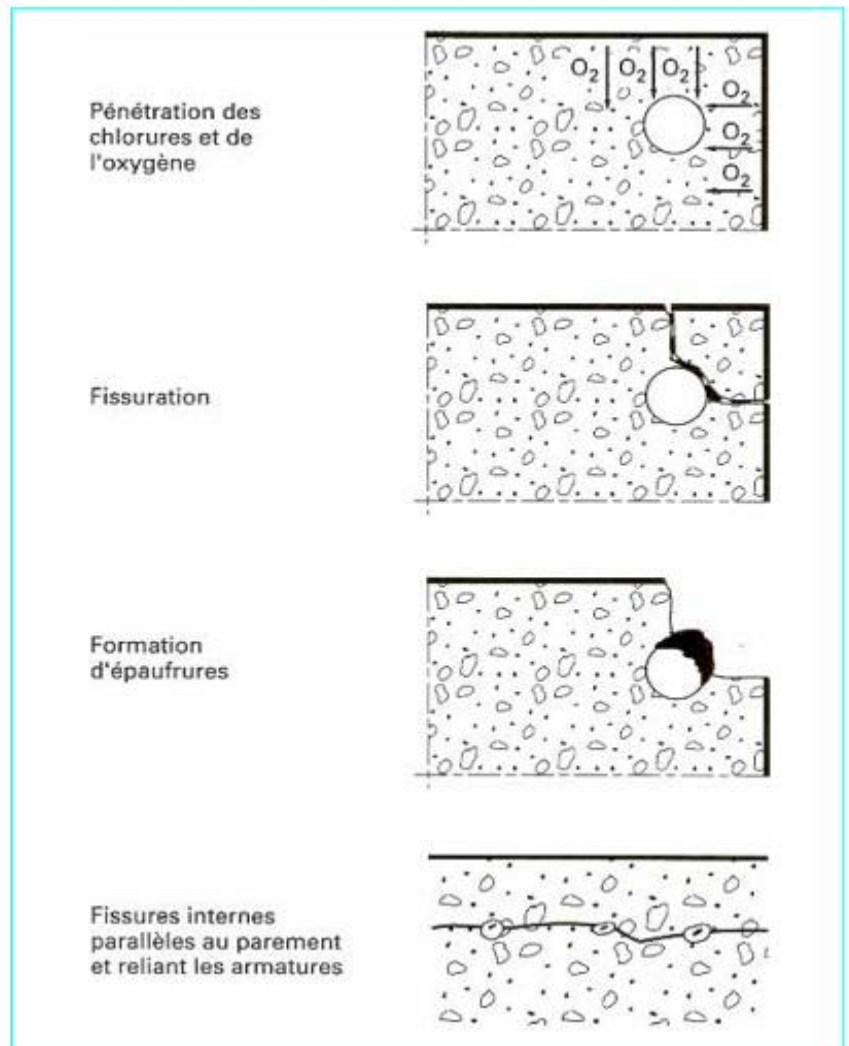


Fig.20. Processus de déroulement de fissuration due à la corrosion

Source : Marc MAMILLAN, Restauration des bâtiments en béton armé, techniques de l'Ingénieur, traité Construction. P4

### 2.2.3. Carbonatation :

Les bétons exposés à l'atmosphère se carbonatent plus ou moins rapidement. Le dioxyde de carbone qui pénètre à la surface du béton réagit avec les constituants alcalins contenus dans la pâte du ciment, surtout le calcium. Pendant le durcissement du béton, de la portlandite  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  se forme. Avec le temps, celle-ci associée au dioxyde de carbone crée du carbonate de calcium ( $\text{CO}_3\text{Ca}$ ). Cette carbonatation a pour conséquence une modification lente de la structure du matériau et un changement de son comportement. La carbonatation génère deux propriétés antagonistes :

- Elle est bénéfique en améliorant la résistance mécanique et la résistance aux eaux agressives
- Elle est néfaste en réduisant la protection chimique des armatures.



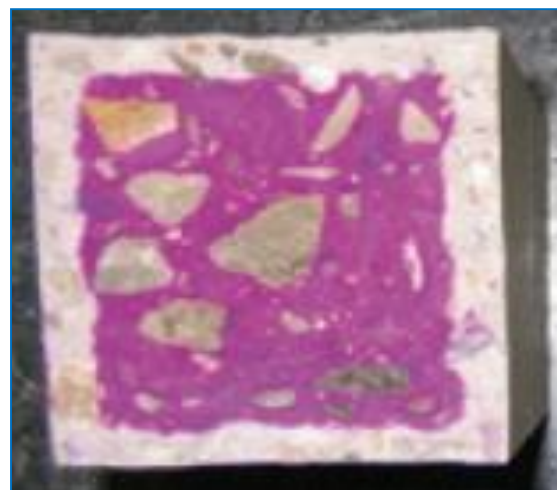
**Photo.10. Corrosion de l'armature métallique d'un balcon. Sous l'effet de la corrosion des armatures, le béton armé de recouvrement s'est fissuré et a éclaté. Ces destructions mettent en cause la stabilité de ce balcon face à une surcharge ou un séisme.**

Source : Marc MAMILLAN, Restauration des bâtiments en béton armé, techniques de l'Ingénieur, traité Construction. P5



**Photo.11. Effet de la carbonatation sur un poteau**

Source : <https://www.stancheris.ch>



**Photo.12. Résultat positif avec un réactif pour la carbonatation (apparition de la couleur violet)**

Source : <https://www.stancheris.ch>

#### 2.2.4. La déformation anormale d'éléments en béton armé :

Les éléments en béton armé les plus sensibles sont ceux qui fonctionnent généralement en régime isostatique, il n'y a pas donc possibilités d'adaptation et la déformation est directement liée à l'inertie des éléments, elle-même tributaire de l'état de fissuration de béton. Les causes de désordre peuvent être liées à des hypothèses de calculs incorrects (notamment pour l'inertie prise en compte), ou un mauvais positionnement des armatures.

#### 2.2.5. La rupture des éléments en béton armé :

Les causes de rupture d'éléments en béton armé sont souvent les mêmes que celles qui induisent des déformations excessives :

- Sollicitations de calcul largement dépassées
- Sous dimensionnement des éléments
- Affaiblissement de la section du béton et des armatures dû à la corrosion
- Mauvais positionnement des armatures

Les ruptures peuvent aussi se produire brutalement, sans prévenir par des déformations décelables :

- Rupture au cisaillement par efforts tranchant
- Rupture en traction



Photo.13. Séisme Alger du 21/05/03, rupture de poutre en flexion

Source : [www.structureparasismic.com](http://www.structureparasismic.com)



Photo.14. Poteau écrasé sous l'effet de charges dépassant la résistance de l'élément à la compression  
Source : www.slideshare.Net

### 2.3. PROBLEMES D'ORDRE CONCEPTUEL :

L'homme peut être aussi en raison des pathologies qui menacent les bâtiments.

Des erreurs dans la conception ou des dispositions architecturales rendent les bâtiments vulnérables et susceptibles de dégâts, face à un séisme de forte magnitude. Pour cet effet on se doit d'être méticuleux et soucieux des règles à suivre pour faire des ouvrages réagissant mieux au séisme.

#### 2.3.1. Effondrement d'un niveau intermédiaire dû à une faiblesse de ses éléments verticaux



Photo.15. Kobé 1999 – Mairie, rupture du 6ème niveau

Source : Groupe de travail AFPCSTB, Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme, CSTB, Mars 2013, p60

#### 2.3.2. Cas de l'effondrement du 1er niveau :

Dans de nombreux bâtiments le 1er niveau d'entrée ou de commerces comporte des volumes plus importants que les niveaux supérieurs avec moins d'éléments verticaux (suppression de murs et de poteaux associée à une difficulté du report des efforts inertiels). Il y a, à ce niveau, une discontinuité du contreventement vertical ; Cette transparence du 1er niveau s'accompagne souvent d'une irrégularité en plan qui conduit à un phénomène de torsion en augmentant les sollicitations au droit des poteaux d'angle.

Ces singularités entraînent un effondrement du 1<sup>er</sup> niveau dû à la rupture des éléments verticaux. Les exemples suivants proviennent d'observations à la suite du séisme de Kocaeli (Turquie) en 1999.



Photo.16. Effondrement du premier niveau suite du séisme de Kocaeli (Turquie) en 1999.  
Source : Groupe de travail AFPCSTB, Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme, CSTB, Mars 2013, p61

### 2.3.3. Cas de la présence de poteaux courts :

La présence de poteaux courts constitue une discontinuité de rigidité et de déformation qui conduit à une concentration des efforts vers les poteaux courts plus rigides. Cette concentration des efforts conduit à un endommagement des poteaux courts qui peut être à l'origine d'un effondrement plus ou moins localisé. Lorsque des cloisons en maçonnerie ne règnent que sur une partie de la hauteur des poteaux, ceux-ci fonctionnent en poteau court. Par ailleurs, des effondrements localisés des cloisons durant le séisme, peuvent créer des poteaux courts. L'endommagement de ces poteaux est généré par des efforts de cisaillement alterné.



Photo.17. L'Aquila 2009 Pettino, endommagement de poteaux courts par cisaillement et un manque de confinement transversal.

Source : Groupe de travail AFPCSTB, Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme, CSTB, Mars 2013, p62



Photo.18. Bhuj 2001 Poteaux courts dus à des niveaux de Plancher décalés.

Source : Groupe de travail AFPCSTB, Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme, CSTB, Mars 2013, p61

#### 2.3.4. Insuffisance des dispositions constructives et qualité médiocre de la réalisation :

Aux irrégularités de conception précédemment illustrées, viennent s'ajouter des dispositions constructives de ferrailage « pauvres », en particulier au droit des liaisons poteaux poutres, associées souvent à une mauvaise qualité de la réalisation, à savoir :

- armatures transversales très insuffisantes pour assurer un confinement des zones critiques à la connexion poteaux poutres et dans les zones de recouvrement des armatures principales,
- ancrage insuffisant des armatures transversales,

Mauvaise conception de la disposition des armatures principales de poteaux et de poutres dans les nœuds de liaison, en particulier pour ce qui concerne les poteaux de rive (manque de confinement du nœud, ancrage des armatures principales des poutres insuffisant avec risque de poussées au vide...),

- reprises de bétonnage non traitées pour assurer une bonne adhérence,
- béton de caractéristiques mécaniques faibles et mise en œuvre médiocre (hétérogénéité, nids de cailloux...)

Tous ces défauts de dispositions constructives et de qualité de réalisation conduisent à une capacité de Résistance faible des éléments structuraux qui constituent le système de contreventement et à un mécanisme de rupture fragile des connexions poteaux-poutres.



Photo.19. **Chichi 1999/ Manque de confinement du nœud de liaison, poteau de rive et poutre.**  
Source : Groupe de travail AFPCSTB, Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme, CSTB, Mars 2013, p62



Photo.20. **Chili 2010/ Armatures transversales trop espacées et insuffisamment ancrées, pourcentage élevé des armatures longitudinales de diamètre important eu égard aux dimensions du poteau**  
Source : Groupe de travail AFPCSTB, Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme, CSTB, Mars 2013, p62



Photo.21. Effondrement du sol du musée national Corvette à Bowling Green dans le Kentucky (Etude de sol malle faite).

Source : <https://nuage1962.wordpress.com>

## **CONCLUSION :**

Compte tenu de l'évolution sociétale, tendant vers un rejet des risques, les conséquences humaines et économiques de situations accidentelles naturelles ou anthropiques sont de moins en moins acceptées. Il convient de les anticiper. Des actions correctives doivent être envisagées dès lors que les risques apparaissent inacceptables.

Après avoir pris connaissance des différentes causes pouvant endommager ou menacer d'effondrement les constructions en béton armé, le constructeur doit être conscient de ces différents dangers possibles et veiller en amont à faire des études précises et pointues qui reflètent la réalité du terrain, en procédant à des études de sols et des vérifications de calculs lors du dimensionnement des éléments de structure. Tout ce travail doit être suivi lors de la réalisation pour une construction de qualité, sécurisée et durable.

## *CHAPITRE 3*

### **DIAGNOSTIC SUR L'ETAT DE LA VULNERABILITE DES EDIFICES EN BETON ARME**

## INTRODUCTION :

Le diagnostic d'un ouvrage est une étape importante dans le processus de réhabilitation. Il permet avant tout de se prononcer sur son état de santé et de voir quelles sont les éventuelles pathologies ainsi que leur ampleur, dans le but de prévenir les risques qui menacent ce dernier.

### 3.1. DEFINITION DU CONCEPT RISQUE :

Le Risque est le résultat de la combinaison d'un **aléa** et d'**éléments vulnérables**.



Photo.22. Casbah d'Alger, site vulnérable.

Source : auteur ,2012



Photo.23. aléa sismique.

Source : www.craag.dz

Selon **Peretti-Watel**, le mot « risque » dont l'origine étymologique renvoie à l'italien « risco » qui signifie l'écueil qui menace les navires et, au-delà, tout danger auquel sont exposées les marchandises en mer. Le risque se distingue ici du danger dont l'étymologie nous ramène au latin *dominarium*<sup>12</sup> qui implique une volonté adverse. Au contraire, le risque est accidentel, c'est un aléa qui ne résulte pas d'une volonté de nuire.

- **Pour les géophysiciens** : on parle plutôt de risque sismique qui est défini comme l'espérance mathématique, c'est à dire le pourcentage probable, pendant un certain laps de temps et dans une région déterminée, des pertes en biens et activités productives ou en vies humaines. C'est l'ampleur des dégâts qui prime dans cette définition.
- **Les géographes**, par contre, ont abordé le risque à partir de « l'Aléa », en étudiant les phénomènes naturels, leurs manifestations et mécanismes de déclenchement et leurs conséquences sur l'espace et la société et en intégrant la dimension sociale à la dimension spatiale dans l'approche du risque. Dans ce cas, les études ont porté sur la perception des risques par les individus et la société.

### 3.2. Le concept « Aléa » :

Le terme « **aléa** » issu du vocabulaire des probabilités, « hazard » en anglais, désigne un événement menaçant ou une probabilité d'occurrence dans une région ou au cours d'une période donnée d'un phénomène pouvant engendrer des dommages. Il est défini par une probabilité qui prend en compte l'occurrence et l'intensité du phénomène considéré et qui est en fonction de la durée et de l'espace considéré.

L'aléa est donc, le phénomène destructeur existant, apparent ou caché, qui peut à tout moment, se manifester quand les conditions de son déclenchement sont réunies. L'évaluation des conséquences ou

dommages de l'aléa sur les éléments exposés, dépend de son étalement dans l'espace et son intensité : magnitude, durée et zone touchée.

Nous parlerons ainsi fréquemment d'aléas naturels « séisme », « inondation », ou « glissement de terrain » et d'autres types d'aléas d'origine humaine

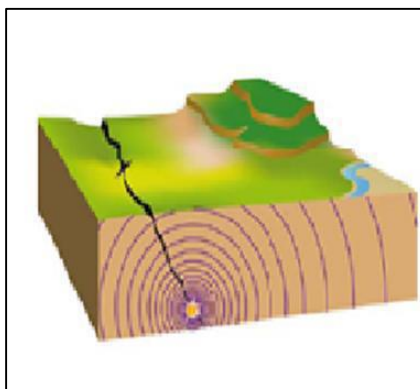


Fig.21. Aléa sismique

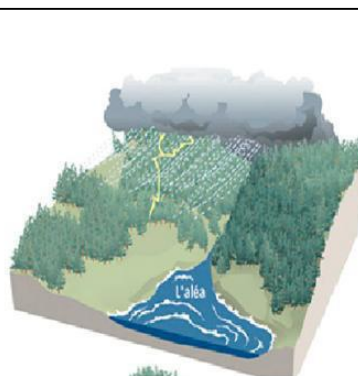


Fig.22. Aléa inondation



Fig.23. Aléa glissement de terrain

Ou anthropique comme les explosions, incendie ...



Photo.24. Incendie.

Source : [www.lexpression.dz](http://www.lexpression.dz)

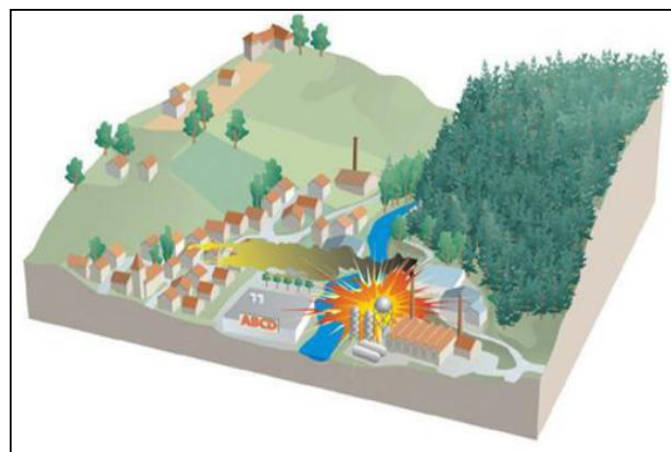


Fig.24. Explosion d'une unité industrielle

Pour notre cas l'aléa sismique est le facteur majeur à prendre en compte dans notre étude du fait que notre cas d'étude qui se situe en Algérie où le risque sismique est d'autant plus fréquent et prépondérant.

### 3.2.1. Que se passe-t-il lors d'un tremblement de terre ?

Les tremblements de terre sont généralement provoqués par des ondes sismiques naissant lors de déplacements saccadés de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active) ; Des ondes de diverses natures et vitesses parcourent différents chemins avant d'atteindre un site et de soumettre le sol à divers mouvements (Hugo Bachmann, Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités, document PDF, page 7), ce qui provoque :

#### ➤ Mouvements rapides du sol :

1. Quelle durée ?

2. Quelle amplitude ?

➤ **Réponse des ouvrages :**

1. Fortes vibrations
2. Fortes sollicitations
3. Rupture locale
4. Effondrement

### 3.3. CHOIX DES INVESTIGATIONS :

Le choix des investigations dans un diagnostic d'ouvrage dépend de plusieurs paramètres qui sont les facteurs de vulnérabilité des bâtiments (dans notre cas, les facteurs sont d'ordre sismique) :

3.3.1. **Du type de mission à réaliser :** il est possible de réaliser différents types de missions à savoir

- Une inspection de l'ouvrage
- Un diagnostic
- Un diagnostic approfondi
- Un suivi d'ouvrage

Chacune de ces missions met en œuvre différentes méthodes de diagnostic avec différents couts et axes de temps, cela dépend de :

#### 3.3.1.1. De la nature des matériaux ;

Le diagnostic d'un ouvrage en béton armé ne fera pas appel aux mêmes techniques d'investigation que pour un ouvrage en bois, en acier ou en pierre.

De plus, chacun de ces matériaux a ses propres pathologies types.

#### 3.3.1.2. Du type de structure et des dispositions constructives ;

Les moyens à mettre en œuvre seront différents selon qu'il s'agisse d'un ouvrage d'art, d'un bâtiment industriel ou un bâtiment d'habitations. La géométrie et la taille de l'ouvrage rentrent aussi en compte dans le choix des investigations.

#### 3.3.2. De l'environnement dans l'ouvrage ;

L'environnement de l'ouvrage peut être l'origine des pathologies. C'est le cas notamment pour les structures en milieu chimique ou pour le bâtiment ex : « La Saline » pour lequel sa structure se trouve dans un milieu, avec beaucoup d'éléments de chlorures, directement lié à l'activité se déroulant dans le bâtiment.

### 3.3.3. De l'état de l'ouvrage ;

Les investigations dépendent d'une part des désordres qui affectent l'ouvrage, le matériel et le type d'investigation à mettre en œuvre seront différents pour des armatures corrodées ou pour des fissures. Mais cela dépend aussi de la fragilité de l'ouvrage. S'il est à la limite de la stabilité, on se dirigera plutôt vers des méthodes non destructives afin de ne pas affecter plus la structure.

De plus, certaines parties de structures peuvent être inaccessibles ou nécessitant la mise en place d'échafaudages ou nacelles afin de pouvoir diagnostiquer ces éléments.

### 3.4. TYPES D'INVESTIGATIONS :

Il est possible de classer les différentes investigations en deux catégories : soit les méthodes non destructives, soit les méthodes destructives. Les principales méthodes rencontrées lors de diagnostics sont décrites comme suit :

#### 3.4.1. **Investigations non destructives :**

Le principe de ces méthodes de diagnostic réside dans le fait que l'on analyse l'ouvrage ou une partie de l'ouvrage sans porter atteinte à son intégrité. Ceci est à privilégier dans différents cas, par exemple les bâtiments classés monuments historiques, pour lesquels il est difficile de faire accepter aux architectes des bâtiments d'Algérie qu'il soit utile d'effectuer des prélèvements de la structure pour pouvoir la caractériser. Ces méthodes sont à favoriser aussi dans le cas d'ouvrage dont la structure est très atteinte et affaiblie. Effectuer des prélèvements sur ce type de structure risque de la fragiliser encore plus.

Pour les ouvrages en béton armé, il existe différentes méthodes non destructives.

##### 3.4.1.1. **Relevé visuel ;**

Le diagnostic visuel consiste à aller sur site et d'analyser chaque élément de la structure en détail. Ainsi, cela permet dans un premier temps de connaître les caractéristiques géométriques de chaque élément et aussi les matériaux constitutifs. Cela permet d'évaluer le comportement global de l'ouvrage, de connaître les éléments porteurs ainsi que l'acheminement des charges dans la structure. Dans un second temps, il est nécessaire de répertorier les différentes pathologies présentes sur la structure.

##### 3.4.1.1.1. **Les principaux désordres rencontrés pour les structures en béton armé :**

- Les fissures, avec leur ouverture et leur longueur
- Les fractures, avec leur ouverture, décalage ou rejet
- Les zones d'altération superficielles et profondes
- Les zones humides
- Les zones de faïençage
- Les éclats de béton en formation ou profonds
- Les aciers apparents (ou éclatement des aciers)
- Les zones de ségrégation

Il est nécessaire de répertorier tous ces éléments sur des plans, soit existant soit à créer, et de créer un dossier photographique des principaux désordres afin de pouvoir les visualiser au mieux.

#### 3.4.1.1.2. Les outils indispensables pour mener à bien une inspection visuelle sont les suivants :

- Un appareil photo
- Un distance-mètre
- Un pied à coulisse
- Un fissuromètre (réglette en plastique transparente munie de traits de largeurs calibrées que l'on place successivement sur la fissure à observer pour estimer sa largeur)
- Le nécessaire pour prendre des notes (plans sur lesquels relever les pathologies, feuilles de dessin)

Cette première étape permet de définir la gravité des pathologies, mais aussi de classer les différents éléments en fonction de la priorité auxquels ils doivent être réparés.

L'investigation visuelle permet aussi de prévoir, quels sont les autres moyens de diagnostic les plus adaptés à mettre en œuvre afin de répondre pleinement à la problématique.

Ces investigations complémentaires ont pour but de préciser les désordres observés lors du relevé visuel, mais aussi de recueillir des informations complémentaires concernant leur constitution ainsi que leur état.

#### 3.4.1.2. L'ANALYSE DU FERRAILLAGE :

Le relevé du ferrailage peut se faire à l'aide d'un pachomètre. Cet appareil est un système de détection portable pour un examen d'armatures non destructif. Il permet de déterminer la position exacte des barres d'armatures, de mesurer l'enrobage et de donner une indication du diamètre de l'armature.

La localisation des armatures s'effectue assez couramment avec des appareils (profomètre, pachomètre) basés sur le principe des détecteurs de métaux. Ces appareils sont sensibles à l'influence exercée par un objet métallique sur les champs magnétiques qu'il crée

Le pachomètre détecte la diffusion de ce champ magnétique ainsi que les modifications de la résonance magnétique induite par la présence d'aciers. Ainsi, l'appareil mesure la variation électromagnétique due à la présence d'éléments ferromagnétiques.

La détermination du diamètre et de l'enrobage repose sur le fait que plus une armature est d'un diamètre important, plus le signal reçu par l'appareil sera important. A contrario, plus l'épaisseur d'enrobage sera importante, plus le signal sera faible.

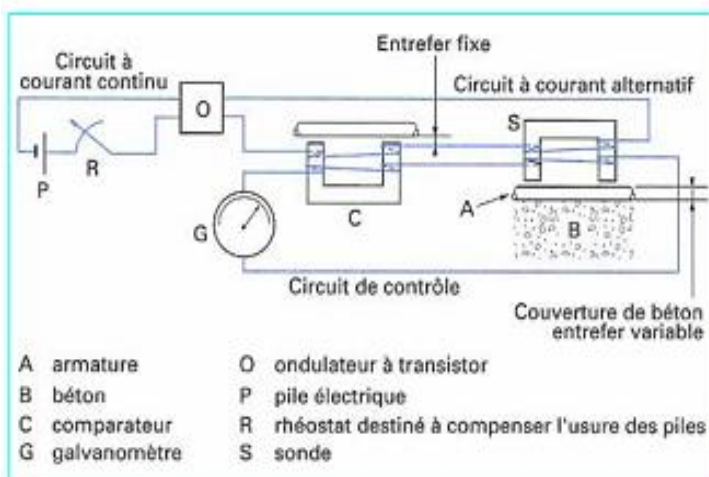


Fig.25.Schéma de principe du pachomètre  
Source : Jacques BETBEDER-MATIBET et Jean-Louis DOURY, Constructions parasismiques, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction. p 7

### 3.4.1.3. Les ultrasons :

L'auscultation sonore permet de mesurer le temps de propagation d'un train d'ondes sonores entre deux points. Une partie de l'auscultateur, le transducteur, produit des ultrasons.

Grâce aux propriétés piézoélectriques des matériaux, l'énergie électrique émise est transformée en énergie mécanique ultrasonore. L'appareil mesure le temps nécessaire à l'onde pour atteindre le récepteur qui la convertit en signal électrique. Connaissant la distance de l'émetteur possible de connaître la vitesse de propagation de l'onde dans le milieu.

Ce procédé permet de caractériser l'homogénéité physique du béton ainsi que son état d'altération. En effet, cette méthode de diagnostic permet entre autres de localiser des défauts, des vides ou autres malfaçons dans le béton.

Le principe est que les pores remplis d'air emprisonnés dans le matériau transmettent très peu l'énergie des ultrasons, ainsi, la vitesse mesurée sur l'ensemble de l'élément sera plus faible que pour un béton homogène.

Il existe principalement deux types de mesures à effectuer sur site :

- **Les mesures en transparence** : cette méthode consiste à déterminer le temps de propagation des ondes sonores longitudinales à travers un élément. Pour procéder à ce type de mesure, il faut placer l'émetteur et le récepteur sur les deux faces opposées de l'élément à ausculter.
- **Les mesures de surface** : cette méthode s'effectue principalement lorsqu'une seule des faces de l'élément est accessible lors des investigations.

Elle peut aussi être utilisée pour déterminer la profondeur d'une fissure ou bien la présence de couches multiples dans un même élément. Pour réaliser cette mesure, il faut placer l'émetteur et le récepteur sur la même face plane de l'élément à ausculter.

L'émetteur reste sur un même point, tandis que le récepteur se déplace en effectuant à chaque fois une mesure. Il est à noter qu'il existe une règle qui a été conçue par le CEBTP afin d'avoir des espacements donnés et ne pas faire des erreurs sur les distances mesurées.

Le tableau suivant donne les résultats d'essais obtenus par le CEBTP sur l'auscultation sonore des bétons :

Vitesse de propagation du son	Qualité estimée du béton
$V > 4000$ m/s	Le béton est de bonne qualité
$3500 < V < 4000$ m/s	Le béton est de qualité moyenne
$3000 < V < 3500$ m/s	Le béton est de qualité médiocre
$V < 3000$ m/s	Le béton est de mauvaise qualité

---

**CEBTP** : Le Centre d'Expertise du Bâtiment et des Travaux Publics ou CEBTP, est une entreprise française créée en 1933, exerçant dans le domaine de l'expertise en bâtiments et en travaux publics, notamment en géotechnique.



Photo.25. Utilisation d'un pachomètre.  
 Source : [www.archiproducts.com](http://www.archiproducts.com).

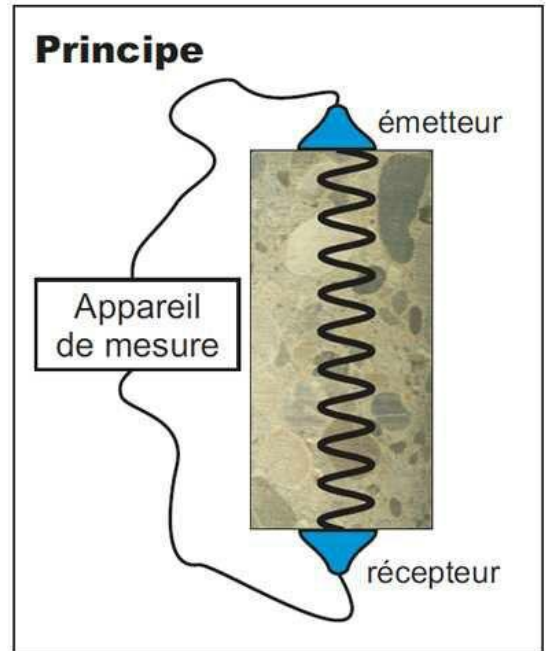


Fig.26. Principe de fonctionnement d'un pachomètre

#### 3.4.1.4. Scléromètre :

Le principe de l'essai au scléromètre repose sur la corrélation entre la dureté d'un matériau et sa résistance à la compression.

Pour déterminer la dureté du béton, une bille d'acier est projetée sur une sonde en contact avec l'ouvrage à inspecter. Lors de son rebond, la bille entraîne un index coulissant sur une règle de mesure. Plus le rebond sera important, plus le matériau sera dur.

Il convient de réaliser un certain nombre d'essais sur l'élément à ausculter, vingt-sept dans la norme actuelle, afin d'obtenir un résultat cohérent.

L'indice sclérométrique (**Is**) de l'élément diagnostiqué est la médiane de 27 mesures effectuées sur la zone d'ouvrage testé. Par report de l'indice sclérométrique sur un abaque, considéré. Il est important de savoir que différents paramètres peuvent influencer sur les résultats, tels que l'on obtient la résistance à la compression estimée de l'élément l'inclinaison du scléromètre ou encore l'homogénéité du béton.

Il peut être intéressant de coupler ces résultats avec des essais de résistance à la compression sur des prélèvements de la zone étudiée.



Photo.26. vérification de la résistance du béton à l'aide d'un scléromètre  
 Source : [www.infrastructures.com](http://www.infrastructures.com)

### 3.4.2. INVESTIGATIONS DESTRUCTIVES

Cela permet de connaître l'état d'altération en profondeur des pathologies liées à la structure étudiée. Parmi les investigations destructives, on recense principalement les techniques suivantes :

3.4.2.1. **Carottage d'éléments en béton armé** : Le recours au carottage du béton armé peut avoir plusieurs objectifs.

- Afin de pouvoir déterminer les caractéristiques chimiques et mécaniques d'un élément en béton de la structure, en effectuant des essais de compressions sur les carottes prélevées, mais aussi des analyses chimiques et microscopiques afin de déterminer les différents constituants et leur quantité. Cela permet de déterminer quel type de ciment a été utilisé ainsi que le rapport E/C.
- Déterminer les caractéristiques des couches constituantes de l'élément (épaisseur du revêtement, de la chape, du béton,...)

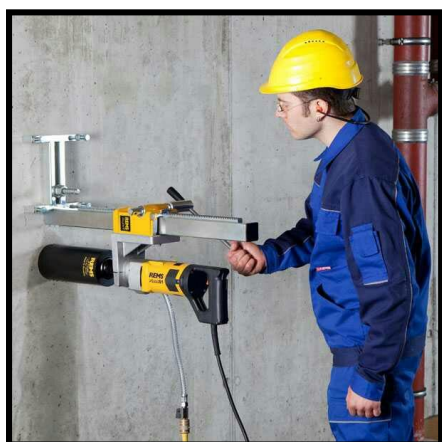


Photo.27. **carottage sur un mur en béton**

Source : [www.gttp.fr](http://www.gttp.fr)

La méthode à utiliser varie selon le nombre d'éléments carottés dans la structure concernée, mais dans tous les cas, elle permet d'estimer la classe de résistance du béton

Cette méthode nécessite le recours à une carotteuse et il peut être nécessaire de déterminer préalablement le ferrailage de l'élément afin d'éviter d'avoir des aciers dans la carotte.

### 3.4.2.2. **PRÉLÈVEMENTS D'ACIERS** :

Le prélèvement d'acier peut s'avérer utile notamment lorsqu'un recalcul d'une structure est demandé.

Dans ce cas, il est important de connaître les aciers présents dans un ouvrage. Ainsi, en prélevant des aciers, cela permet de déterminer leur type, que ce soit des aciers Haute Adhérence, lisse, TOR, etc. mais aussi leurs caractéristiques mécaniques telle que la limite d'élasticité de l'armature.

Tous ces éléments sont nécessaires afin de pouvoir déterminer quelles sont les charges pouvant s'appliquer sur l'élément et s'il est nécessaire de prévoir de renforcer la structure soit avec des tissus de fibre de carbone ou par ajout d'armatures afin de pouvoir répondre aux besoins du client ou des utilisateurs.

Le prélèvement d'aciers peut se faire par tronçonnage de l'armature, après l'avoir préalablement dégagée du béton adjacent. Il est préférable de le faire dans des zones saines pour ne pas risquer de fragiliser encore plus la structure à cet endroit.

Il peut parfois s'avérer utile de prélever localement des armatures dans des zones touchées par des pathologies, telle que la corrosion des armatures afin de pouvoir déterminer son avancement ainsi que la section restante d'acier pouvant être exploitée afin de déterminer les quantités d'armatures nécessaires à rajouter pour redonner à l'élément au minimum sa section d'acier initiale.

#### 3.4.2.2.1. Potentiel de corrosion :

« La mesure du potentiel de corrosion ne peut se faire que si le ferrailage est continu et s'il n'y a pas de revêtement de surface pouvant agir comme isolant. Si le ferrailage est discontinu, il est toujours possible de mettre en place des pontages électriques.

Le principe de la mesure du potentiel de corrosion est de mettre à nu une armature puis de la connecter à une borne d'un millivoltmètre à haute impédance. Une électrode de référence est placée sur le parement, elle-même reliée à une autre borne du millivoltmètre.

Elle est dite de référence, car elle a un potentiel constant dû à un équilibre électrochimique. Il est important de veiller à ce que la jonction entre le béton et l'électrode soit humide afin d'établir une conduction électrique.

Une fois les branchements faits, il faut réaliser les mesures des potentiels des zones auscultées en déplaçant l'électrode de référence.

La norme ASTM C876-91 fait une corrélation entre le potentiel mesuré et la probabilité de corrosion. Ainsi, en utilisant une électrode Cu/CuSO<sub>4</sub> on a la relation suivante :

-Si  $E > -200$  mV alors la corrosion est peu probable (probabilité inférieure à 10%)

-Si  $-350 < E < -200$  mV alors la corrosion est possible (probabilité de cinquante pour cent)

-Si  $E < -350$  mV alors la corrosion est très probable (probabilité de 50 à 90%) » (Jacques BETBEDER-MATIBET et Jean-Louis DOURY, *Constructions parasismiques, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction*. p 7)

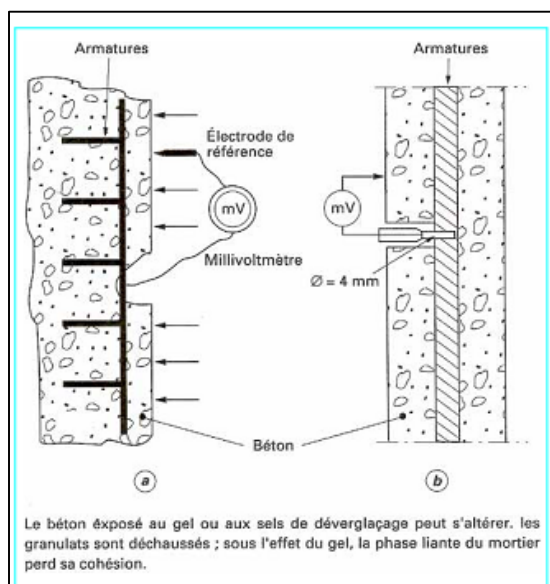


Fig.27.Méthode de détection de la corrosion des armatures

Source : Jacques BETBEDER-MATIBET et Jean-Louis DOURY, *Constructions parasismiques, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction*. p 7

### 3.4.2.3. TEST À LA CARBONATATION :

Le principe du test à la carbonatation repose sur le fait que le pH du béton carbonaté est plus faible que celui du béton sain. Pour déterminer la zone carbonatée, il est généralement utilisé un indicateur coloré tel que la phénolphthaléine.

La phénolphthaléine est un composé organique de formule C<sub>20</sub>H<sub>14</sub>O<sub>4</sub>. L'utilité de ce composé est qu'il change de couleur selon le pH de l'élément avec lequel il entre en contact. Il fait partie des indicateurs de pH ou indicateur coloré. Ce changement de couleur est dû à une modification de la structure chimique de la molécule lors du passage du milieu acide au milieu basique.

La couleur que prend la phénolphthaléine dépend du pH. Elle sera rose pour un pH compris entre 8,2 et 12 et incolore au-delà de cet intervalle. Cet essai se réalise généralement sur une coupe fraîche de béton. Il faut y pulvériser la solution de phénolphthaléine, si elle ne réagit pas, il faut approfondir la coupe dans le béton par paliers d'un centimètre et répéter les étapes précédentes jusqu'à ce que la phénolphthaléine vire au rose. Puis il est nécessaire de mesurer l'épaisseur entre le parement extérieur et la zone à laquelle commence la coloration du béton. Cela nous donne la profondeur de carbonatation du béton de cette zone. Il peut s'avérer intéressant de coupler les mesures de profondeur de carbonatation avec les mesures d'enrobages données par exemple avec un pachomètre.

### 3.5. METHODES DE DIAGNOSTIC :

Il existe plusieurs méthodes de diagnostic et outils de relevé des pathologies, qui permettent la collecte des données concernant les ouvrages à ausculter, pour évaluer leur vulnérabilité et proposer des solutions idéales aux pathologies répertoriées.

Parmi ces méthodes on a la méthode **FEMA, AFPS ...**

FICHE DE RELEVÉ	
LOCALISATION :	
CARACTERISTIQUES GENERALES	
Propriétaire :	
Occupant :	
Nombre maximal d'occupants :	Année de construction :
Destination (usage) :	Surface au sol (m <sup>2</sup> ) :
Nombre de niveaux :	Hauteur en mètres :
Type de construction :	Epaisseur des murs extérieurs :
Type de toiture :	Présence d'un sous-sol :      oui      non
PLAN ET ELEVATIONS (croquis ou photos)	
FACTEURS DE VULNERABILITE	
1. Construction	
1.1. Caractéristiques	
Forme en plan symétrique selon deux axes - forme symétrique selon un axe - forme irrégulière - construction de grande longueur - asymétrie des parties rigides - niveau sur pilotis - niveaux en retrait - niveaux en saillie - poteaux "courts" - poteaux trop élancés - angle affaibli - absence de chaînages horizontaux et verticaux - absence d'encadrements de baies - ossature non contreventée - ossature à étage en bois avec poteaux non continus - liaisons précaires entre éléments constructifs - auvents importants - consoles non contreventées - avancée de toiture importante - toiture-terrasse plantée - acrotère haut lourd - balustrade en pierre ou béton - conduit de fumée élancé - bâtiment mitoyen sans joint vide d'au moins 4 cm - autres caractéristiques :	
1.2. Etat de conservation :	normal - très bon- mauvais
1.3. Evaluation sommaire de vulnérabilité :	
en cas de séisme faible, dommages :	modérés - importants - graves
en cas de séisme moyen, dommages :	modérés - importants - graves
en cas de séisme fort, dommages :	modérés - importants - graves
2. Nature du sol	
Rocher sain - rocher altéré ou fracturé - graviers et sables secs et compacts - graviers et sables humides - argiles ou marnes dures - argiles et marnes molles - autres alluvions molles - sables lâches - remblais anciens - remblais récents - terrain inondable - autres sols :	
3. Situation dans le site	
Terrain plat - pente modérée uniforme - pente forte uniforme - proximité d'un changement de pente - bord de falaise - sommet - crête - proximité d'une limite entre roche et alluvions - plaine - vallée alluviale - plateau - proximité de murs de soutènement en amont - autres cas :	
AUTRES RENSEIGNEMENTS	
1. Etude approfondie nécessaire	oui      non
2. Observations :	
3. Auteur du relevé (nom, organisme) :	
4. Date du relevé :	

Fig.28.Fiche de relevé

Source : DR ATTARIN, Cours structure S9, EPAU, 2015/2016

### 3.5.1. Méthode AFPS :

Cette méthode est de loin la plus simple et la plus efficace des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment, elle permet une collecte d'informations rapide et facile pour tout acteur dans le bâtiment.

L'évaluation est faite à l'aide d'un tableau d'évaluation, dans lequel une cote (coefficient de pénalité) est attribuée aux divers facteurs de vulnérabilité. Ces cotes permettent de calculer un coefficient K variant de 0 à 100. Selon la valeur de K, on conclut sur une présomption de :

- **Très forte vulnérabilité,  $K > 100$  ;**
- **Forte vulnérabilité,  $50 < K < 100$  ;**
- **Moyenne vulnérabilité,  $25 < K < 50$  ;**
- **Faible vulnérabilité,  $10 < K < 25$  ;**
- **Très faible vulnérabilité,  $K < 10$ .**

<b>A</b> Implantation du bâtiment	1 Pente générale du terrain $>40\%$		2 Proximité d'un changement de pente $D < 2H$ du bâtiment 15		Observations			
<b>B</b> Environnement du bâtiment	1 Bâtiments accolés : joint = 0 ou rempli d'un matériau 25		2 Joints entre blocs adjacents $< 2 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} > 4 \text{ cm}$ 25 105					
<b>C</b> Type de structure	1 Murs en maçonnerie de blocs 15	2 Murs en béton non armé 10	3 Murs en béton armé 5	4 Ossature poteaux-poutres sans remplissage 20	5 Ossature poteaux-poutres avec remplissage 25	6 Système mixte mur en maçonnerie et ossature 20	7 Panneaux de façade BA Préfabriqués porteurs 10	8 Ossature BA préfabriquée porteuse 50
<b>D</b> Forme en plan	1 Irrégulière 5		2 Elancement en plan $L/l > 45$		3 Parti saillantes ou rentrantes 5			
<b>E</b> Forme en élévation	1 Etages en encorbellement $> 2 \text{ m}$ 15	2 Retrait en façade $> 40\%$ 20	3 Planchers d'un même étage situés à des hauteurs différentes 10	4 Présence d'un plancher lourd ou d'une toiture lourde 10	5 Absence de diaphragme horizontal en toiture 20			
<b>F</b> Contreventement	1 Variation verticale croissantes des rigidités 0 à 100 (voir formule 1)		2 Dissymétrie : torsion  faible : 5 accusée : 50		3 Absence de contreventement dans le sens des x ou y 100		4 Densité de voiles de contreventement sens x ou y 0 à 100 (voir formule 2)	
<b>G</b> Zone ou éléments critiques	1 Descente de charge en baie 25	2 Présence de poteaux courts ou partiellement bridés participant au contreventement 50		3 Présence de poteaux élancés 10		4 Percements inserts dans les poteaux $e > d/3$ 25	5 Percements inserts dans les poutres $e > d/3$ 10	6 Percements inserts dans les nœuds $e > d/3$ 50
	7 Présence d'un angle de façade affaibli 15		8 Axes poteaux et poutres non concourants $e > c/2$ 10		9 Diaphragmes horizontaux avec grandes ouvertures $s > 10\% S$ 10		10 Absence de chaînages encadrant les murs de contreventement en MAC verticaux : 25 horizontaux : 75	
<b>H</b> Divers	1 Etat de conservation du gros œuvre médiocre : 10 mauvais : 25		2 Risque de chute d'éléments non structuraux 5		3 Façade BA préfabriquée non porteuse 10			
<b>Total des pénalités :</b>								

Tableau 2. Méthode d'évaluation de la vulnérabilité d'une construction, démarche AFPS

Source : DR ATTARIN, Cours structure S9, EPAU, 2015/2016

## **CONCLUSION :**

Dans cette partie nous avons vu l'importance du diagnostic dans l'opération de réhabilitation d'un ouvrage ainsi que des différents moyens disponibles pour le réaliser. C'est l'étape clé qui permet de déterminer les types de pathologies dont souffre l'ouvrage ainsi que leurs ampleurs. Cela permet aussi de faire des prévisions quant à l'évolution de ces pathologies, mais avant toute chose, l'étape qui va permettre de mettre en œuvre la méthode de réparation la plus adaptée. Cela permet aussi d'évaluer la cause de ces problèmes.

La cause peut être tout simplement le vieillissement naturel de la structure, mais cela peut aussi être à cause de l'environnement alentours (cas de notre cas d'étude). Afin de rendre les réparations pérennes, il est nécessaire de mettre en œuvre des travaux de protection adaptés, mais aussi de travailler sur l'origine du problème afin d'éviter l'apparition rapide de nouvelles pathologies semblables.

## *CHAPITRE 4*

# **DIAGNOSTIC SUR L'ETAT DE LA VULNERABILITE DES EDIFICES EN BETON ARME**

#### **4.1. OBJECTIFS D'UNE CONSTRUCTION PARASISMIQUE :**

« Les présentes règles du RPA 2003 visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquates pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Pour certains ouvrages importants, la protection visée est encore plus sévère puisqu'il faudra que l'ouvrage puisse demeurer opérationnel immédiatement après un séisme. » (RPA 2003)

#### **4.2. CLASSIFICATION DES OUVRAGES SELON LEUR IMPORTANCE ET USAGE :**

« Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Les listes décrites ci-dessous sont nécessairement incomplètes. Cependant, elles permettent d'illustrer cette classification qui vise à protéger les personnes, puis les biens économiques et culturels de la communauté. Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage vis à vis des objectifs visés. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes définis ci-après :

##### **4.2.1. Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale :**

- Ouvrages vitaux qui doivent demeurer opérationnels après un séisme majeur pour les besoins de la survie de la région, de la sécurité publique et de la défense nationale, soit :
- Bâtiments abritant les centres de décisions stratégiques
- Bâtiments abritant le personnel et le matériel de secours et (ou) de défense nationale ayant un caractère opérationnel tels que casernes de pompiers, de police ou militaires, parcs d'engins et de véhicules d'intervention d'urgence et de secours
- Bâtiments des établissements publics de santé tels que les hôpitaux et centres dotés de services des urgences, de chirurgie et d'obstétrique.
- Bâtiments des établissements publics de communications tels que les centres de télécommunications, de diffusion et de réception de l'information (radio et télévision), des relais hertziens, des tours de contrôle des aéroports et contrôle de la circulation aérienne.
- Bâtiments de production et de stockage d'eau potable d'importance vitale
- Ouvrages publics à caractère culturel, ou historique d'importance nationale
- Bâtiments des centres de production ou de distribution d'énergie, d'importance nationale
- Bâtiments administratifs ou autre devant rester fonctionnels en cas de séisme

##### **4.2.2. Groupe 1B : Ouvrages de grande importance :**

- ❖ Ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes

- Bâtiments recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes tels que grande mosquée, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels et commerciaux, scolaires, universitaires, constructions sportives et culturelles, pénitenciers, grands hôtels.
- Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48m.
- Ouvrages publics d'intérêt national ou ayant une importance socio-culturelle et économique certaine.
- Bâtiments de bibliothèque ou d'archives d'importance régionale, musée, etc.
- Bâtiments des établissements sanitaires autres que ceux du groupe 1A
- Bâtiments de centres de production ou de distribution d'énergie autres que ceux du groupe 1A
- Châteaux d'eau et réservoirs de grande à moyenne importance

#### 4.2.3. Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne :

- ❖ Ouvrages non classés dans les autres groupes 1 A, 1 B ou 3 tels que :
  - Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.
  - Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels, ...
  - Parkings de stationnement publics, ...

#### 4.2.4. Groupe 3 : Ouvrages de faible importance :

- Bâtiments industriels ou agricoles abritant des biens de faibles valeurs.
- Bâtiments à risque limité pour les personnes
- Constructions provisoires ». (RPA 2003)

### 4.3. LA REHABILITATION PARASISMIQUE :

#### 4.3.1. Définition de la réhabilitation :

« La réhabilitation est une intervention qui vise à sauvegarder des édifices anciens devenus obsolètes, fonctionnellement et physiquement, et qui peuvent être requalifiés pour jouer encore un rôle important de la ville et de ses centres urbains. C'est une « mise à jour » du cadre bâti qui permet de sauvegarder des surfaces planchers encore en activité dans la ville, pour les reverser dans les modalités de vie urbaine actuelle. » (BENDALI.A, *Support de cour droit et instrument d'urbanisme. S7. EPAU .2014/2015*)

« Le concept de réhabilitation recouvre un vaste spectre d'interventions ayant pour objectif la récupération et la mise à jour d'une fonction perdue ou endommagée. Dans le cadre des préoccupations actuelles, réhabiliter implique l'amélioration du fait d'habiter en recherchant l'équilibre entre les aspects techniques, la préservation des valeurs patrimoniales et des critères d'équité sociale, d'efficacité économique et de préservation de l'environnement 'les trois fondements de la durabilité'. » (*Méthode RehabiMed, Architecture Traditionnelle Méditerranéenne*)

#### 4.3.2. La réhabilitation structurelle :

« Consiste à améliorer le niveau de performance d'un système structural ou quelques éléments de ce système. Suivant l'état de la structure endommagée, la réhabilitation peut être subdivisée en deux catégories : Réparation ou Renforcement. » (MAZAHERIE.A, *Renforcement parasismique des bâtiments/Guide méthodologique pour le renforcement préventif du bâti existant, CSTB édition, Nancy, France.*)

#### 4.3.2.1. La réparation :

« La réparation consiste en des travaux à effectuer sur un ouvrage endommagé par le séisme, afin de lui restituer ses caractéristiques initiales ou si cela est possible, les améliorer. En situation post sismique la réparation des bâtiments endommagés par le séisme constitue le plus souvent une mesure d'urgence. » (MAZAHÉRIE.A, *Renforcement parasismique des bâtiments/Guide méthodologique pour le renforcement préventif du bâti existant*, CSTB édition, Nancy, France.)

De ce fait Le terme « réparation » signifie que les éléments structuraux ou non-structuraux endommagés atteignent encore un minimum de résistance, rigidité et ductilité qu'ils doivent avoir avant un séisme. Ceci signifie que la « réparation » est limitée seulement aux éléments endommagés et dans ce sens de réparation doit être considéré comme réhabilitation locale.

#### 4.3.2.2. Le Renforcement :

Consiste essentiellement en des travaux effectués sans qu'il y ait eu un séisme au préalable. Il s'agit de mesures préventives et, dans ce type de situations, on admet généralement que la structure est capable de supporter les actions qui s'y appliquent, en dehors des actions sismiques.

L'approche ne sera donc pas la même dans l'un et l'autre cas. En particulier, l'auscultation détaillée du bâtiment revêtira toujours une importance plus grande dans les études préalables à la prise de décision de **réparer**, que dans celles précédant une prise de décision de **renforcer**, puisque dans le premier cas, il s'agit d'abord d'apprécier l'étendue des dégâts. » (MAZAHÉRIE.A, *Renforcement parasismique des bâtiments/Guide méthodologique pour le renforcement préventif du bâti existant*, CSTB édition, Nancy, France)

Le terme « renforcement » signifie l'augmentation de la résistance sismique de la structure avec des réhabilitations au-delà de la réparation. Ceci signifie qu'en plus de la réhabilitation locale aux éléments endommagés, la réhabilitation de type global sera effectuée, de sorte que le comportement structural global du bâtiment soit amélioré. L'impact d'un renforcement est l'augmentation de la résistance sismique  $R$  de la structure dans les deux cas suivants:

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

### 4.4. TECHNIQUES ET STRATEGIES DE REHABILITATION STRUCTURALE :

#### 4.4.1. Limiter les charges d'exploitation (allègement de la construction)

Deux approches sont possibles afin de diminuer la vulnérabilité d'un bâtiment au séisme : augmenter sa résistance au séisme, qui est l'approche classique, ou bien réduire les effets de l'action sismique. S'il n'est pas possible de contrôler l'accélération du sol, il n'en est pas de même de l'accélération transmise par le sol au bâtiment. C'est de là qu'est née l'idée de l'isolation parasismique. L'autre solution pour réduire les sollicitations sismiques est de diminuer la masse du bâtiment, puisque ces sollicitations sont de nature dynamique. Ces mesures sont d'abord applicables pour des projets de réhabilitation où l'on envisage une réaffectation des bâtiments.

Par nature, ces mesures ne sont envisageables qu'au cas par cas, mais les principes méritent d'être examinés avant d'entreprendre toute autre action de renforcement. En effet si l'on parvient à réduire le poids du bâtiment, il se peut que le renforcement ne se justifie plus ou qu'il soit significativement allégé. La plus grande contribution à la masse d'un bâtiment vient généralement des planchers. On peut parfois la réduire en diminuant la charge d'exploitation (fin du stockage, condamnation des combles) et en allégeant la structure : suppression des cloisons lourdes ou allègement des planchers non structuraux (n'ayant pas un rôle de diaphragme prépondérant) par exemple. Néanmoins, dans bien des cas, les

opérations de réhabilitation et de renforcement ont tendance à alourdir la structure, ne serait-ce qu'à cause de l'ajout d'éléments pour améliorer la résistance du bâtiment. On veillera donc à privilégier les solutions légères (bétons légers, structures métalliques, composites) qui limiteront l'ampleur du renforcement en limitant les surcharges. Une fois cette réflexion terminée, il se peut qu'un renforcement s'impose.

Cinq Objectifs techniques généraux permettent de classer les différentes méthodes de renforcement. Ces cinq objectifs sont présentés ci-dessous par ordre d'importance décroissante.

#### **4.4.2.1. Rendre le bâtiment non fragile :**

En analyse des structures, on définit la fragilité comme la tendance d'un élément ou d'une structure dont la rupture est soudaine avec une faible dissipation d'énergie. La fragilité d'un élément en particulier tient soit à son matériau constitutif, soit à sa conception. Certains matériaux ont un Domaine plastique important comme l'acier alors que d'autres non, comme le verre ou le béton non armé. En outre, si la conception d'un élément est telle qu'il est sollicité à un taux proche de sa limite à la rupture, sa capacité à reprendre une surcharge (ou à se déformer) sera faible. Enfin, certaines techniques d'assemblages des éléments entre eux peuvent rendre l'ensemble fragile. La fragilité est cause de ruine prématurée et elle empêche toute évacuation du bâtiment dans de bonnes conditions. Rendre le bâtiment non fragile est donc une priorité.

#### **4.4.2.2. Améliorer la régularité du bâtiment :**

Dans certains cas la forme des bâtiments ou la répartition des contreventements les rend particulièrement vulnérables, ce qui est le cas des bâtiments comportant des étages transparents ou ayant une excentricité des masses excessive. Avant d'envisager un renforcement plus 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 est donc important d'examiner soigneusement les possibilités d'améliorer la régularité des bâtiments. Il faut toutefois garder à l'esprit qu'il s'agit de travaux qui peuvent être lourds et qui entraînent un nouveau cheminement des efforts. En conséquence, il est nécessaire de recalculer la structure dans son ensemble afin de vérifier que ces modifications n'entraînent pas de nouveaux désordres. En particulier, il est indispensable de vérifier la capacité portante des fondations au droit des nouveaux contreventements.

#### **4.4.2.3. Amélioration de la ductilité :**

La ductilité est la propriété inverse de la fragilité. Elle constitue la capacité d'un élément ou d'une structure à supporter de grands déplacements ou de grandes déformations avant la rupture. On peut améliorer la ductilité en flexion de certains éléments sans pour autant augmenter leur résistance. L'amélioration de la ductilité permet de justifier la tenue du bâtiment au séisme, même si on n'a pas augmenté la résistance de la structure aux sollicitations.

Il s'agit de procurer au bâtiment une plus grande déformabilité avant rupture sans forcément augmenter le niveau des efforts qu'il peut supporter.

#### **4.4.2.4. Augmenter la résistance globale du bâtiment**

Le but est d'atteindre un niveau sismique plus important. On y parvient en renforçant les éléments de contreventement existants ou en ajoutant des éléments de contreventement. La raideur globale du

bâtiment peut s'en trouver alors augmentée. En conséquence, pour un même niveau de déformation, la structure est capable d'équilibrer des sollicitations plus importantes

#### 4.4.2.5. Augmenter la résistance locale

Lorsqu'on envisage un comportement ductile de la structure, il est indispensable de garantir la position des rotules plastiques. Moyennant cette garantie afin de ne pas mettre en péril la stabilité du bâtiment, il est possible d'envisager de grands déplacements. En renforçant les zones où on ne souhaite pas voir se développer de rotules plastiques, on force ces dernières à se former à des endroits où elles ne seront pas préjudiciables à la stabilité du bâtiment.

### 4.5. ACTION DE RENFORCEMENT /REPARATION SUR LES ELEMENTS DE STRUCTURE :

#### 4.5.1. METHODES CLASSIQUES :

« Les éléments structuraux, dépendent de leur résistance sismique souhaitable, les dommages peuvent être réparés ou renforcés avec l'injection de résine, remplacement des pièces endommagées, de chemisage en B/A, ou acier . La clé du succès de la procédure de réhabilitation doit atteindre un degré élevé d'adhérence entre le béton existant et le nouveau. Ceci peut être accompli comme suit :

- En rendant la surface du béton existant rugueuse ;
- En enduisant la surface avant le bétonnage par l'époxy ou autre résine ;
- La ductilité des éléments réparés est améliorée par le confinement approprié avec les cerces étroitement espacés, avec le chemisage en acier, avec le chemisage de matières composites, et ainsi de suite ». (Prof. Dr. Amar KASSOUL, **Vulnérabilité et Réhabilitation des Structures (2014/2015) – MASTER Génie Civil – Option : SCI**)

#### 4.5.1.1. Méthode d'injection de résine :

L'injection de résine et les mortiers de résine sont appliqués seulement pour la réparation des poteaux avec de petites fissures ou écaillages, sans écrasement du béton ou le flambement des armatures ». (Prof. Dr. Amar KASSOUL, **Vulnérabilité et Réhabilitation des Structures (2014/2015) – MASTER Génie Civil – Option : SCI**)

#### 4.5.1.1.1. Évolution de la largeur des fissures :

« L'activité d'une fissure se caractérise par la variation ou la stabilité de son ouverture dans le temps.

#### ➤ **Fissures passives ou mortes :**

Leur ouverture ne varie plus dans le temps, quelles que soient les conditions de température, d'hygrométrie ou de sollicitation de l'ouvrage. Ce type de comportement des fissures est très rare, car les ouvrages subissent toujours plus ou moins de variations dimensionnelles sous l'effet de l'évolution des conditions thermiques.

#### ➤ **Fissures stabilisées :**

Leur ouverture varie dans le temps dans des limites connues. Souvent leur mouvement suit une évolution cyclique, liée aux variations thermo-hygrométriques que subit l'ouvrage.

- **Fissures actives ou évolutives :** ces fissures continuent à évoluer car les mouvements qui les ont fait naître ne sont pas stabilisés (par exemple, tassements différentiels de fondation). »

source : (BETBEDER-MATIBET.J et Jean-Louis DOURY, **Constructions parasismiques. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction. Fichier PDF**).

#### ➤ 4.5.1.1.2. Réparation des fissures :

Quatre procédés permettent de traiter les fissures.

4.5.1.1.2.1. **Pontage et protection localisés** : Cette technique consiste à recouvrir en surface des fissures, actives ou non, pour assurer l'étanchéité à la structure. Cette intervention permet, si nécessaire, la pose d'un revêtement de finition.

4.5.1.1.2.2. **Calfeutrement** : c'est un colmatage avec des produits souples en profondeur pour assurer une étanchéité des fissures à l'eau ou à l'air, ou pour éviter des pénétrations de matières solides risquant de gêner le mouvement de la fissure ou du joint

4.5.1.1.2.3. **Injection** : Il s'agit de faire pénétrer dans les fissures un produit susceptible de créer une liaison mécanique et/ou une étanchéité entre les parties disjointes.



Photo.28. **Injection de résines dans le bas d'un mur pour bloquer les remontées capillaires imperméabilité.**

Source : [www.tecnisec.fr](http://www.tecnisec.fr)

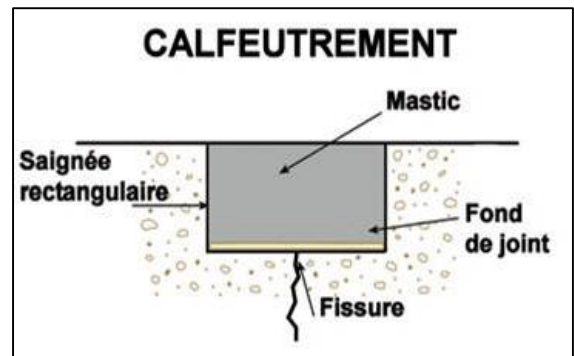


Fig.29. **Calfeutrement d'une fissure.**

Source : [www.gramme.be](http://www.gramme.be)

4.5.1.1.2.4. **Traitement généralisé** ce traitement assure une ou plusieurs des fonctions suivantes :

- Esthétique
- Imperméabilisation
- Etanchéité

#### 4.5.1.1.3. Produits et méthode de réparation :

##### 4.5.1.1.3.1. **Recommandations préconisées par un fabricant de résine (SIKA)**

Avant d'entreprendre un traitement, on doit analyser les causes de la fissuration, cette société conseille de distinguer les fissures actives vivantes et les fissures stabilisées ou mortes.

##### **A. Fissures actives :**

Elles doivent être traitées comme un joint de dilatation :

- on ouvre la fissure en V ou en U, de préférence à la scie à béton ;
- on insère un fond de joint, par exemple du polyéthylène ;
- on applique un mastic élastomère, par exemple un polyuréthane à un composant.

De cette façon, la fissure est protégée contre les infiltrations d'humidité et d'air.

Si la fissure active est dans une paroi soumise à une pression d'eau (cas d'un réservoir ou d'un cuvelage), on injectera en profondeur une résine formant un gel élastique.

## B. Fissures stabilisées :

Elles sont traitées par injection profonde avec des résines époxydes : on rétablit ainsi la continuité du béton permettant la transmission des contraintes mécaniques.

Après avoir mis en place les injecteurs le long de la fissure préalablement obturée superficiellement, on fait pénétrer la résine en partie basse de façon à laisser l'air s'échapper en partie haute. De proche en proche on injecte la totalité de la fissure.

La résine injectée doit avoir une faible viscosité, c'est-à-dire être très fluide et avoir un bon pouvoir mouillant. Sa durée pratique d'utilisation doit être adaptée aux conditions d'emploi.

### 4.5.1.2. Méthode de remplacement du béton et de l'acier endommagés (Méthode de la section équivalente) :

La méthode de la section équivalente, où l'enlèvement et le remplacement, est appliquée sur les poteaux avec un degré élevé de dommages, écrasement du béton, rupture des cadres et flambement des armatures longitudinales. Naturellement, avant de mener un tel travail, un système provisoire d'étayement est toujours fourni pour supporter les charges du poteau. Puis, si l'échec du béton est seulement superficiel, l'enlèvement pratique et la réparation sont effectués autrement, si c'est un échec total il y a un enlèvement complet des matériaux, le placement de nouvelles armatures longitudinales avec la soudure, placement de nouveaux cadres étroitement espacés et de bétonnage, il faut s'assurer d'une bonne reprise de l'ancien et du nouveau béton.

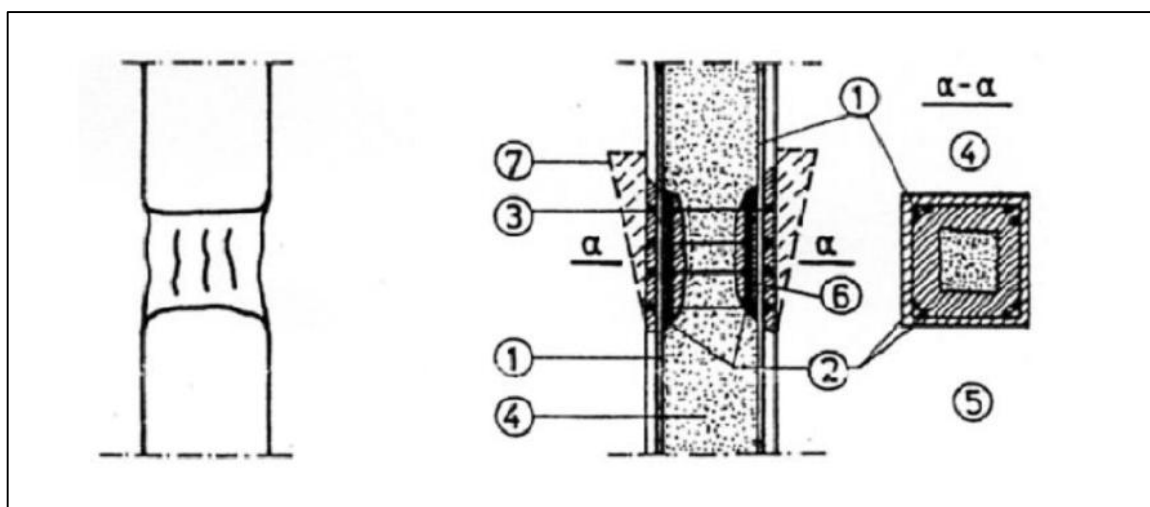


Fig.30. **Méthode de la section équivalente.**

Source : Prof. Dr. Amar KASSOUL, Vulnérabilité et Réhabilitation des Structures (2014/2015) – MASTER Génie Civil – Option : SCI .p13

### 4.5.1.3. Chemisage en béton armé

Le chemisage en béton armé est appliqué sur le périmètre des poteaux, voiles, poutres et murs, ou parfois d'un ou plusieurs côtés selon les besoins suivants :

- Augmentation de la portance ;
- Augmentation de la résistance en flexion et/ou au cisaillement ;
- Augmentation de la capacité de déformation ;
- Amélioration de la résistance des jonctions et des nœuds.

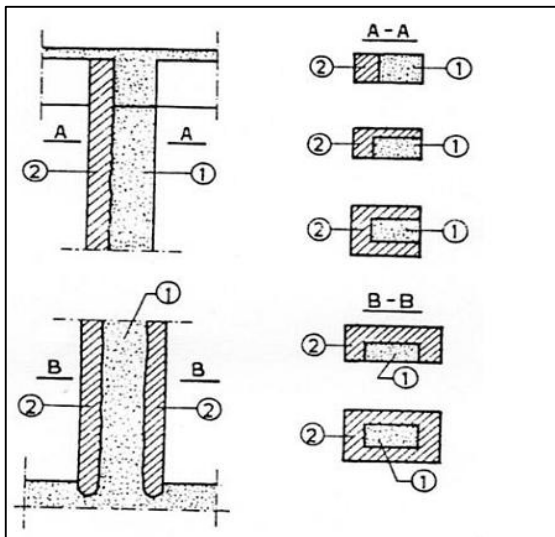


Fig.31. Différents arrangements de chemisage des poutres en BA .1-le poteau existant et 2-la façon de chemisage.

Source : Prof. Dr. Amar KASSOUL, Vulnérabilité et Réhabilitation des Structures (2014/2015) – MASTER Génie Civil – Option : SCI .p14

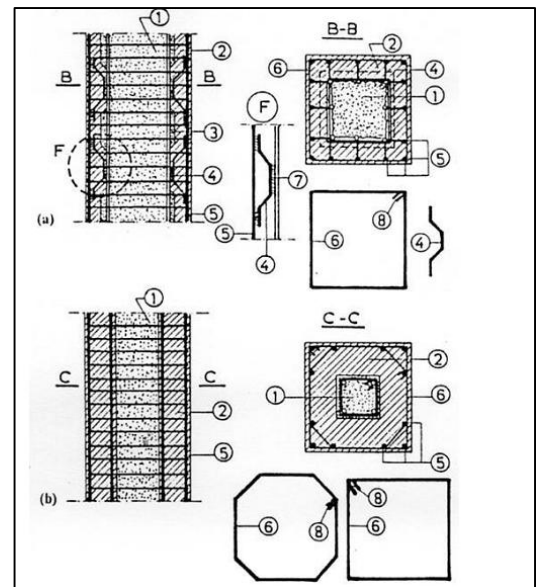


Fig.32. Connexions de l'ancienne et les nouvelles armatures de chemisage

source : Prof. Dr. Amar KASSOUL, Vulnérabilité et Réhabilitation des Structures (2014/2015) – MASTER Génie Civil – Option : SCI .p15

#### 4.5.1.4. Chemisage en acier :

« Les chemisages en acier sont appliqués principalement aux poteaux afin d'augmenter leur résistance à l'effort tranchant . Ils peuvent également être considérés comme contribuant à l'augmentation de la ductilité par le confinement qu'ils apportent. Les chemisages en acier disposés autour des poteaux rectangulaires sont généralement constitués de quatre cornières auxquelles sont soudées soit des plaques en acier continues, soit des bandes d'acier horizontales discontinues plus épaisses. Les cornières peuvent être collées au béton par l'intermédiaire d'un liant époxydique ou peuvent y être plaquées, sans aucun espace sur toute leur hauteur. Les bandes peuvent être soumises à un traitement thermique préalable au soudage, afin d'assurer par la suite un certain confinement positif du poteau. » (Prof. Dr. Amar KASSOUL, Vulnérabilité et Réhabilitation des Structures (2014/2015) – MASTER Génie Civil – Option : SCI .p17).



Photo.29. Chemisage en acier d'un poteau.

Source : Dr ATTARI.N, cours de structure S8.EPAU, 2014/2015

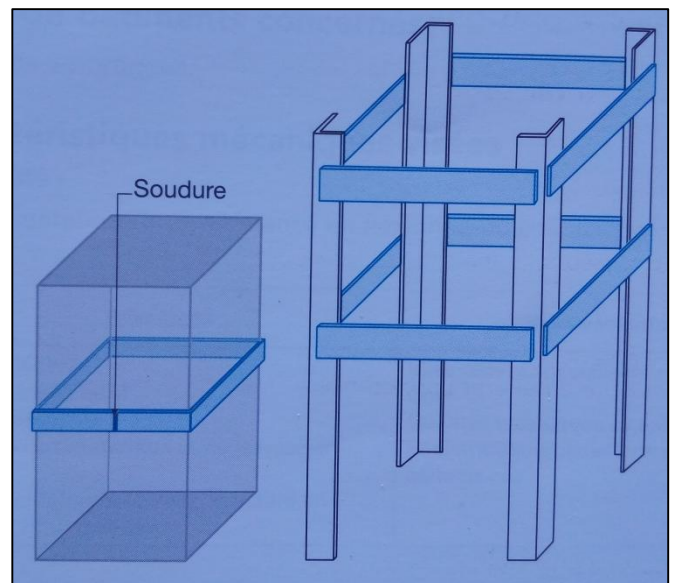


Photo.33. Détail du chemisage en acier d'un poteau.

Source : Guide construction parasismique, Groupe de travail AFPS, CSTB, mars2013. P77

« Ceci dit on peut remplacer le béton par des lames métalliques (plats) collées sur le poteau de façon à former des anneaux en cernant le poteau dans les zones faibles. Par contre il faut donner la forme de la section du poteau au plat avant la pose et veiller à ce qu'il n'y ait pas de jeu pour que le collage soit efficace.

Dans le cas où on souhaite aussi améliorer la résistance en flexion, on peut coller des cornières dans les angles du poteau, encerclés par des anneaux en plats métalliques visant à éviter leur flambement. Le renforcement fonctionne comme un ferrailage (longitudinal et transversal). Il convient de vérifier les propriétés d'adhérence de la colle pour assurer une bonne cohésion et la transmission des efforts. Du fait de leur position à l'extérieur du poteau et de la section d'acier mise en œuvre, le gain en résistance peut être très élevé. Vérifier absolument que le reste de la structure peut le supporter. Un dispositif de serrage des anneaux doit être mis en place pour les maintenir et les fermer.» (Groupe de travail AFPS-CSTB, ANNEXES, Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme, CSTB édition, Mars 2013, p 77)

#### 4.5.1.5. **Renfort de structures en béton dégradées par corrosion des armatures :**

La perte de résistance d'une structure suite à la corrosion des armatures est une problématique différente des dommages de nature mécanique (exemple un séisme). Une fissure provoquée par la corrosion d'armatures ne doit pas être comblée par de la résine, comme c'est le cas pour des fissures d'origine mécaniques ; cela peut être en effet fortement préjudiciable générant des élévations de contraintes internes par le blocage de l'expansion des éléments corrodés. Avant d'effectuer une réparation, il est ainsi conseillé de suivre pas à pas une méthodologie rigoureuse, dont les étapes sont :

- A. **Identification des zones corrodées ;**
- B. **Assainissement de la structure :**
  - B.1. Nettoyage et extraction du béton endommagé
  - B.2. Nettoyage des oxydes de fer (rouille) et autres substances générées par les armatures
  - B.3. Remplacement ou ajout d'armatures
- C. **Passivation des armatures**
- D. **Application de l'interface adhérente**
- E. **Régénération du béton**
- F. **Application éventuelle d'un revêtement pour une protection superficielle**

Les techniques utilisées dans chacune de ces phases peuvent varier selon l'état de la structure. Une bonne inspection des zones corrodées et de la structure est donc nécessaire pour déterminer les méthodes adéquates : accessibilité, détermination de l'agent agressif, distribution des



Photo.30. **Dégradation du béton due à l'insuffisance d'épaisseur d'enrobage.**

Source : (BETBEDER-MATIBET.J et Jean-Louis DOURY, Constructions parasismiques. Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction. Fichier PDF).

efforts et des déformations appliquées à l'élément, etc. L'expérience acquise au cours des années est aussi un atout majeur au moment de planifier la réhabilitation.

#### 4.5.1.5.1. Dispositions préventives contre la corrosion

« Les facteurs essentiels sont l'épaisseur et la qualité du béton d'enrobage de l'acier. Les recommandations pour l'épaisseur du béton de recouvrement sont les suivantes :

- Pour les ouvrages au voisinage de la mer (chlorures), l'épaisseur, d'enrobage doit être au moins de 4 cm.
- Pour les parements non coffrés susceptibles d'être soumis à des actions agressives, l'enrobage doit être au moins de 3 cm.
- Pour les autres régions près des parements exposés aux intempéries, aux condensations ou au contact d'un liquide, il est nécessaire d'avoir au moins 2 cm.
- Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos, non exposées aux condensations, on impose au moins 1 cm.

La constitution de ce béton doit respecter les impératifs suivants :

Le dosage en ciment doit être suffisant pour réaliser un béton qui englobe parfaitement les granulats (au moins 350 à 400 kg/m<sup>3</sup>) ; la nature du ciment dépend de sa compatibilité avec l'adjuvant. Les ciments suivants sont compatibles : CPA, CPAL, CPF et CLK. » (BETBEDER-MATIBET.J et Jean-Louis DOURY, **Constructions parasismiques. Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction. Fichier PDF**).

#### 4.5.2. EXEMPLES D'APPLICATIONS DES METHODES CLASSIQUES SUR DES ELEMENTS DE STRUCTURE :

##### 4.5.2.1. Chemisage des poteaux :

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

Dans les cas habituel de chemisages sur le périmètre, l'action composée de l'ancien et le nouveau béton est parfois assurée seulement par la liaison naturelle des deux matériaux, qui peuvent être renforcés avec la rugosité de l'ancienne surface, et parfois ils sont renforcés en soudant quelques barres repliées vers le haut entre les armatures longitudinales existante et les nouvelles . Ce raccordement est nécessaire quand le poteau est détérioré complètement ou quand sa hauteur est trop grande, dans ce cas il y a un danger de flambement des nouvelles armatures longitudinales.

Afin d'évaluer la résistance et les capacités de déformation des éléments chemisés, les hypothèses simplificatrices approximatives suivantes peuvent être prises :

- Le comportement de l'élément chemisé est monolithique, avec un comportement mixte complet des bétons ancien et ajouté,
- Il n'est pas tenu compte du fait que l'effort normal s'applique à l'origine uniquement à l'ancien élément de structure, et l'effort normal total est supposé agir sur l'élément chemisé. » (KASSOUL Amar, cour : **vulnérabilité et réhabilitation des structures, UNIVERSITE HASSIBA BEN BOUALI DE CHLEF, p14, 15**)



Photo.31. Chemisage d'un poteau en béton armé

Source : Dr ATTARIN, cours de structure S8.EPAU, 2014/2015

#### 4.5.2.1.1. Objectifs :

- « Améliorer la ductilité du poteau ou de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques. En effet ces zones proches des nœuds sont souvent insuffisamment frettées. Les cadres empêchent également les armatures de flamber. Il faut néanmoins veiller à ne pas augmenter la raideur des poteaux traités, sinon ils vont reprendre plus de charges et risquent de devenir sous dimensionnés. Une solution consiste à utiliser seulement des cadres, sans armatures longitudinales de sorte que l'augmentation de résistance en flexion apportée par le renforcement soit négligeable.
- Garantir la localisation des rotules plastiques. On utilise un ferrailage classique (longitudinal et cadres), pour renforcer aussi la résistance du poteau en flexion dans le but de sur dimensionner le poteau ; on souhaite en effet que les rotules plastiques se forment dans la poutre. Cette technique entraîne une redistribution des efforts du fait que le poteau a une plus grande raideur ; il faut alors vérifier l'ensemble de la structure par un calcul d'ensemble intégrant le renforcement. »  
(Groupe de travail AFPS-CSTB, ANNEXES, Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme, CSTB édition, Mars 2013, p 88)

#### 4.5.2.2. Chemisage des poutres en béton armé :

Cette technique consiste à recréer la partie inférieure de la poutre en béton armé. Elle est utilisée pour augmenter et assurer la ductilité, le confinement et l'augmentation de la résistance en flexion et/ou à l'effort tranchant de la poutre. (Groupe de travail AFPS-CSTB, ANNEXES, Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme, CSTB édition, Mars 2013, p 90).

Le principal problème est que, pour qu'il y ait adhérence il faut avoir recours à la technologie pour garantir la réussite de l'opération, à cet effet il faut savoir que les techniques traditionnelles ne permettent pas d'avoir une bonne adhérence entre l'ancien et le nouveau béton, ainsi la projection du béton à l'aide d'une machine de projection du béton est nécessaire.

##### 4.5.2.2.1. Le béton projeté :

Cette technique, est utilisée tant pour le renforcement de structures insuffisantes ou défaillantes que pour la réparation d'ouvrage endommagés. Elle exige pour sa mise en œuvre un personnel spécialisé. Le béton projeté peut être, ou non, combiné avec l'adjonction d'armatures complémentaires. (Dr ATTARIN, cours : Risques, Réhabilitation et réduction de la vulnérabilité du bâti. EPAU .2014/2015).

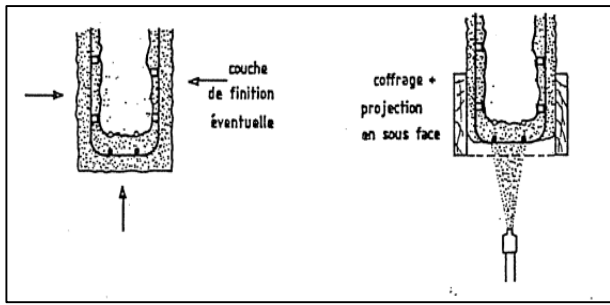


Fig.34. Exemple de réparation de poutre par le béton projeté.

Source : André PLUMIER, Pathologies et réparation structurelles des constructions, partie3, Edition 2006, P197

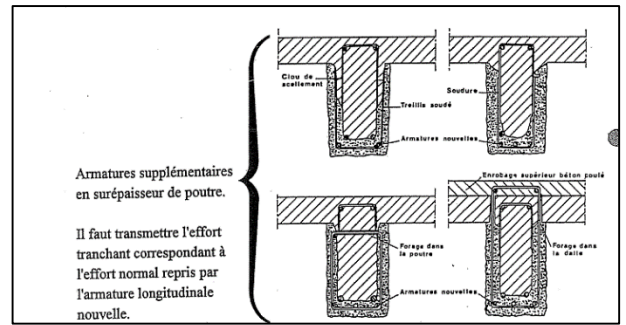


Fig.35. Chemisage d'une poutre en béton armé

source : André PLUMIER, Pathologies et réparation structurelles des constructions, partie3, Edition 2006, P212



Photo.32. Projection de béton pour le chemisage d'une poutre en béton.

Source : www.romoeufsubsea.fr



photo.33. Aspect, d'un plancher et de poutres renforcés par chemisage en béton, grâce à la technique de projection de béton.

Source : www.romoeufsubsea.fr

#### 4.5.2.3. Renfort de planchers et dalles en béton armé :

« Le renfort de ce type d'éléments constructifs est sensiblement différent de celui des éléments précédents. Les planchers et dalles nécessitent le renfort de grandes surfaces en plus de devoir déposer les revêtements de sol et cloisons. Ces aspects entraînent des coûts de renforts importants. »

(www.nobatek.com, REFHORM, Fonds Commun Aquitaine-Euskadi 2008, rapport final)

##### 4.5.2.3.1. Renfort de planchers et dalles en flexion :

Ce type de renfort se base sur une armature additionnelle sur une des deux faces du plancher par enrobage ou par collage de bandes d'acier au moyen de résines époxy.

##### 4.5.2.3.1.1. Renforts par enrobage supérieur

« Cette technique est recommandée pour des planchers continus. Le transfert d'efforts entre le plancher et son renfort est garanti par leur grande surface de contact et la répartition des efforts tangentiels. En cas de concentrations de contraintes on favorise l'union entre plancher et renfort avec des résines. » (www.nobatek.com, REFHORM, Fonds Commun Aquitaine-Euskadi 2008, rapport final)

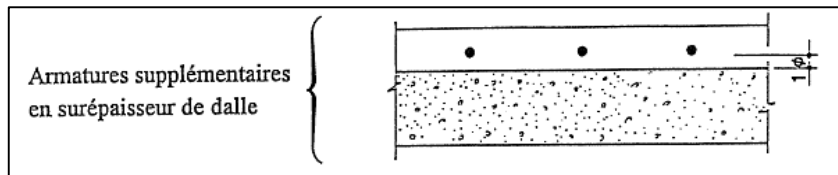


Fig.36. **Renfort de plancher par enrobage supérieur.**

Source : André PLUMIER, Pathologies et réparation structurelles des constructions, partie3, Edition 2006, P212

#### 4.5.2.3.1.2. **Renforts par enrobage inférieur :**

« Le renfort par enrobage inférieur se réalise par projection de béton ou par application de mortier après mise en place des armatures de renfort. En comparaison avec le système de renfort précédent, l'enrobage inférieur n'est pas communément employé. Son exécution ne requiert pas la dépose des revêtements de sol et est sensiblement moins laborieuse que la précédente solution. Apparaissent cependant des problèmes de transmission d'efforts ; il faut donc garantir la liaison entre l'élément et son renfort. Le transfert d'efforts entre le plancher et son renfort est garanti par leur grande surface de contact et la grande répartition des efforts tangentiels. »

([www.nobatek.com](http://www.nobatek.com), REFHORM, Fonds Commun Aquitaine-Euskadi 2008, rapport final)



Photo.34. **Renfort de dalle par enrobage inférieur/chemisage.**

Source : [www.romoeufsubsea.fr](http://www.romoeufsubsea.fr)

#### 4.5.2.3.1.3. **Renfort par bandes d'aciers collées :**

Ce type de renfort requiert des adhésifs de grande qualité ; les plus utilisées sont les résines époxy. Cette méthode est principalement utilisée pour des planchers isostatiques à nervures ou possédant des éléments d'allégement. Le renfort par bandes collées présente le problème de la concentration de contraintes, puisque la surface de contact est relativement faible. La qualité de l'adhésif est ainsi essentielle. ([www.nobatek.com](http://www.nobatek.com), REFHORM, Fonds Commun Aquitaine-Euskadi 2008, rapport final)



Photo.35. **Renfort de plancher par bandes d'acier collé.**

Source : [www.forbetonest.com](http://www.forbetonest.com)

#### 4.5.2.4. **Rajout de mur de contreventement** :

4.5.2.4.1. « **Domaine de renforcement** : contreventement

4.5.2.4.2. **Types de bâtiments concernés** : Tous type de bâtiments

4.5.2.4.3. **Caractéristiques mécaniques visées** :

- Reprise des efforts horizontaux
- Raideur d'ensemble du bâtiment
- Diminution de l'effet de torsion. » (Groupe de travail AFPS-CSTB, ANNEXES, Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme, CSTB édition, Mars 2013, p 77)



Photo.36. **Ajout de mur de contreventement**

source : Dr ATTARIN. Cours : Risques, Réhabilitation et réduction de la vulnérabilité du bâti. EPAU .2014/2015

### **4.5.3. LES METHODES MODERNES DE RENFORCEMENT (LA TECHNOLOGIES SERVICE DE LA REHABILITATION) :**

#### **4.5.3.1. Polymère renforcé de fibres (FRP) :**

Le développement de la science des matériaux a permis l'apparition du concept de « composite ». Le monde de la construction, non étranger à cette évolution, a employé très tôt ces matériaux composites au travers de ses technologies et techniques. Dans le domaine du renforcement et de la réhabilitation, le FRP (Fibres Reinforced Polymer) est le matériau dont l'irruption a été la plus marquée. 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. (www.nobatek.com,REFHORM, Fonds Commun Aquitaine-Euskadi 2008, rapport final).

#### **4.5.3.2. Le matériau**

« Le FRP étant un composite, une bonne compatibilité entre les divers matériaux qui le composent est exigée mais aussi avec l'élément à renforcer : en effet, une matrice compatible avec les fibres peut être incompatible avec la structure support. Un autre aspect fondamental dans le choix des matériaux constitutifs du FRP est l'état de tension dans lequel il va être introduit et le comportement attendu de ce renforcement en usage : travail en compression, charges latérales, etc. Pour cela, des expérimentations sur le béton et autres structures de pose ont permis d'établir, pour des applications données, les meilleures combinaisons en terme de composition. Ce paragraphe traite brièvement des trois différents éléments constitutifs : les fibres, la matrice et charge ou additif. » (www.nobatek.com,REFHORM, Fonds Commun Aquitaine-Euskadi 2008, rapport final)

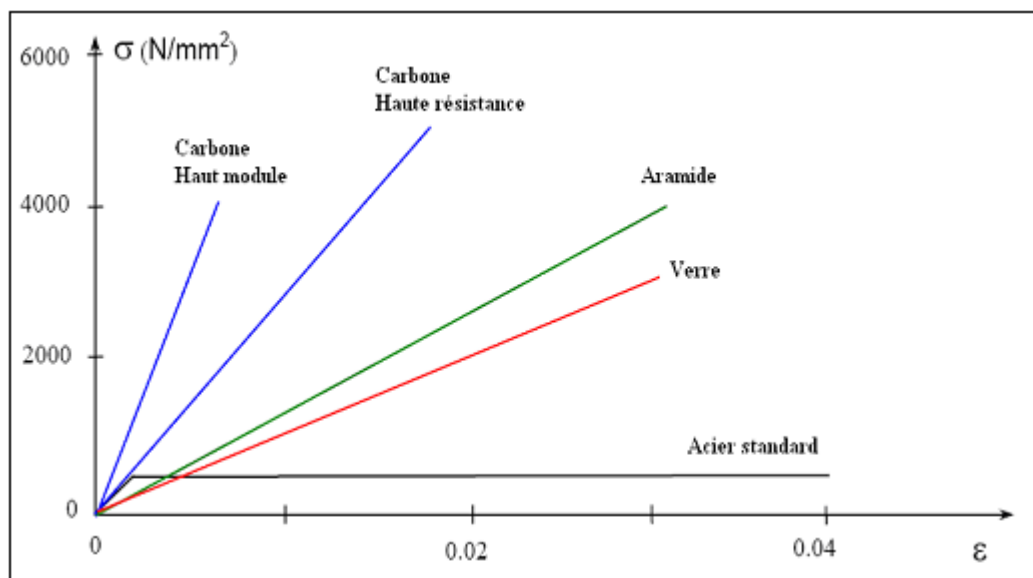


Fig.37. Courbe contrainte-déformation de différentes fibres.

Source : (www.nobatek.com,REFHORM, Fonds Commun Aquitaine-Euskadi 2008, rapport final)

#### **4.5.3.3. Les fibres :**

« Les fibres constituent le principal élément résistant du FRP. Leur diamètre varie entre 5 et 25  $\mu\text{m}$ . Elles présentent une bonne résistance à la traction en même temps qu'un comportement élastique

linéaire jusqu'à leur rupture. Au niveau de leur nature chimique, elles peuvent être de carbone (CFRP), de verre (GFRP), d'acier, d'aramide (AFRP) ou de basalte. Différentes type de fibres (longueur, composition) sont disponibles pour chaque nature chimique différente, comme suit :

- **Fibres minérales** : verre, carbone.
- **Fibres organiques** : kevlar, polyamide.
- **Fibres métalliques** : bore, aluminium

Les fibres de carbone peuvent être obtenues à partir de brut de pétrole ou de charbon, ou bien de manière synthétique au moyen de poly-acrylonitrile. Ces dernières possèdent de meilleures caractéristiques mécaniques que les précédentes.

Les fibres de verre présentent une plus faible résistance mécanique mais une plus grande déformabilité, ce qui les rend attrayantes pour certaines utilisations. Le plus grand inconvénient des fibres de verre reste leur dégradation par des phases alcalines si elles ne sont pas correctement protégées.

Les fibres d'aramide ont une structure anisotrope : leurs caractéristiques mécaniques se trouvent à un niveau intermédiaire entre les deux matériaux précédents (**voir tableau** ). »  
(www.nobatek.com,REFHORM, Fonds Commun Aquitaine-Euskadi 2008, rapport final)

Matériau	Module élastique (kN.mm <sup>-2</sup> )	Résistance à la rupture (N.mm <sup>-2</sup> )	Déformation à la rupture (%)
<b>Carbone</b>			
Haute résistance	215 – 235	3500 – 4800	1,4 – 2,0
Ultra haute résistance	215 – 235	3500 – 6000	1,5 – 2,3
Haut module	350 – 500	2500 – 3100	0,5 – 0,9
Ultra haut module	500 – 700	2100 – 2400	0,2 – 0,4
<b>Verre</b>			
E	70 – 75	1900 – 3000	3,0 – 4,5
AS	70 – 75	1900 – 3000	3,0 – 4,5
R	85 – 90	3500 – 4800	4,5 – 5,5
<b>Aramide</b>			
Faible module	70 – 80	3500 - 4100	4,3 – 5,0
Haut module	115 - 130	3500 - 4100	2,5 – 3,5

Tableau.3. **Caractéristiques mécaniques de différentes fibres en fonction de leur type.**  
Source : (www.nobatek.com,REFHORM, Fonds Commun Aquitaine-Euskadi 2008, rapport final)

#### 4.5.3.4. **Architecture des renforts** :

« Les structures composites sont anisotropes. La plupart des renforts travaillent bien en traction, mais offrent de moins bonnes performances en compression et cisaillement. Il est donc impératif de jouer sur la texture et la géométrie des renforts pour créer une architecture adaptée.

Il existe différentes géométries et textures de renforts :

4.5.3.4.1. **Les unidirectionnels (UD)** : Dans une nappe UD, les fibres sont assemblées parallèlement les unes par rapport aux autres à l'aide d'une trame très légère.

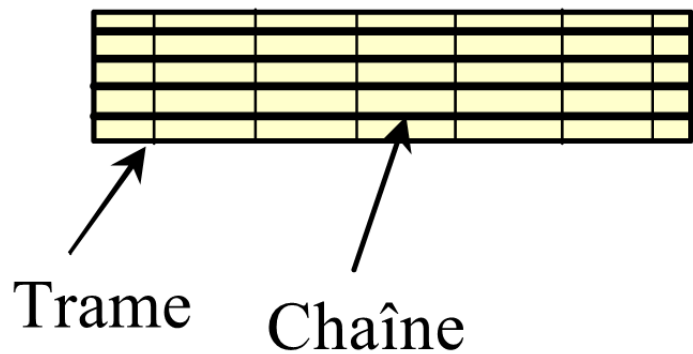
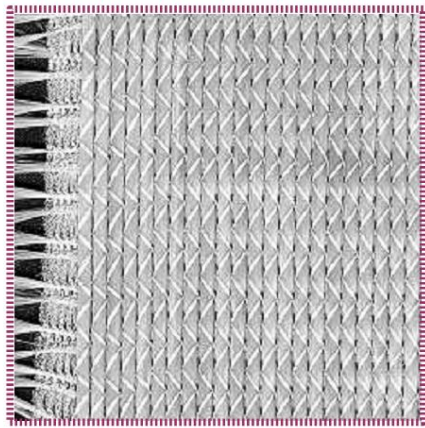


Fig.38. **Texture de renforts unidirectionnels.**

Source : (www.nobatek.com,REFHORM, Fonds Commun Aquitaine-Euskadi 2008, rapport final)

Les tissus se composent de fils de chaîne et de trame perpendiculaires entre eux. Le mode d'entrecroisement ou armure les caractérise.

4.5.3.4.1.1. **Toile ou taffetas** : Chaque fil de chaîne passe dessus puis dessous chaque fil de trame, et réciproquement. Le tissu présente une bonne planéité et une relative rigidité, mais est peu déformable pour la mise en œuvre. Les nombreux entrecroisements successifs génèrent un embuvage important et réduisent les propriétés mécaniques.

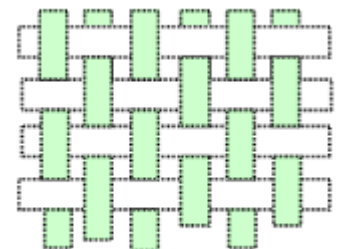


Fig.39. **Toile en taffetas**

4.5.3.4.1.2. **Serge** : Chaque fil de chaîne flotte au-dessus de plusieurs (n) fils de trame et chaque fil de trame flotte au-dessus de (m) fils de chaîne. Armure de plus grande souplesse que le taffetas ayant une bonne densité de fils. Ci-contre, un sergé 2/2.

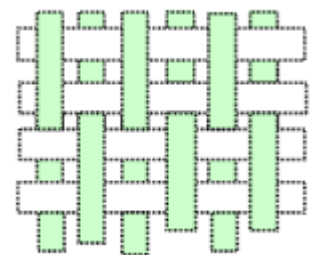


Fig.40. **Toile serge**

4.5.3.4.1.3. **Satin** : Chaque fil de chaîne flotte au-dessus de plusieurs (n-1) fils de trame et réciproquement. Ces tissus ont des aspects différents de chaque côté. Ces tissus sont assez souples et adaptés à la mise en forme de pièces à surfaces complexes. Ce type de tissus présente une forte masse spécifique.

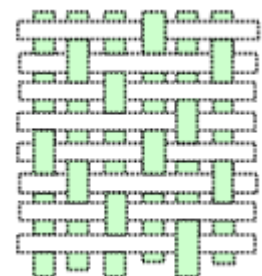


Fig.41. **Toile satin**

#### 4.5.3.4.2. Les bi ou tridimensionnelle

Comme un tissu est difficilement déformable sur une surface gauche, on réalise également pour des utilisations spécifiques de l'armure **bi ou tridimensionnelle**.

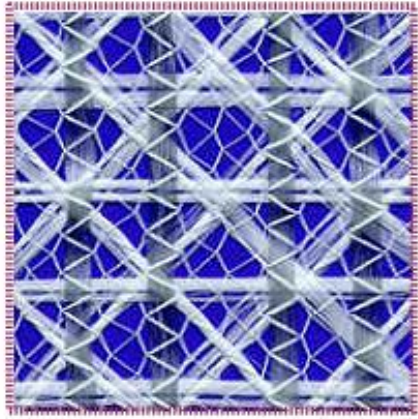


Fig.42. **Armatures tri directionnelles.**

Source : (www.nobatek.com,REFHORM, Fonds Commun Aquitaine-Euskadi 2008, rapport final)

#### 4.5.3.4.3. **Les structures hybrides** :

Il est également possible de réaliser des structures de renforts hybrides en tissant des fibres de natures différentes ou, en superposant des tissus ou nappes de renforts de fibres différentes.



Fig.43. **Tissu hybride carbone – aramide**

Source : (www.nobatek.com,REFHORM, Fonds Commun Aquitaine-Euskadi 2008, rapport final)

#### 4.5.3.5. **La matrice**

La matrice d'un FRP est un polymère, thermodurcissable (le plus fréquent) 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. La nature du matériau matriciel est déterminante car elle contribue à la résistance transversale et à l'effort tranchant. Le processus d'application du renfort dépend essentiellement de la matrice et de ses propriétés comme sa température de traitement, sa viscosité ou sa réactivité. Les résines époxy, vinyles, polyesters et phénoliques sont les plus utilisées en tant que polymère thermostable du fait de leur bonne résistance à l'attaque chimique. L'utilisation du renforcement conditionne aussi le produit à employer. 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.

#### 4.5.3.6. **L'additif ou charge** :

Il est désigné sous le nom général de charge ou additif toute substance inerte, minérale, ou végétale qui incorporée à la résine, permet de modifier de manière sensible les propriétés mécaniques, électriques ou

thermiques, d'améliorer l'aspect de surface, de réduire le prix de revient du matériau transformé ou de faciliter la mise en œuvre du matériau composite.

À l'inverse des matrices thermoplastiques (TP), les matrices thermodurcissables (TD) contiennent toujours des charges de nature et de forme variées, à des taux souvent élevés pouvant atteindre 60% en termes de masse. Pour une résine donnée, le choix des charges ou des additifs est déterminé en fonction des modifications recherchées, d'une manière générale ce choix devra satisfaire un certain nombre d'exigences :

- Compatibilité avec la résine de base ;
- Uniformité de qualité et de granulométrie ;
- Faible action abrasive ;
- Bas prix de revient.

#### 4.5.3.6.1. **Les charge** :

Il y a plusieurs types de charges :

##### 4.5.3.6.1.1. **Les charges organiques** :

Les charges cellulosiques utilisées comme étant des charges de résines thermodurcissables. Ces avantages sont d'un coût peu élevé et d'une faible densité.

##### 4.5.3.6.1.2. **Les charges minérales** :

Sont les craies et les carbonates : Les craies sont à 99% de calcite, de la silice et d'autres minéraux, Les carbonates de calcium ou de magnésium, sont utilisés comme des charges et aussi comme des retardataires de flamme.

##### 4.5.3.6.1.3. **Oxydes et hydrates métalliques** :

Poudre et micro sphères : L'alumine, les oxydes de zinc, de magnésium et de titane sont utilisés sous forme de poudre fine. Ils permettent de diminuer le prix de revient et augmenter la densité de la matière élastique.

##### 4.5.3.6.2. **Les Additifs** :

Les additifs se trouvent en faible quantité, quelques pourcentages de moins, par contre les charges peuvent atteindre des dizaines de pourcentage et interviennent comme étant :

- Lubrifiants et agents de démoulage
- Pigments et colorants
- Agents anti-retraits
- Agents anti- ultraviolet » ([www.materiatech-carma.net](http://www.materiatech-carma.net))

Critères	Fibres de carbone	Fibres d'aramide	Fibres de verre
Résistance à la traction	Très bonne	Très bonne	Très bonne
Résistance à la compression	Très bonne	Inadéquate	Bonne
Module d'élasticité	Très bon	Bon	Adéquat
Comportement à long terme	Très bon	Bon	Adéquat
Comportement à la fatigue	Excellent	Bon	Adéquat
Densité	Bonne	Excellente	Adéquate
Résistance alcaline	Très bonne	Bonne	Inadéquate
Prix	Adéquat	Adéquat	Très bon

Tableau.4. **Tableau de comparaison qualitative entre fibres.**

Source : (www.materiatech-carma.net)

#### 4.5.3.7. **Exemples d'applications des techniques modernes :**

##### 4.5.3.7.1. **Renforcement des poteaux par fibres de carbone :**

###### 4.5.3.7.1.1. **Caractéristiques mécaniques visées**

- Ductilité.
- Confinement.
- Augmentation de la résistance en compression et en flexion (en travée).

###### 4.5.3.7.1.2. **Mise en œuvre pratique :**

###### a. **Préparation du support**

- Décaper le poteau pour enlever le revêtement et faire apparaître le béton brut ;
- Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières.

###### b. **Mise en œuvre des fibres**

- Encoller l'élément dans les zones critiques/ puis positionner les fibres en les tendant pour améliorer l'adhérence ;
- Passer le rouleau pour éliminer les bulles ;
- Laisser sécher.

###### c. **Finitions**

Enduire le poteau et poser le revêtement



Photo.37. **Renforcement de poteau par fibre de carbone**

source : Dr ATTARIN. Cours : Risques, Réhabilitation et réduction de la vulnérabilité du bâti. EPAU .2014/2015

Avantages	Inconvénients
Travaux légers Renforcement local Pas de masse significative Diversité des matériaux et de la mise en œuvre Pas d'affaiblissement de la structure en cours de renforcement	Coût Qualités techniques à confirmer Aucune résistance au feu Mise en œuvre spécialisée

Tableau.5. **Avantages et inconvénients du renforcement des poteaux par fibres de carbone.**

Source : Guide construction parasismique, Groupe de travail AFPS/CSTB, Mars2013, p97.

#### 4.5.3.7.2. Renforcement par fibres des poutres

##### 4.5.3.7.2.1. **Caractéristiques mécaniques visées**

- Ductilité.
- Augmentation de la résistance en flexion et au cisaillement.



Photo.38. **Renforcement de poutre par fibre de carbone**

source : [www.testtechnifor.com](http://www.testtechnifor.com)

Avantages	Inconvénients
Travaux légers Mise en œuvre local Renforcement local Pas de surcharge Diversité des matériaux et de la mise en œuvre Pas d'affaiblissement de la structure en cours de renforcement	œuvre spécialisée Coût Qualités techniques à confirmer Redistribution des efforts dans certains cas

Tableau.6. **Avantages et inconvénients du renforcement des poutres par fibres de carbone.**

Source : Guide construction parasismique, Groupe de travail AFPS/CSTB, Mars2013, p101.

##### 4.5.3.7.2.2. **Objectifs :**

Il y a trois objectifs qu'on peut atteindre avec ce type de renforcement.

- Améliorer la ductilité de la poutre ou de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques. Les fibres empêchent également les armatures de flamber. Il faut néanmoins veiller à ne pas augmenter la raideur des poutres traitées, sinon elles vont reprendre plus de charges et risquent de devenir sous dimensionnées. La solution consiste à orienter les fibres dans le sens transversal de sorte que la résistance longitudinale du renforcement soit négligeable. L'emploi de fibres sous forme de tissu est à faire avec beaucoup de précautions, car les fibres sont orientées dans les deux sens.
- Rendre non fragile. On cherche à augmenter la résistance en flexion et au cisaillement. Les fibres sont utilisées comme des armatures supplémentaires. Elles sont orientées dans le sens longitudinal pour reprendre la flexion et dans le sens transversal pour reprendre le cisaillement.
- Amélioration de la résistance locale ; recalculer la structure complète, car il y a une redistribution des efforts.

##### 4.5.3.7.2.3. **Mise en œuvre pratique**

###### **a. Préparation du support :**

- Décaper la poutre pour enlever le revêtement et faire apparaître le béton brut.

- Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières.

#### **b. Mise en œuvre des fibres :**

- Encoller l'élément, puis positionner les fibres en les tendant dans les deux sens pour améliorer l'adhérence.
- Passer le rouleau pour éliminer les bulles.
- Laisser sécher

#### **c. Finitions :**

- Boucher les ouvertures dans le remplissage avec le même matériau pour éviter la formation de points durs.
- Enduire la poutre et la partie du remplissage qui a été réparée et poser le revêtement.

### **4.5.3.7.3. Renforcement des murs :**

#### **4.5.3.7.3.1. Objectifs**

- Améliorer la ductilité du mur ou de l'ensemble de la structure en confinant les blocs de maçonnerie. Les fibres empêchent également les armatures de flamber. Si les fibres sont orientées dans les deux directions, elles augmentent la raideur du mur, qui reprend par conséquent plus de charges. Cette surcharge est à prendre en compte dans la vérification de la résistance après renforcement.

#### **4.5.3.7.3.2. Mise en œuvre pratique**

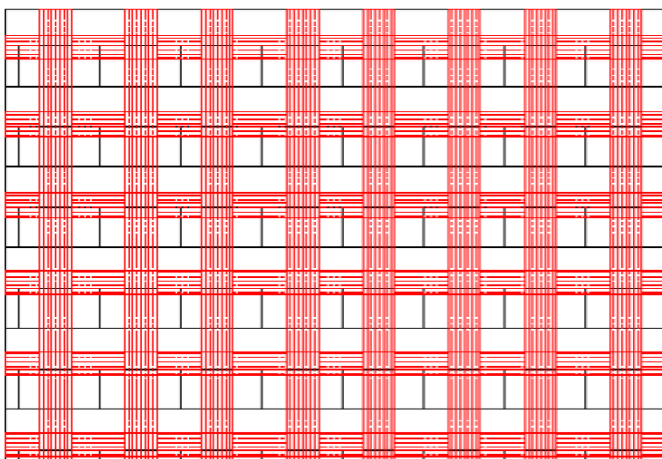
- Application d'un tissu de fibre : on utilise les fibres sous forme de toile, qu'on coupe à la dimension du mur à renforcer.
- Application de bandes orthogonales : on utilise des bandes de fibres, qu'on colle selon des directions perpendiculaires (horizontales et verticales). Dans les deux cas la mise en œuvre est identique. L'efficacité de cette technique dépend d'une bonne transmission des efforts du portique au mur le cas échéant.

#### **4.5.3.7.3.3. Application du composite**

- Encoller le mur et appliquer le composite.
- Éliminer les bulles.

#### **4.5.3.7.3.4. Finitions**

Une fois la prise effectuée, on peut enduire et poser le nouveau revêtement.



**Fig.44. Renforcement de mur par fibres de carbone.**

Source : Guide construction parasismique, ANNEXES Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme Groupe de travail AFPS/CSTB, Mars2013, p80.

#### 4.5.3.7.4. Ajout de croix de contreventement métallique

##### 4.5.3.7.4.1. **Domaine de renforcement**

Contreventement.

##### 4.5.3.7.4.2. **Types de bâtiments concernés**

- Bâtiments à portiques.
- Tous types de Bâtiments.

##### 4.5.3.7.4.3. **Caractéristiques mécaniques visées**

- Reprise des efforts horizontaux.
- Raideur d'ensemble du bâtiment.
- Diminution de l'effet de torsion.

Avantages	Inconvénients
Meilleure répartition des efforts Structure légère sans fondations propres Travaux légers	Peut-être inacceptable architecturalement Modification des espaces intérieurs Risque de créer des irrégularités en élévation Intervention lourde Nécessite un calcul complet du bâtiment Peut provoquer des désordres aux nœuds et dans les fondations

Tableau.7. **Avantages et inconvénients du rajout des croix de contreventement métalliques.**

Source : Guide construction parasismique, ANNEXES Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme Groupe de travail AFPS/CSTB, Mars2013, p94

Il s'agit d'appliquer une méthode de contreventement classique en construction métallique à une construction mixte (béton acier). La difficulté principale vient du fait que pour fonctionner efficacement, ces contreventements doivent subir une déformation. Il faut donc limiter au maximum les jeux.

- Dans la croix elle-même : on préférera les assemblages soudés même si les assemblages rivetés ou boulonnés donnent plus de ductilité.
- Entre le cadre et la structure : un relevé soigné et l'utilisation de résine époxy à l'interface permettront d'éliminer les jeux inhérents au gros œuvre.

##### 4.5.3.7.4.4. **Précautions et limites d'utilisation :**

- Vérifier la régularité en plan et en élévation.
- Vérifier les nœuds du portique (interaction avec les bielles).
- Soigner les liaisons avec la structure existante.
- Proscrire les croix perpendiculaires à la façade (flambage des portiques), sauf s'il est démontré que les efforts horizontaux qu'ils induisent dans les poteaux ne provoqueront pas leur flambement (croix montées sur des cadres, liaison soignée avec la dalle et la poutre, rôle de diaphragme satisfaisant pour le plancher).
- Recalculer l'ensemble de la structure.

##### 4.5.3.7.4.5. **Mise en place**

- ôter le revêtement de sol et les revêtements muraux à l'endroit du contreventement.
- Percer la structure selon la trame des cadres.
- Fixer les croix à l'aide de vis et de chevilles à expansion.

##### 4.5.3.7.4.6. **Finitions**

- Poser les panneaux de cloison pour cacher les croix.
- Poser le revêtement mural.

#### 4.5.3.7.4.7. Exemple de contreventement en croix :

##### 4.5.3.7.4.7.1. Croix de Saint-André :

Système très connu et courant .il transforme les efforts horizontaux du plancher supérieur en effort horizontal et verticaux aux nœuds inférieurs (efforts normaux dans les diagonales). Nécessite des nœuds de bonne qualité pour portique. En répartissant les points de fixation sur le périmètre du cadre, on répartit mieux les efforts qui transitent par celui-ci (effort horizontal).les efforts horizontaux transis aux nœuds sont donc plus faibles.

##### 4.5.3.7.4.7.2. Utilisation de croix type v inversé avec amortisseur à fluide visqueux :

###### 4.5.3.7.4.7.2.1. **Objectif**

- Il s'agit d'un système courant, il représente l'avantage de La forme en V inversé qui permet d'avoir des ouvertures et de dégager des espaces.
- Diminuer l'énergie à laquelle le bâtiment est soumis en dissipant une partie par les amortisseurs.
- Améliorer la régularité du bâtiment : une meilleure répartition des contreventements diminue la torsion d'ensemble ainsi que les différences de raideurs selon la direction.
- Augmenter la résistance d'ensemble : les nouveaux contreventements permettent à la structure de reprendre un effort horizontal plus grand.

À ce propos il faut vérifier que le ferrailage des nœuds du portique est suffisant pour supporter cette augmentation des efforts transmis.

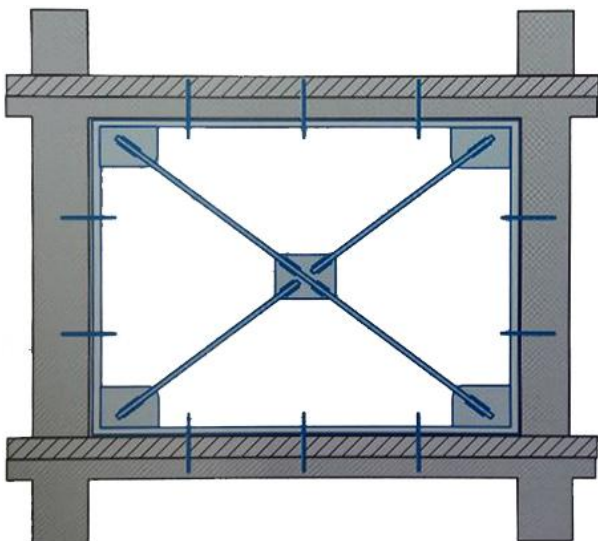


Fig.45. **Croix de Saint-André**

source : Guide construction parasismique, ANNEXES Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme Groupe de travail AFPS/CSTB, Mars2013, p95

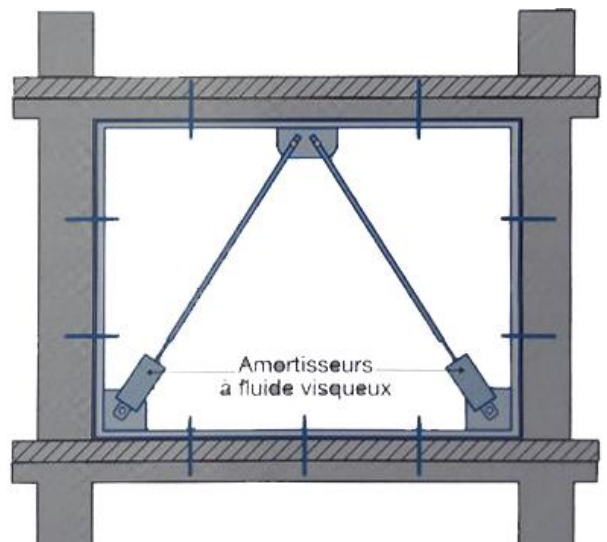


Fig.46. **Croix type v inversé avec amortisseurs.**

Source : Guide construction parasismique, ANNEXES Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme Groupe de travail AFPS/CSTB, Mars2013, p96

#### **4.6. RENFORCEMENT DES FONDATIONS – ÉLARGISSEMENT DES SEMELLES - CHAINAGE – MICROPIEUX :**

##### **4.6.1. Caractéristiques mécaniques visées :**

- Capacités portantes des fondations (augmentation de la surface portante).
- Diminution des tassements différentiels.
- Rigidité d'ensemble pour les bâtiments à semelles isolées.

##### **4.6.2. Objectifs :**

- Il s'agit d'une augmentation de la résistance globale du bâtiment.
- L'élargissement des fondations augmente leur surface portante. En conséquence, elles peuvent être soumises à un effort plus important pour le même taux de travail.
- Le chaînage des fondations donne plus de rigidité aux bâtiments fondés sur semelles isolées ou sur pieux isolés.

##### **4.6.3. Mise en œuvre pratique de l'élargissement des fondations :**

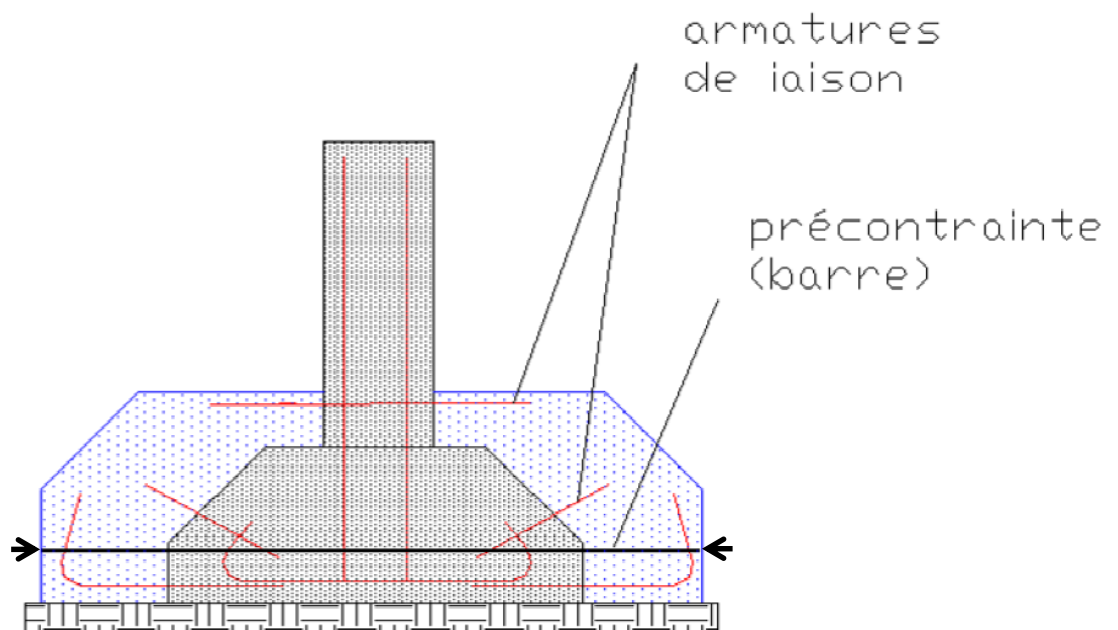
###### **4.6.3.1.Élargissement de la base par ajout de béton périphérique**

###### **4.6.3.1.1. Préparation :**

- Aménager un accès aux fondations (terrassement, sciage du dallage).

###### **4.6.3.1.2.Élargissement des fondations :**

- Dégager et nettoyer la semelle.
- Piquer ensuite le béton de parement pour garantir l'adhérence de la partie rajoutée.
- Ferrailer et coffrer l'extension de la semelle. Veiller à sceller des armatures de liaison entre la partie existante et la nouvelle.
- Ajouter des colliers métalliques pour les poteaux, et éventuellement de la précontrainte transversale pour lier les deux parties



**Fig.47. Renforcement des semelles : élargissement de la semelle par rajout de béton périphérique et une précontrainte horizontale.**

Source : Guide construction parasismique, ANNEXES Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme Groupe de travail AFPS/CSTB, Mars2013, p99

#### 4.6.3.1.3. **Finitions :**

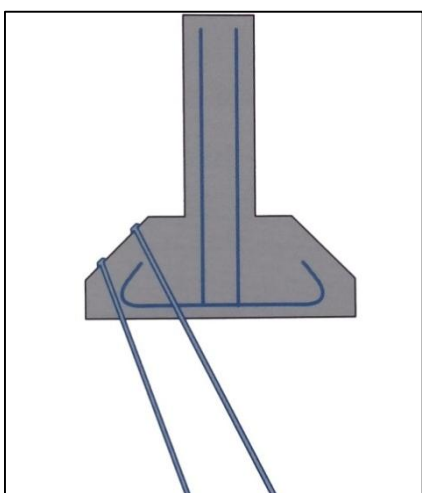
Remettre en état (terrassément, réparation du dallage).

#### 4.6.3.2. **Les Micropieux :**

On peut se contenter d'un accès par l'extérieur ou par le sous-sol. C'est souvent la méthode la plus rapide et celle qui génère le moins de nuisances.

La technique consiste à forer des pieux de faibles diamètres à travers les fondations et qui se prolongent suffisamment loin dans le sol pour améliorer la capacité portante des fondations par frottement le long des pieux. On peut parfois chercher à atteindre le bon sol. Il s'agit de fondations souples qu'il faut encastrer en tête. Il s'agit d'une technique courante de renforcement.

Elle est bien maîtrisée par les entreprises spécialisées.



**Fig.48. Amélioration de la capacité portante des fondations par l'injection de micropieux.**

Source : MAZAHERIE.Amir, CAPRA.A, CHENAF.M, DAVIDOVICI.V,DELOMOTTE.P, TAILLEFER.N, Renforcement parasismique des bâtiments/Guide méthodologique pour le renforcement préventif du bâti existant, CSTB édition, Nancy, France, Aout, 2010,p144

#### 4.7. **L'ISOLATION PARASISMIQUE :**

Les secousses sismiques sont communiquées aux constructions par l'intermédiaire de leurs fondations, si le sol pouvait se déplacer librement sous les ouvrages, ses secousses ne pourraient être transmises. Une séparation totale entre les constructions et le sol est évidemment impossible. Elles peuvent cependant être isolées du sol au moins partiellement et ne subir donc que des oscillations atténuées.

L'isolation de bâtiments s'effectue au moyen d'appareils d'appuis dont la rigidité horizontale est beaucoup plus faible que celle de la structure. Ces appareils, appelés appuis parasismiques ou isolateurs, sont placés entre les fondations et la structure ou entre le sous-sol et le rez-de-chaussée. Un espace accessible suffisant doit être prévu au niveau des appuis pour permettre leur inspection, maintenance et remplacement éventuel.

Les appuis restent en principe intacts après un séisme et sont opérationnels vis-à-vis des nouvelles secousses.

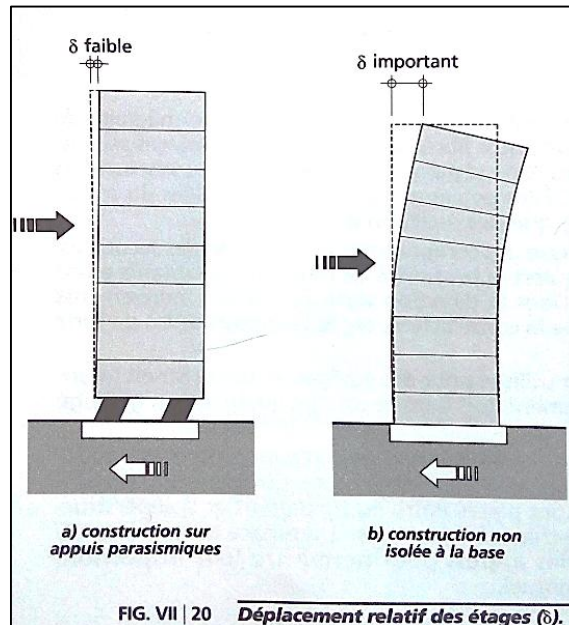


Fig.49. **Déplacement relatif des étages**

Source :Milan.Z, Construction parasismique. Editions parenthèses. Marseill.1996.page 160

Plusieurs types d'appuis parasismiques existent. Certains ont déjà été utilisés, d'autres sont restés au stade d'étude théorique ou d'essais. Selon leur mode de fonctionnement, ils peuvent être classés en plusieurs catégories :

- Appuis à déformation ;
- Appuis à glissement ;
- Appuis à déformation et glissement ;
- Appuis à roulement, etc.

#### 4.7.1. **Appuis à déformation** :

Les appuis à déformation, utilisés depuis plus de 40 ans pour isoler les constructions des vibrations, ont toujours montré un comportement satisfaisant. Ils sont en général réalisés en élastomère fretté. C'est-à-dire en plots composés de couches alternées d'élastomère naturel (caoutchouc) ou synthétique (néoprène) et de plaques d'acier appelées frettes.

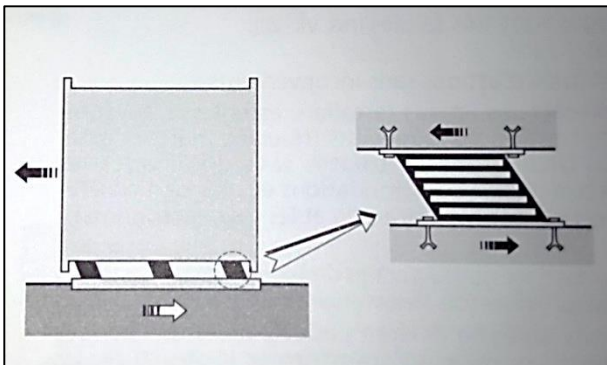


Fig.50. **Appuis à déformation**

Source :Milan.Z, Construction parasismique. Editions parenthèses. Marseill.1996.page 162

#### 4.7.2. Appuis à glissement :

Le système d'appuis à glissement le plus simple est composé d'une part de plaques solidaires de la structure et, d'autre part de plaques fixées aux fondations, leur interface constitue le plan de glissement.

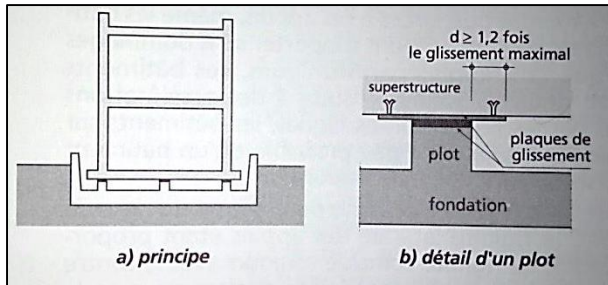


Fig.51. **Appuis à glissement**  
Source :Milan.Z, Construction parasismique. Editions  
parenthèses. Marseill.1996.page 165

#### 4.7.3. Appuis à déformation et à glissement :

L'association de plaque de glissement et des appuis de glissement à déformation supprime l'inconvénient que représente pour ces derniers la présence de sols mous. Dans un premier temps, les isolateurs se déforment latéralement grâce à la distorsion de l'élastomère. Lorsque la force nécessaire à l'accroissement de la distorsion devient supérieure à la force de frottement entre plaques, ce qui se produit que lors des séismes de très forte intensité, le glissement commence. Pendant un séisme violent, il peut se produire plusieurs glissements. Ce système entraîne une réduction à la fois des accélérations et des déplacements de la structure et produit ainsi une diminution importante des efforts tranchants à sa base. Ceci est particulièrement avantageux dans le cas des constructions sur fondations profondes, plus sensibles au cisaillement que les fondations superficielles.

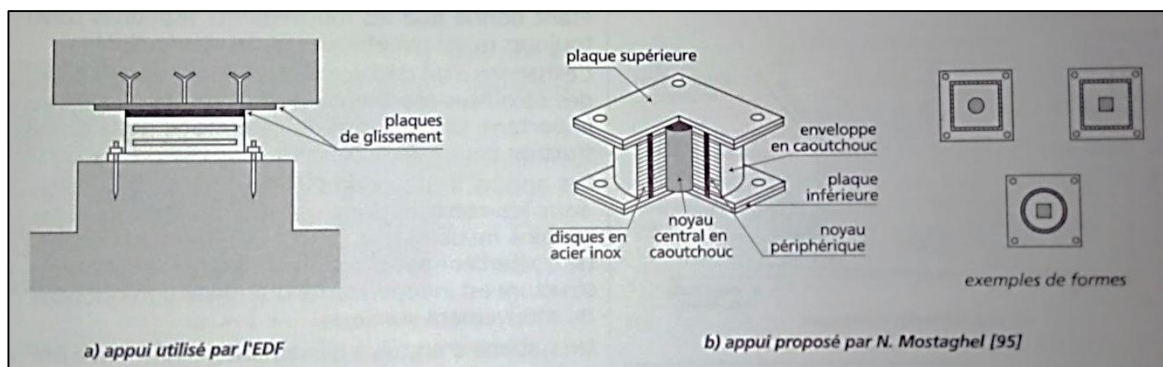


Fig.52. **Appuis à glissement et à déformation**  
Source :Milan.Z, Construction parasismique. Editions  
parenthèses. Marseill.1996.page 166

#### 4.7.4. Appuis à roulement :

Bien que plusieurs systèmes d'appuis à roulement aient été proposés, il existe que très peu de réalisations de ce type en raison des inconvénients qu'ils comportent, dont les principaux sont le grippage après une période prolongée sans sollicitation et leur faible amortissement pour permettre des mouvements dans les deux sens, on utilise des billes sphériques ou deux couches orthogonales de rouleaux cylindriques.

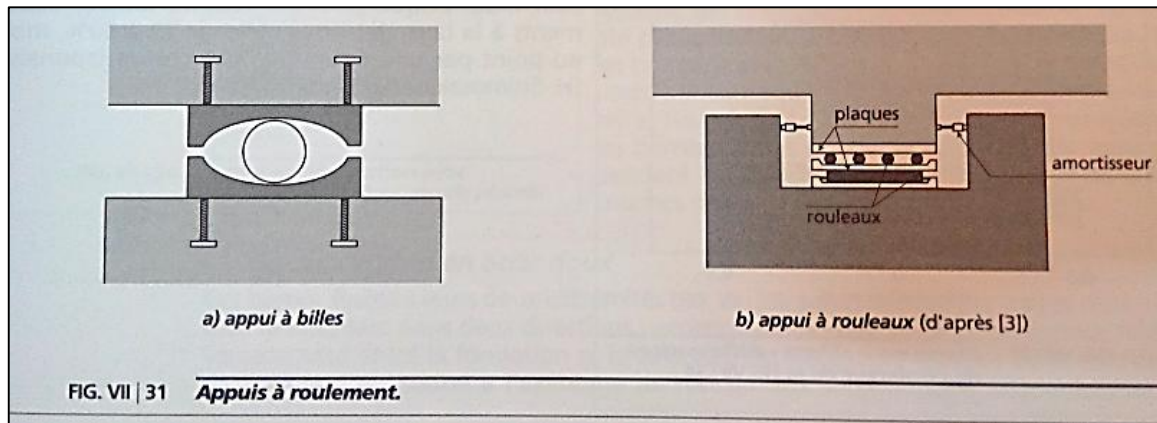


Fig.53. **Appuis à roulement**  
 Source :Milan.Z, Construction parasismique. Editions  
 parenthèses. Marseill.1996.page 167

## **4.8. METHODES D'AMELIORATION DES SOLS**

### **4.8.1. OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT :**

#### **4.8.1.1. Définition :**

« Un ouvrage de soutènement sert à maintenir un sol présentant des dénivellations abruptes, à prévenir l'éboulement ou le glissement des talus raides.

Un ouvrage de soutènement peut être temporaire ou définitif :

- **Temporaire** : lorsqu'il joue un rôle de protection pendant l'exécution des travaux des constructions définitives.
- **Définitif** : lorsqu'il est mis en place pour réduire l'emprise d'un talus naturel de façon à permettre la construction de bâtiments ou de chaussée routière en site escarpé.

Ces ouvrages de soutènement peuvent être en remblai ou en déblai :

- **En remblai** : il est réalisé lorsqu'il n'y a pas de contrainte de site, il est cependant construit comme ouvrage indépendant puis on procède à son remblaiement avec un matériau drainant (sable et gravier)
- **En déblai** : il est réalisé lorsqu'on veut réduire l'emprise d'un talus naturel en site à forte dénivelée ; il faut cependant procéder à une mise à nu de la fouille. » (MELBOUCLB, Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Editions El-Amel, p61.62)

#### **4.8.1.2. LES DIFFERENTS TYPES DE SOUTÈNEMENT :**

« On peut distinguer cinq types de soutènement :

##### **4.8.1.2.1. Les murs poids :**

« La fonction de soutènement est assurée par leur poids propre et les principaux types sont :

4.8.1.2.1.1. **Les gabions métalliques** : ce sont des caisses parallépipédiques réalisées en treillis métalliques et remplies de pierres.

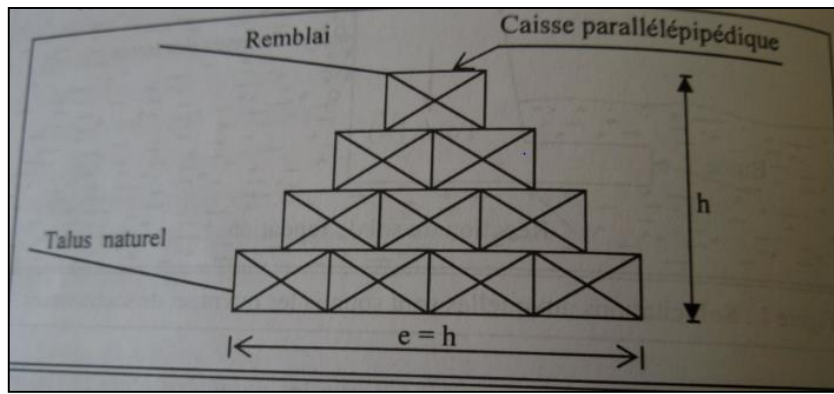


Fig.54. **Gabion Métallique.**

Source : MELBOUCI.B, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Editions El-Amel.p64

4.8.1.2.1.2. **Les murs caissons** : ce sont des éléments préfabriqués en béton armé ou métallique, sortes de poutrelles emboîtées les unes sur les autres en quinconce ou simplement posées les unes sur les autres.

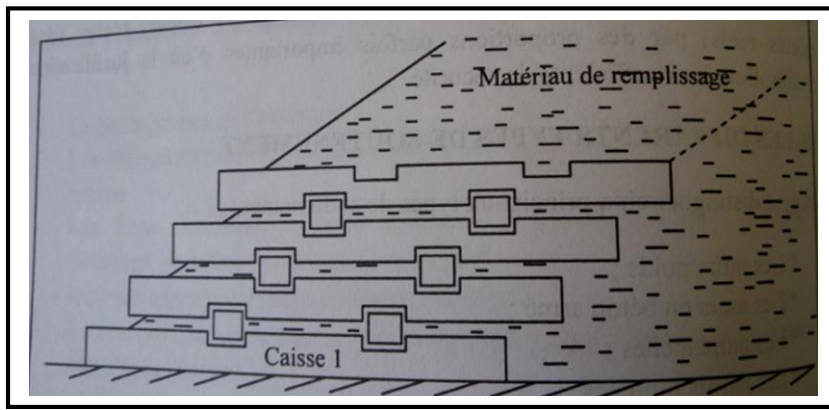


Fig.55. **Murs-caissons.**

Source : MELBOUCI.B, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Editions El-Amel. p64

4.8.1.2.1.3. **Les murs poids en béton ou en maçonnerie** : on distingue les deux types suivants :

- Les murs à redans
- Les murs à fruits(ou pente). » (MELBOUCI.B, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Editions El-Amel, p64.65)

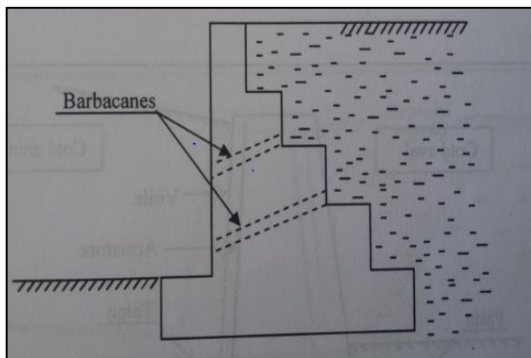


Fig.56. **Murs à redans**

Source : MELBOUCI.B, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Editions El-Amel.p65

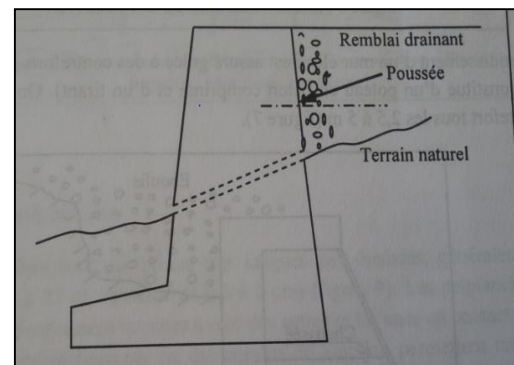


Fig.57. **Mur à fruits.**

Source : MELBOUCI.B, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Editions El-Amel. p65

#### 4.8.1.2.2. Les murs en béton armé ou cantilever :

« L'écran vertical est appelé voile. Le voile est encastré sur une semelle constituée par un patin du côté du parement aval et un talon du côté du parement en amont. Ces murs sont adéquats pour des hauteurs comprises entre 6 et 10 m, au-delà des 10 mètres, on opte pour des parois moulées.

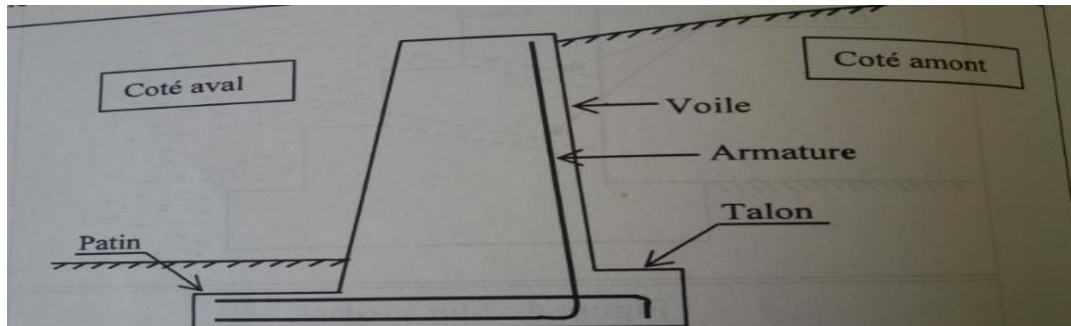


Fig.58. Murs en béton armé ou mur cantilever.

Source : MELBOUCI.B, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Editions El-Amel.p66

Le raidissement d'un mur élevé est assuré grâce à des contreforts (constitué d'un poteau en béton comprimé et d'un tirant). On dispose d'un contrefort tous les 2,5 à 5 m. » (MELBOUCI.B, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Editions El-Amel, p66.67)

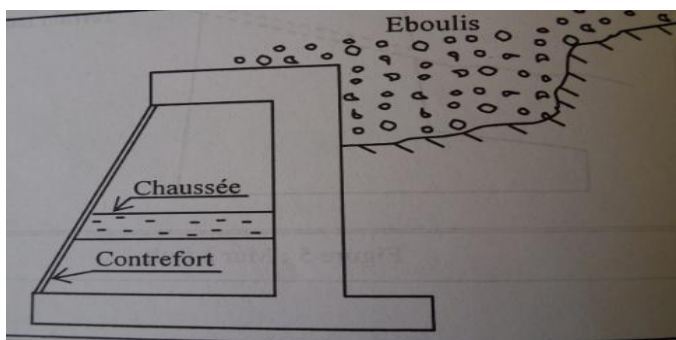


Fig.59. Mur à contrefort.

Source : MELBOUCI.B, Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Editions El-Amel .p66

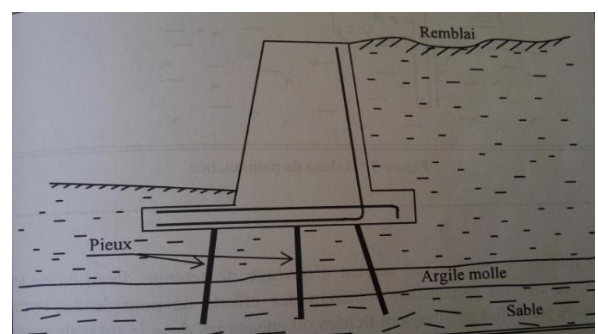


Fig.60. Mur fondé sur pieux.

Source : MELBOUCI.B, Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Editions El-Amel. p67

#### 4.8.1.2.3. Les palplanches :

« Les palplanches sont des pièces très longues peu épaisses, généralement en acier (de 4,5m à 27m, épaisses de 0,5 à 2cm). Les palplanches sont battues progressivement les unes à côté des autres et les unes en contact avec les autres (des enclenchements ou des agrafes de jonction permettent un contact étanche) de façon à construire des rideaux, plans ou circulaires.

Les palplanches servent d'ouvrage de retenue d'eau ou de terre, dans ce cas, elles subissent des efforts de poussées de terres et résistent par le fait qu'elles sont fichées ou encastrées dans le sol, mais aussi par des tirants d'ancrage. Elles fonctionnent comme une suite de poutres verticales accolées et travaillant en flexion. » (MELBOUCI.B, Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Editions El-Amel, p67.68)



Photo.39. Rideau de palplanches.

Source : auteur 2014/2015

#### 4.8.1.2.4. 1. Les parois moulées :

« Le procédé de la paroi moulée consiste à exécuter une tranchée étroite et profonde qui reste stable sans aucun blindage des parois, grâce à l'utilisation d'une boue spéciale de forage (la bentonite). Après la mise en place du ferrailage, on commence à pomper le béton en profondeur et on accompagne l'opération par la récupération de la bentonite.

Une fois le béton a atteint une résistance suffisante, les terrassements sont exécutés à l'abri d'un mur que l'on ancre généralement au terrain au moyen des tirants précontraints placés par nappes à différents niveaux.

Ces parois moulées sont utilisées :

- Pour la réalisation des batardeaux traversant des couches dures là où il est impossible de battre les palplanches d'écran étanche de barrage ou pour la réalisation de diverses galeries.
- Pour la réalisation des travaux d'aménagement urbain (métro, passage souterrains, parcs de stationnement)
- Dans les fondations d'ouvrages quand les efforts verticaux, ou obliques importants à reprendre, elles remplacent alors les pieux. » (MELBOUCL.B, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Editions El-Amel, p68.69)

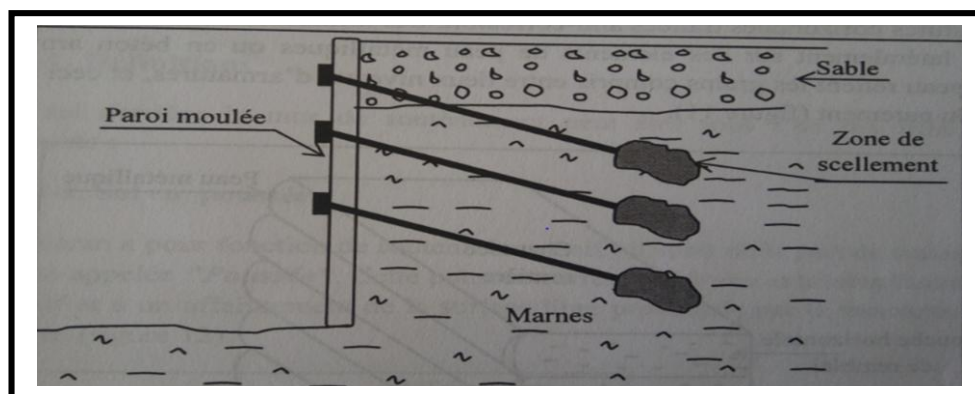


Photo.61. Parois moulées.

Source : MELBOUCL.B, Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Editions El-Amel. p69

#### 4.8.1.2.4. 2. La paroi berlinoise :

« L'utilisation des parois berlinoises est nécessaire lors de constructions dans des emplacements restreints. En effet, elles démontrent toute leur efficacité lorsque des fouilles sont irréalisables en raison de talus à proximité immédiate d'ouvrages existants ou de terrains privés. Elles sont le plus souvent utilisées en milieu urbain où la surface du chantier coïncide souvent à la surface de l'ouvrage à réaliser.

##### 4.8.1.2.4.2.1. Étapes d'exécution d'une paroi berlinoise :

L'exécution d'une **paroi berlinoise** n'impacte que très faiblement le terrain en place. Elle se réalise en plusieurs étapes qui varient en fonction de la nature du terrain, de la présence d'eau, des risques alentours, de la hauteur d'excavation, etc.

- 1- Implantation de la future construction et de l'emplacement de la paroi
- 2- Installation des pieux battus en H
- 3- Blindage à l'aide de madriers de bois (buttons) ou de béton préfabriqués empilés entre deux pieux ou dalles minces de béton coulées sur place.
- 4- Excavation par tranche de 1m (si requis)
- 5- Ferrailage et Projection de béton pour soutenir les terres à l'arrière des profilés battus.
- 6- Stabilisation de la paroi. (Au-delà de 3 mètres de profondeur il y a lieu de réaliser des ancrages »  
(LEMDANIM, cours de construction 2eme année CPI, EPAU, 2012/2013)



Photo.40. **Paroi berlinoise.**

Source : LEMDANIM, cours de construction  
2eme année CPI, EPAU, 2012/2013



Photo.41. **Paroi berlinoise**

Source : [www.legeotechnicien.blogspot.com](http://www.legeotechnicien.blogspot.com)

#### 4.8.1.2.5. Les ouvrages en terre armée :

« La terre armée est un matériau composite obtenue par l'association d'un matériau pulvérulent ne supportant que des efforts de compression et de cisaillement, et d'armatures capables de reprendre les efforts de traction. Sa mise en œuvre assimilable à celle d'un remblai, s'effectue par des couches successives. Ces dernières sont compactées et présentent une épaisseur de 25 cm. Le remblai constituant ces couches doit comporter moins de 15% d'éléments inférieurs à 80 $\mu$  de façon à faciliter son drainage et ne doit pas comporter d'éléments supérieurs à 10 cm de façon à éviter toute rupture des armatures. Ces couches successives de remblais sont séparées par des éléments plans d'armature horizontale traitées contre la corrosion. Ces armatures horizontales sont fixées latéralement sur des éléments de peau métalliques ou en béton armé. Cette peau retient les grains compris entre deux niveaux d'armatures, et cela au droit du parement. » (MELBOUCI.B, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Editions El-Amel, p69.70)

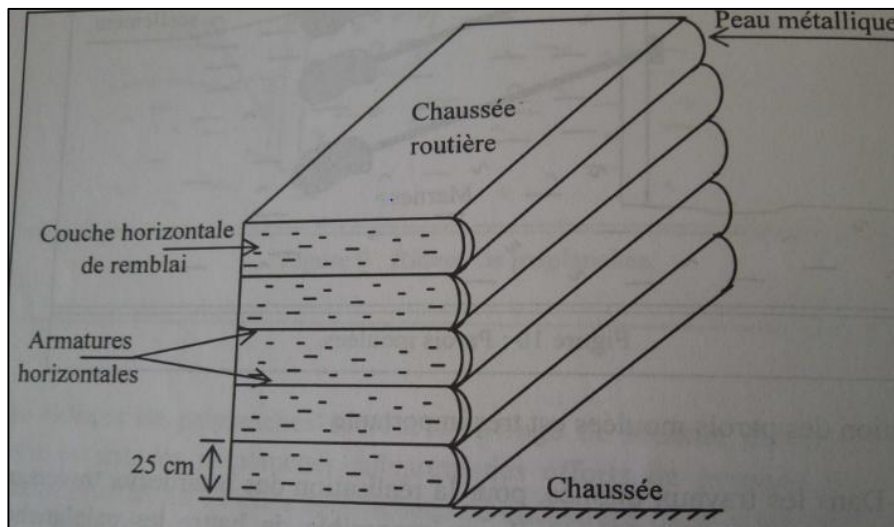


Fig.62. **Ouvrage en terre armée.**

MELBOUCL.B, Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Editions El-Amel. p70

#### 4.8.2. **TECHNIQUES DE REPARATION ET DE RENFORCEMENT DES SOLS :**

##### 4.8.2.1. **TECHNIQUES DE STABILISATION :**

##### 4.8.2.1.1. **COMPACTAGE :**

##### 4.8.2.1.1.1. **Compactage par pilon :**

Cette méthode consiste à provoquer la chute libre et répétée d'une masse (20 à 200 t) tombant d'une hauteur d'une hauteur (20 à 40 m), ce sont des chocs qui ont pour effet :

- Création d'une dépression assez profonde du sol sur les côtés du choc engendrant une variation de volume ;
- La destruction de la structure du sol, ce qui facilite le réarrangement des grains ou des particules ;
- Le compactage par pilon est un traitement généralisé à des moindres profondeurs.

##### 4.8.2.1.1.2. **Vibro-compactage**

Ce compactage est obtenu par vibrations, qui a pour objectif la densification du sol en place. Les vibrations sont associées à un apport important d'eau par lancement le long d'une aiguille vibrante engendrant une liquéfaction du sol permettant un réarrangement des grains et leur densification.

Le vibro-compactage est un traitement localisé à de très grandes profondeurs.

##### 4.8.2.1.1.2.1. **Domaine d'utilisation :**

- Traitement de remblais hydrauliques
- Traitement des puits de fondation
- Traitement anti liquéfaction

##### 4.8.2.1.1.3. **Compactage dynamique par explosifs :**

Il consiste à consolider le sol à partir de petite charges explosives enterrées à des profondeurs déterminées, ces détonations ont trois effets :

- Création d'une cavité dans le sol engendrant le compactage des sols environnant
- Destruction de la structure initiale qui peut se déformer et se compacter.

Cette technique est déconseillée pour les sols superficiels, elle est utilisée pour les sols saturés, elle augmente la compacité du sol et diminue la perméabilité horizontale.

#### 4.8.2.1.1.4. **Compactage de surface**

On utilise des rouleaux vibrants lourds qui font propager leurs vibrations à une profondeur assez importante. Il est utilisé pour les sables et les argiles saturées d'épaisseur inférieure à 5 m.

#### 4.8.2.1.1.5. **Le compactage statique**

Trou de forage tubage (110 à 200 mm) on injecte sous pression le sol avec un mortier, on obtient un compactage latéral au fur et à mesure que l'on retire le tubage.

Cette méthode est utilisée sur tous les sols meubles (argiles, sables, limons, silt)

### 4.8.2.2. **TECHNIQUES DE RENFORCEMENT** :

#### 4.8.2.2.1. **LES INCLUSIONS SOUPLES** :

##### 4.8.2.2.1.1. **Le picot de sable :**

« La méthode consiste à combiner les effets d'un réseau de colonnes de sable ou gravier en frottant le sol latéralement en créant à la fois une colonne résistante et un drain vertical

Cette technique permet d'améliorer les caractéristiques physicomécaniques du sol et de réduire les tassements.

##### 4.8.2.2.1.2. **Les colonnes ballastées :**

Leur exécution s'effectue en deux phases :

On réalise d'abord un forage jusqu'à la profondeur désirée (10 ou 20 m au maximum) au moyen d'une **aiguille vibrante**, corps cylindrique de 30 à 40 cm de diamètre et de quelques mètres de longueur comportant un vibreur ; cette aiguille vibrante pénètre dans le sol sous l'action de son propre poids, conjuguée à un lançage en pointe ; le lançage peut être réalisé à l'eau ou à l'air ;

Le forage est ensuite rempli de matériaux grenus à fort angle de frottement interne et la colonne ainsi constituée est compactée grâce au vibreur ; le diamètre de la colonne obtenue dépend de la consistance du terrain qui l'entoure. Il atteint couramment 0,6 à 1 m.

La densité des colonnes est adaptée à l'amélioration souhaitée du sol. On dispose en général les colonnes ballastées à raison d'une tous les 1 à 5 m.

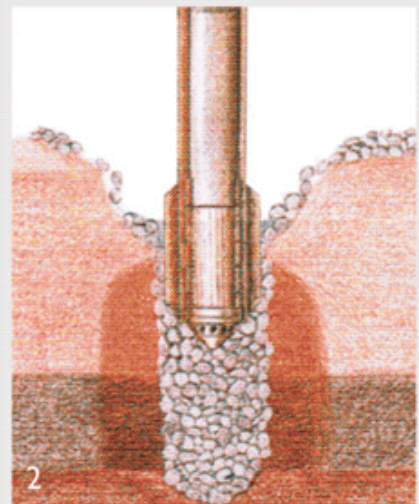
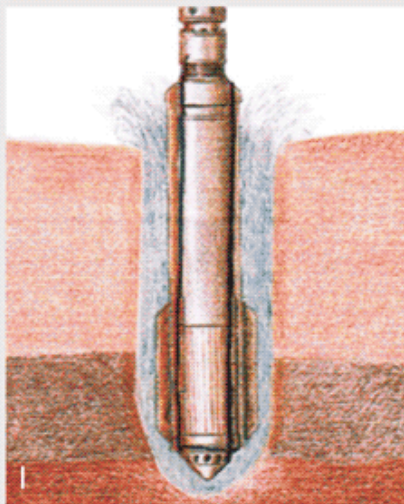
Ce mode d'exécution permet la réduction des tassements et les gonflements, il est en général utilisé dans le traitement des sols médiocres (sables limoneux, limons, limons argileux, les argiles et les remblais hétérogènes).

## Techniques de réalisation des colonnes ballastées

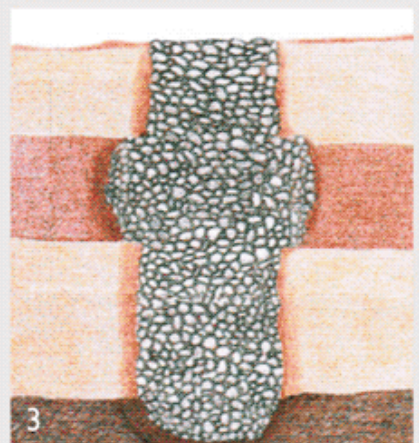
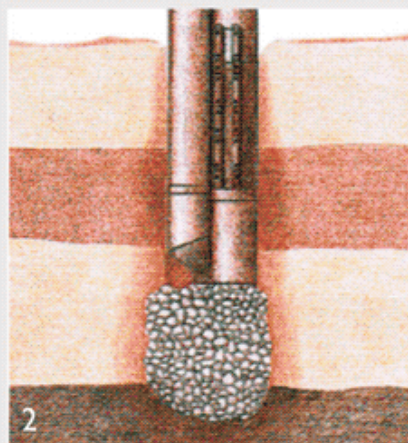
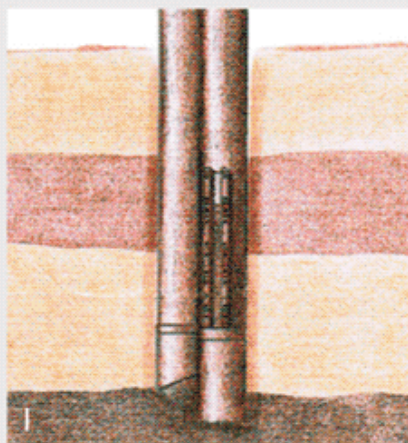
### Par voie humide

1. Pénétration jusqu'à la profondeur requise. Création par lançage d'un espace annulaire autour de l'aiguille vibrante.

2. Mise en œuvre du ballast depuis la surface et refoulement latéral du sol autour de la colonne.



### Par voie sèche



1. Le vibreur descend jusqu'à la profondeur souhaitée sous l'effet des vibrations et du lançage d'air.

2. La colonne est construite par apport de ballast via le tube latéral longeant le vibreur.

3. Le diamètre des colonnes varie selon la résistance du sol. Finition par nivellement et compactage de surface.

Fig.63.Mise en oeuvre des colonnes ballastées

source : [www.qualiteconstruction.com](http://www.qualiteconstruction.com)

### 4.8.2.2.2. LES INCLUSIONS RIGIDES :

4.8.2.2.2.1. **Renforcement par pieux et micro pieux** : (cas de bon sol se trouve à une grande profondeur). C'est un renforcement par inclusion verticale, on distingue deux types :

4.8.2.2.2.1.1. **Inclusions préfabriquées** : ces inclusions sont sous forme de pieux en bois, métalliques ou en béton armé, battus pour être enfoncé dans le sol, à la profondeur souhaitée.

4.8.2.2.2.1.2. **Les inclusions moulées in situ** : elles sont sous forme de :

- pieux forés
- inclusions fabriquées par mélange d'un liant au sol (jet grouting, soil mixing, deep soil mixing, lime column et lime ciment column)

4.8.2.2.2.1.2.1. **Jet grouting** : technique utilisée pour renforcer le sol autour du micro pieu en injectant un coulis de ciment avec une très haute pression qui peut atteindre les 400 bars. Le résultat obtenu est une colonne cimentée d'une résistance atteignant les 100 bars, mais il faut penser à la stabilité de l'ouvrage lors de l'opération de pompage.

4.8.2.2.2.1.2.2. **Soil mixing** : c'est une technique utilisant un liant pour modifier les caractéristiques physiques et chimiques du sol, sans excavation. Elle permet d'améliorer la résistance à la compression  $R_c$ , la résistance au cisaillement et la perméabilité du sol  $k$ .

4.8.2.2.2.1.2.3. **Deep soil mixing** : permet d'améliorer la capacité portante du sol par un traitement in-situ, utilisée pour des profondeurs > 10 m

- Renforcement par tirants d'ancrage, les boulons d'ancrage et par les clous pour les ouvrages de soutènement.
- Pour les tirants d'ancrage : massif de sol
- Pour les boulons d'ancrage : massifs rocheux et sol
- Pour les clous d'ancrage : massif rocheux uniquement.

4.8.2.2.2.2. **RENFORCEMENT PAR RABATTEMENT DE NAPPE ET PAR DRAINAGE** :

4.8.2.2.2.2.1. **Rabattement de nappe** : consiste à abaisser le niveau de la nappe, du coup abaisser la pression des nappes à l'intérieur du sol par le pompage ou par un autre moyen approprié.

4.8.2.2.2.2.2. **Le drainage** : il se fait uniquement par écoulement gravitaire. Dans un cas de drainage, il se fait dans les trois cas suivants :

- Drainage des parties enterrées d'immeuble (fondations)
- Drainages des radiers drainants
- Drainage des talus

4.8.2.2.2.3. **Renforcement des sols en remblai par des géo synthétiques** :

**Objectif :**

- Création d'un parement résistant aux différentes agressions du sol.
- Ce parement est souple (généralement positionné horizontalement) permet d'améliorer les caractéristiques mécaniques du sol.

Parmi les géo synthétiques on peut citer :

- Les géotextiles
- Les fibres courtes
- Les géo-grilles
- Le tex sol »

**Conclusion** :

La réhabilitation est un domaine très vaste d'actualité et mérite de s'y intéresser, et comme nous l'avons vu dans ce quatrième chapitre, les techniques de réhabilitations et de renforcement des structures en béton armé sont variées et complexes, de ce fait l'architecte ou l'ingénieur doivent connaître les propriétés de ce matériau et son comportement face aux différentes situations qui peuvent être à l'origine des pathologies structurales afin de proposer la bonne solution au vrai problème.

N'oublions pas que construire de nouvelles constructions n'est pas toujours une chose facile, la réhabilitation structurale constitue une alternative aux constructions neuves et un tournant fructueux pour les bureaux d'études en sachant qu'il y a des millions de constructions qui peuvent être réhabilitées.

## CHAPITRE 5

### ***ANALYSE SUR L'ETAT DE VULNERABILITE D'UNE INFRASTRUCTURE SCOLAIRE ET PROPOSITIONS DE TECHNIQUES DE REHABILITATIONS ADEQUATES.***

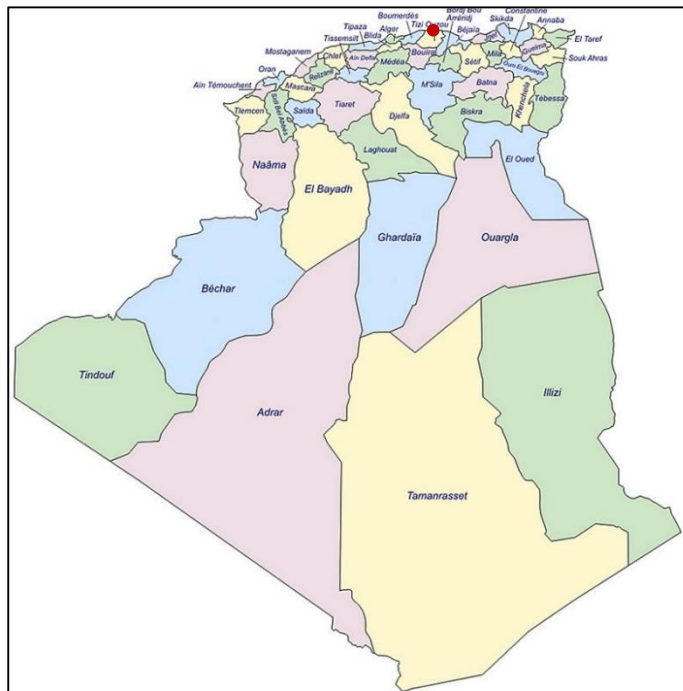
***Cas du CEM BASE 7 d'AZEFFOUN, Wilaya de TIZI-OUZOU.***

## 5.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE DE L'OUVRAGE :

L'ouvrage est un équipement public recevant du public à usage scolaire.

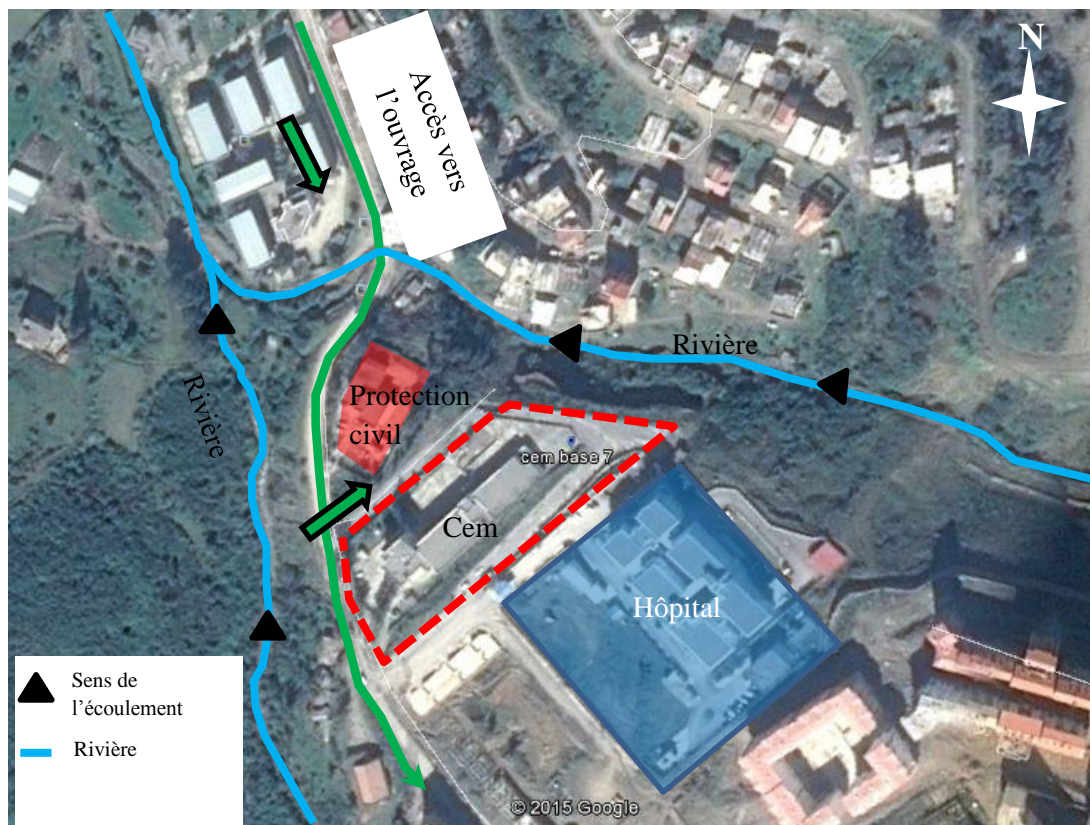
Il se situe dans la ville d'Azeffoun, Wilaya de Tizi-Ouzou, à 160 kilomètres d'Alger.

La ville d'Azeffoun est une ville maritime bordée par la mer méditerranéenne au nord,



Carte.1.situation de la ville d'Azeffoun à l'échelle de l'Algérie.

Source : metroalger-dz.com



Carte 2. Photo satellite du site (plan de situation)

source : auteur 2015/2016

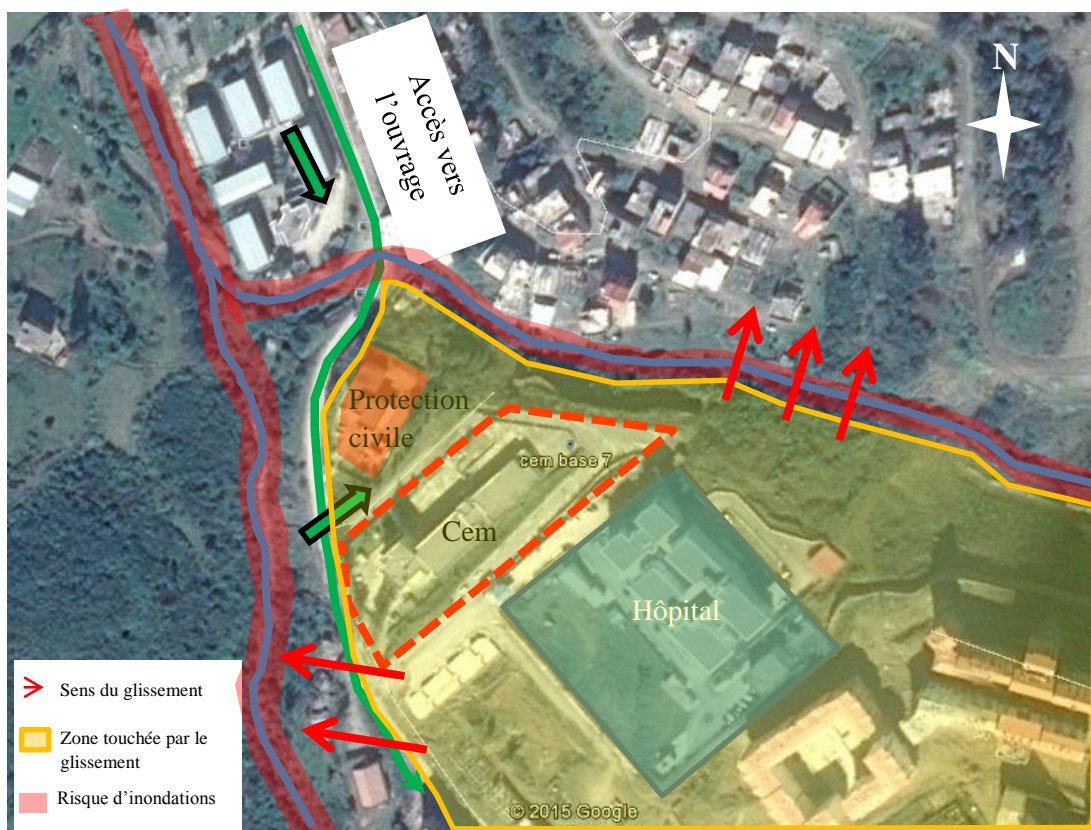
## 5.2. SITUATION TOPOGRAPHIQUE :

La zone du cas d'étude est bordée par deux rivières, la première au nord et la deuxième à l'ouest. Cette zone est caractérisée par un glissement qui menace les constructions dressées entre les deux rivières, les conséquences sont remarquables sur les ouvrages qui représentent des tassements et des fissures multiples et même parfois des failles dans les murs de soutènements extérieurs.

L'ouvrage est implanté sur un terrain accidenté à forte déclivité, de plus une partie de l'ouvrage est posée sur des remblais mal compactés.

La pente étant très forte, elle s'incline vertigineusement vers une rivière à fort écoulement en hiver.

Voire (annexe) : le plan topographique de la zone d'étude



Carte 3. carte de zonage du risque environnant le cas d'étude.

Source : auteur, 2015/2016.

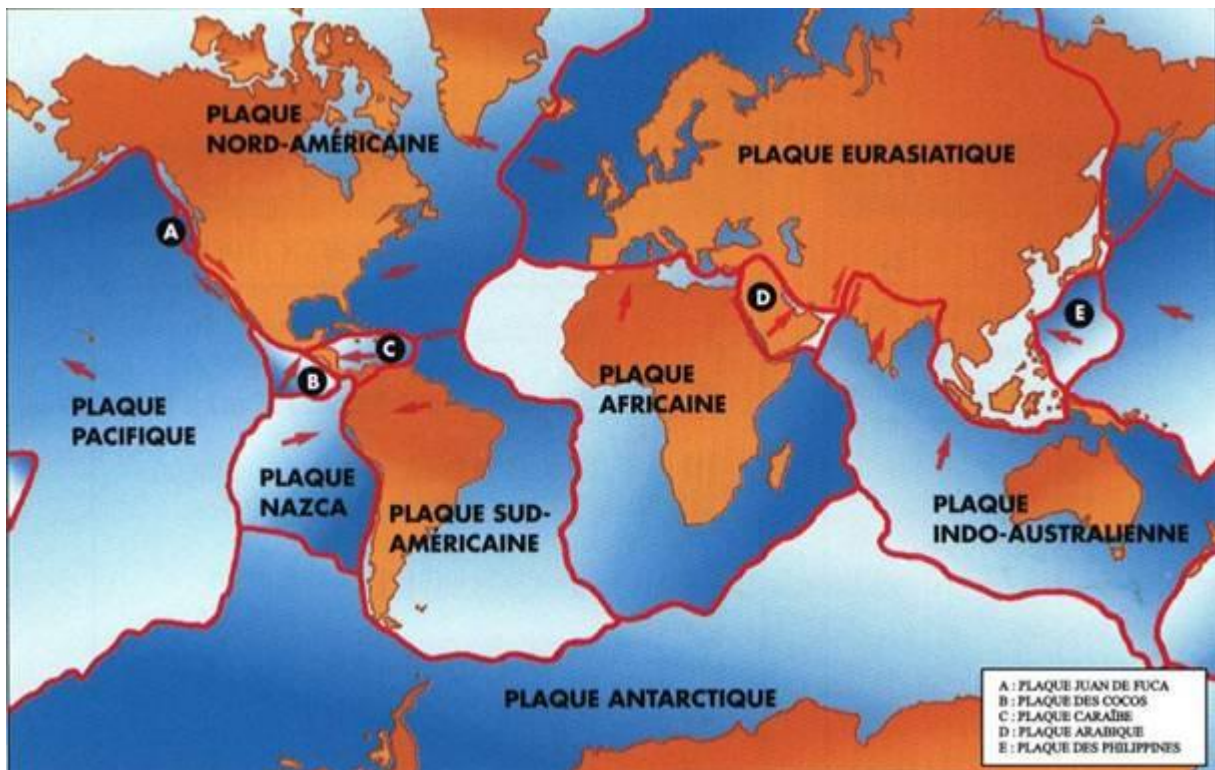
### 5.3. SITUATION SISMIQUE DE LA ZONE D'ETUDE :

L'Algérie se situe sur une frontière active de plaques au niveau de la convergence de l'Afrique et de l'Eurasie. Ces plaques se rapprochent à une vitesse de l'ordre de 6 millimètres par an, ce qui génère une accumulation importante de contraintes. Lorsque ces contraintes deviennent trop fortes, certaines failles peuvent être mises en mouvement. Le déplacement rapide des bords de la failles génère alors des ondes sismiques qui se propagent jusqu'à la surface. Les principales failles actives sont localisées au niveau de la chaîne de montagne nord-africaine (Atlas). Le mouvement relatif des bords de la faille tel qu'il a été enregistré par les sismomètres montre un raccourcissement cohérent avec le mouvement global des plaques.

La sismicité de l'Algérie du Nord est connue depuis 1365, date de séisme qui a frappé la ville d'Alger

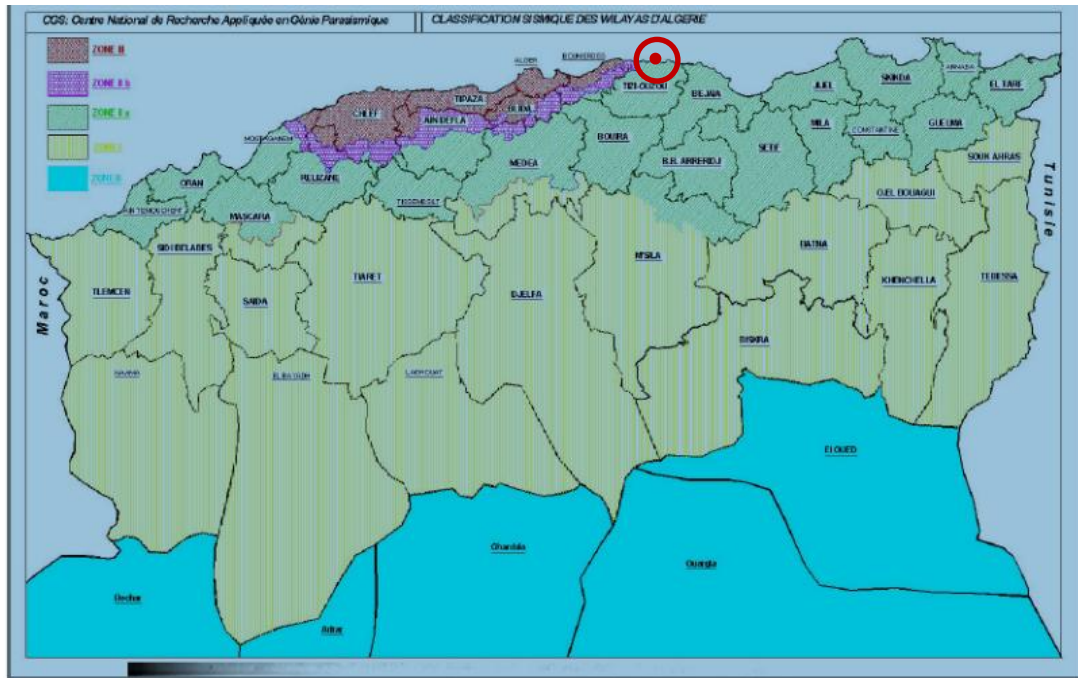
Depuis 1900 à ce jour, l'Algérie a connu 17 séismes dont la magnitude dépasse 5 selon l'échelle de Richter. Exemples :

- **Sour El Ghouzlène** wilaya de Bouira (Aumale) 24.06.1910, (6,4/ 6,6)
- **Chlef** (Orléans ville-ElAsnam) 09.09.195, (6,7)
- **Chlef** 10.10.1980, (7,3)
- **Dj. Chenoua** wilaya de Tipaza 29.10.1989, (6,0)
- **Alger** 04.09.1996, (5,7)
- **Béni-Ouartilane** wilaya de Sétif 10.11.2000, (5,4)
- **Zemmouri** wilaya de **Boumerdès** 21/05/2003, (6,8)
- Les trois séismes les plus intenses ce dernier siècle par ordre, sont ceux de **Chlef** (1980) avec (7,3), de **Zemmouri** (2003) avec (6,8) et **Chlef** (1954) avec (6,7).



Carte.4.carte des plaques tectoniques.

Source : Bensoula Mohamed, université Ahmed Ibn Badis.  
Département de génie civil. Mostaganem



Carte.5. Carte de zonage sismique du territoire national.

Source : RPA 2003

#### 5.4. DESCRIPTION DU CAS D'ETUDE :



Photo.42.vue générale sur le CEM CHAHID BEN AISSA MOHAMED,  
AZEFFOUN, TIZI-OUZOU, ALGERIE

source : auteur 2015/2016

#### 5.4.1. FICHE DE PRESENTATION DU CAS D'ETUDE :

<b>Type de construction</b>	Etablissement d'enseignement public
<b>Secteur</b>	Education (enseignement) C.E.M
<b>Zone sismique</b>	<b>II a</b> (moyenne sismicité)
<b>Groupe d'usage de la construction :</b>	usage scolaire, bâtiment recevant plus de 300 personnes, classé <b>1B</b>
<b>Construction calculée au séisme</b>	oui
<b>Construction contrôlée</b>	oui

5.4.2. IDENTIFICATION DE LA CONSTRUCTION : Adresse : CEM CHAHID BEN AISSA MOHAMED, Route de Tifrest, Daïra d'Azeffoun, wilaya de Tizi-Ouzou.

#### 5.4.2. 1. Description sommaire :

<b>Age approximatif</b>	8 ans
<b>Nombre de niveaux</b>	2 niveaux sur le RDC + sous-sol dans le bloc <b>D</b>
<b>Vide sanitaire</b>	non
<b>Sous-sol</b>	Partiellement (réfectoire, logement)
<b>Éléments extérieurs indépendants</b>	Loge du gardien
<b>Nombre de joints de dilatation</b>	3, dans un seul sens

#### 5.4.2.2. Structure résistante :

<b>Éléments porteurs</b>	Poteaux en béton armé
<b>Éléments de contreventement</b>	Portique sans voiles
<b>plancher</b>	Corps creux

#### 5.4.2.3. Infrastructure :

<b>Fondation</b>	Semelles filantes, dans un seul sens
------------------	--------------------------------------

#### 5.5. VERIFICATION ET DIAGNOSTIC DU BATIMENT CAS D'ETUDE :

Dans le but de proposer des techniques efficaces pour réhabiliter notre ouvrage, il est nécessaire de relever toutes les pathologies affectant notre projet. de ce fait on procédera comme suit :

- Relevé et prise de photos sur terrain afin de reproduire les plans ;
- Vérification de la construction face aux dispositions d'architecture ;
- Vérification de la structure par rapport aux contreventements ;
- Diagnostic des désordres et pathologies sur terrain, subit par le bâtiment dû au glissement de terrain ;
- En fin proposition de techniques adéquates pour la réparation et le renforcement de l'enceinte scolaire.

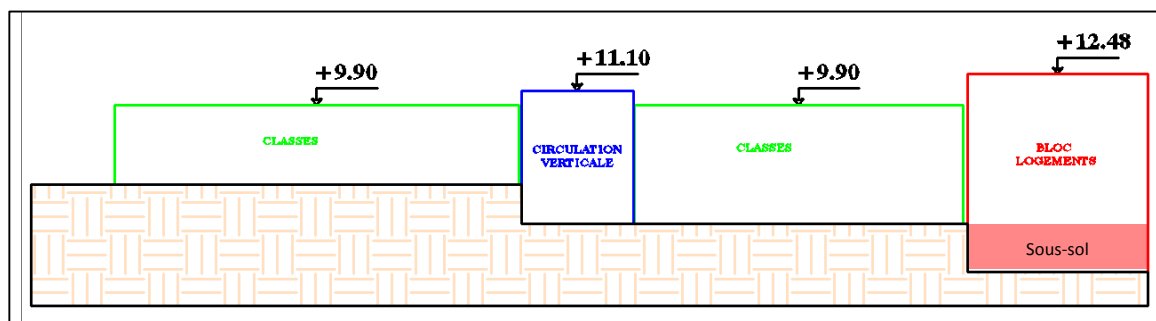
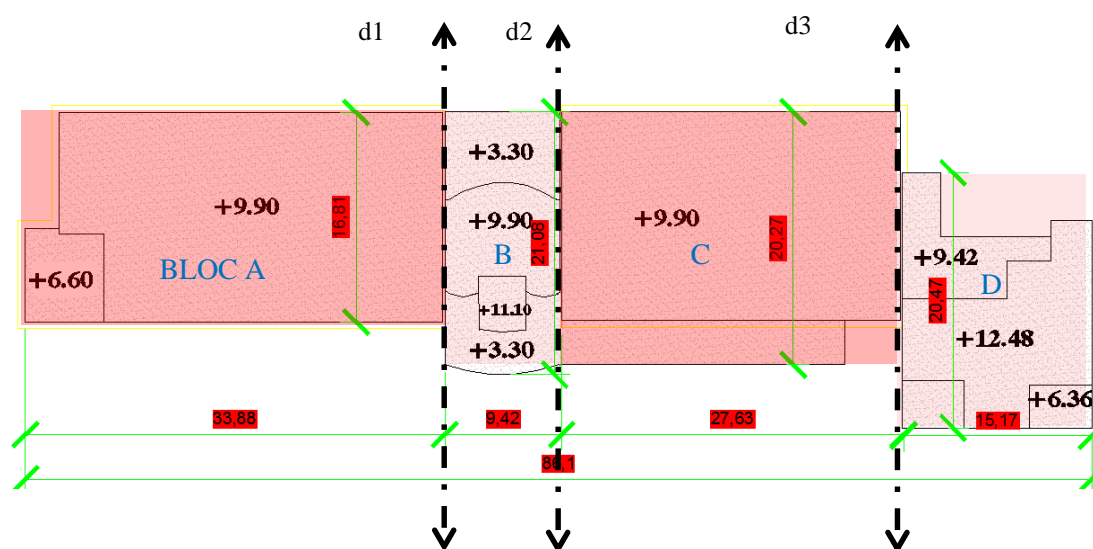


fig.64. Coupe schématique d'implantation de l'ouvrage

source : auteur, 2015/2016

### 5.5.1. Vérification de la construction face aux dispositions d'architecture et de conception :

#### 5.5.1.1. Vérification des joints :



Plan.1. plan de toiture

source : auteur, 2015/2016

A travers les différents plans qu'on a pu reconstituer avec grands soins et exhaustivité, on pourra analyser le degré de prise en compte, des dispositions d'architecture parasismiques dans la conception de cet équipement, dans le but de prendre en considération les risques majeurs, dont le séisme, qui est classé en première position.

Donc, à travers le plan de toiture en haut de la page, on remarque que la construction a été devisée en 4 blocs, avec 3 joints sismiques, « pour des soucis de symétrie et de régularité en plan mais aussi dans le but d'éviter l'effet de la barre, qui a pour risque de subir un effet de coup de fouet sur les extrémités de celle-ci » (Milan Zacek, construire parasismique, risque sismique (réglementation), Edition parenthèses, 1996, p 103)

La largeur du joint mesurée sur terrain est de 7 centimètres, avec aucun matériau ou élément rigide susceptible de bloquer le déplacement des blocs.

D'après la règle **PS 92 (§8.3.1.)**, l'équation forfaitaire de calcul du joint sismique est :  
 **$d_{\min} = H/250$** , H étant la hauteur du plus haut immeuble. (DESSERT Joël, Étude sismique d'un bâtiment en béton armé à Schiltigheim, Projet de Fin d'Études, INSA Strasbourg, Juin 2012).

- Entre les deux blocs A et B :  $H_{\max} = 9.90\text{m} \rightarrow d_{1'} = 4\text{cm} < 7\text{cm} \checkmark$
- Entre les blocs B et C :  $H_{\max} = 9.90\text{m} \rightarrow d_{2'} = 4\text{cm} < 7\text{cm} \checkmark$  ;
- Entre C et D :  $H_{\max} = 12.48\text{m} \rightarrow d_{3'} = 4.2\text{cm} < 7\text{cm} \checkmark$ .

**Conclusion** : pas de risque d'entrechoquement des blocs en cas de séisme.

### 5.5.1.2. Evaluation de la régularité géométrique de la forme en plan :

Pour avoir un comportement dit parasismique face à un séisme, le bâtiment doit avoir une forme simple et symétrique.

Exemple de formes géométriques simples et régulières : le carré, le rectangle, le cercle.

« La forme du bâtiment doit être compacte avec des rapports longueur /largeur du plancher inférieurs ou égal à 4. La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction » Art 3.5.1a3 (Dr ATTARLN, cours de structure S8, calcul par la méthode statique équivalente.)

$$l_x/L_x \leq 0.25 ; l_y/L_y \leq 0.25 ; L_x/L_y \leq 4$$

#### ➤ Bloc A

$$L_x/L_x : 2.77 / 30.9 = 0.09 < 0.25, \text{ ok}$$

$$l_y/L_y : 7.51 / 16.81 = 0.44 > 0.25, \text{ (X) (irrégularité suivant Y)}$$

$$L_x/L_y : 33.88 / 16.81 = 1.83 < 4, \text{ ok}$$

**Conclusion** : légère irrégularité en plan du bloc A.

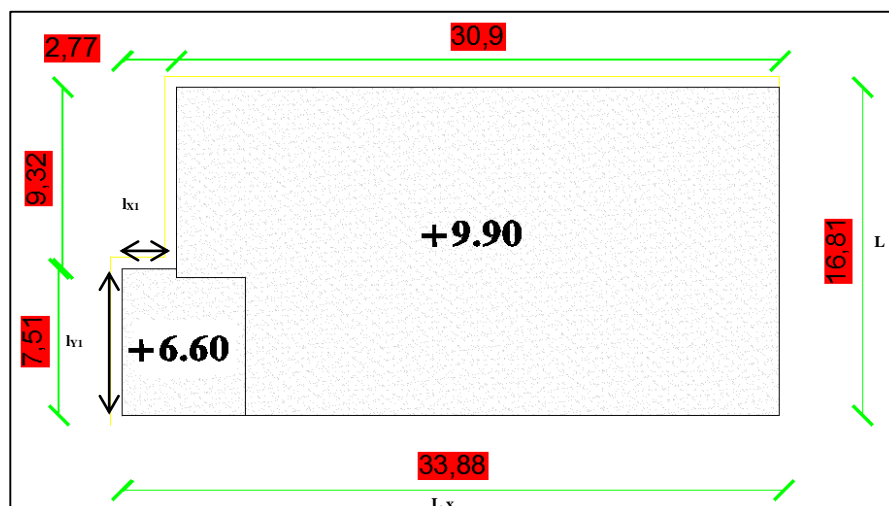


Fig.65. Forme en plan du bloc A  
 source : auteur 2015/2016

➤ **Bloc B** (cage d'escalier) : pas de décrochement en plan

Donc on doit satisfaire la condition suivante :  $L_x/L_y \leq 4$

$20.29/9.31 = 2.17 < 4$ , ok

**Conclusion** : le bâtiment est régulier en plan

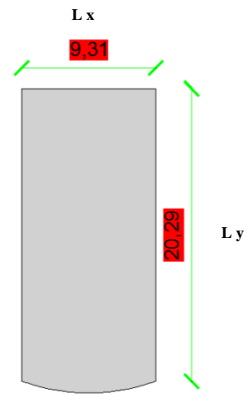


Fig.66. Forme en plan du bloc B  
source : auteur 2015/2016

➤ **Bloc C** : ici on a un élément entrant :

$l_x/L_x: 4.5/27.35 = 0.09 < 0.25$ , ok

$l_y/L_y: 3.52/20.27 = 0.17 < 0.25$ , ok

$L_x/L_y: 27.35/20.27 = 1.34 < 4$ , ok

**Conclusion** : le bâtiment est régulier en plan

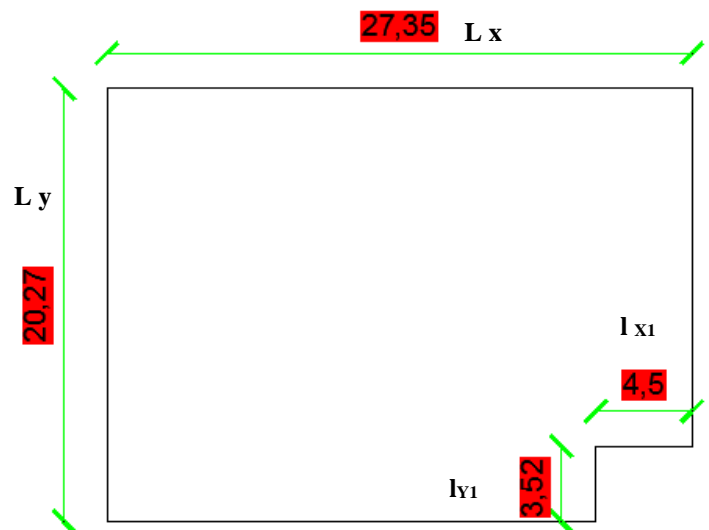


Fig.67. Forme en plan du bloc C  
source : auteur 2015/2016

➤ **Bloc D** : cage d'escalier en décrochement.

$l_x/L_x: 3.5/15.17 = 0.23 < 0.25$ , ok

$l_y/L_y: 3.67/15.35 = 0.23 < 0.25$ , ok

$L_x/L_y: 15.35/15.17 = 1.01 < 4$ , ok

**Conclusion** : Le bâtiment est régulier en plan.

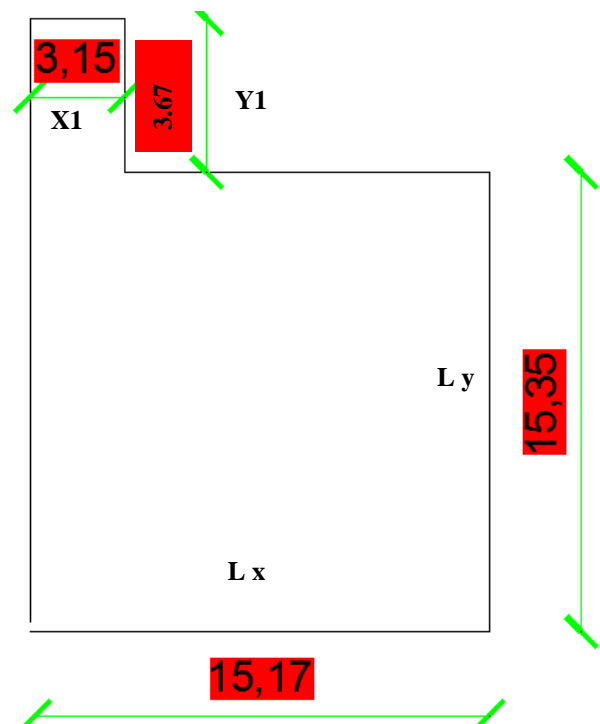


Fig.68. forme en plan du bloc D  
source : auteur 2015/2016

### **Conclusion sur la régularité du bâtiment :**

La forme des blocs est plus au moins régulière en plan et en élévation car on n'a pas observé de décrochement exagérés en plan ni variation de forme brusque en élévation.

#### **5.5.1.3. Les contreventements :**

Dans les plans de structure qu'on a pu récupérer auprès du bureau d'étude qui avait fait l'étude du projet (BERHTO), on a remarqué une absence totale de voiles de contreventement

Ceci dit, le bâtiment ne répond plus aux normes actuelles, de ce fait il est très vulnérable face à un séisme majeur.

#### **5.5.1.4. Pathologies détectées dans le cas d'étude :**

Lors des visites sur terrain, on a constaté de graves dommages qui ont affecté l'ouvrage.

On a constaté un glissement de terrain, d'une gravité élevée et des conséquences très graves sur les constructions érigées sur la partie susceptible de glissement.

La partie qui a glissée est très vulnérable face à un séisme de forte magnitude qui est susceptibles de causer des dégâts importants, au terrain en premier plan et aux bâtiments en second plan.

Sur ce, on a répertorié différentes pathologie qu'on divisera comme suit :

##### **5.5.1.4.1. Problèmes relatifs au site, (autour de la construction) :**

5.5.1.4.1.1. Effondrement de sol et coupure de route comme conséquences du glissement de terrain.



**Photo.43. soutènement en palplanches du talus nord succombant à la force de buté du glissement**

Source : auteur, 2015/2016.



**Photo.44. désordres provoqués par le glissement malgré le soutènement avec des palplanches, effondrement de la route qui dessert le CEM.**

Source : auteur, 2015/2016.

#### 5.5.1.4.2. Dommages directs, reçus par la construction :

Le CEM est achevé en 2007 /2008, représente des dommages assez inquiétants : des fissures larges, inclinaison de sol, tassement de plateformes, désordres dans les revêtements de sol etc...

La partie la plus endommagée est celle de l'entrée où le glissement était survenu (**voir plan.2.**)



Photo.45. **Inclinaison de sol.**  
Source : auteur, 2015/2016.

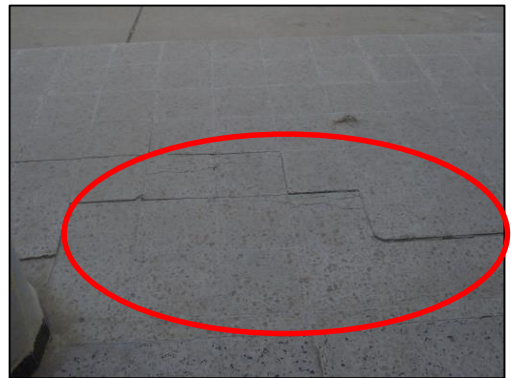


Photo .46. **Fissures dans le revêtement de sol.**  
Source : auteur, 2015/2016.

Sur toute la trame avant donnant sur l'aire de jeux, parallèle au glissement, on a recensé les pathologies structurelles suivantes :

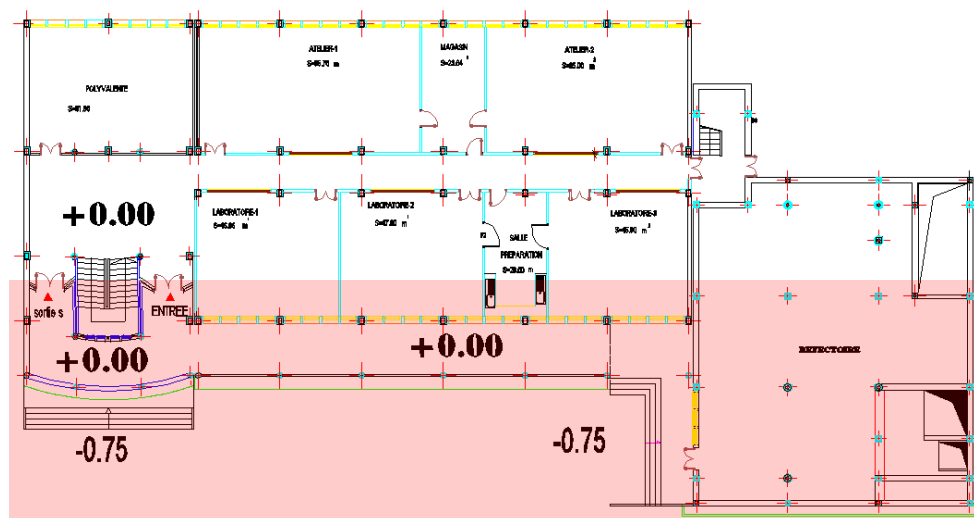


Photo.47.**Fissure verticale du poteau.**  
Source : auteur, 2015/2016.



Photo.48.**Fissure horizontale de poutre.**  
Source : auteur, 2015/2016.

Sur le plan de RDC ci-dessous, en rouge la zone la plus affectée par les mouvements de terrain.



Plan.2. plan du RDC, en rouge la zone où on a recensé des pathologies touchant la structure

Source : auteur, 2015/2016.

Dans les cours de l'établissement et les éléments de soutènement conçus pour le projet, on a observé plusieurs cas graves de dommages exprimés comme suit :

- Eclatement de voiles de soutènement.
- Craquement des sols des espaces extérieurs.



Photo.49. déplacement d'un mur de soutènement de la cour et apparition du remblai de remplissage.

Source : auteur, 2015/2016.



Photo.50. Tassements différentiels remarquables du sol de l'aire de jeu

Source : auteur, 2015/2016.

#### 5.5.1.4.3. Erreurs de conception ou litiges dans la conception.

Apparition de l'effet poteau court sur la façade du sous-sol du bloc **D**, du fait des ouvertures horizontales de ventilation pour la cuisine de l'école. Par conséquent le risque de cisaillement de ces poteaux lors d'un séisme.



Photo.51. **Effet poteau court au sous-sol (cuisine de l'école), bloc D**  
Source : auteur, 2015/2016.



Photo.52. **Risque de cisaillement du poteau dû à l'effet poteau court.**  
Source : auteur, 2015/2016.

Murs de culture sur remblais, dommages considérables observés lors des visites sur site .



Photo.53. **photo de la partie sud du CEM (ouvrage sur remblais)**  
Source : auteur, 2015/2016.



Photo. 54. **Aperçu des dommages subis par le sol autour de la construction, route desservant l'hôpital au sud.**  
Source : auteur, 2015/2016.

## 5.6. Évaluation de la vulnérabilité du bâtiment par le tableau d'évaluation de la méthode AFPS :

<b>A</b> Implantation du bâtiment	<b>1</b> Pente générale du terrain > 40 % 5				<b>2</b> Proximité d'un changement de pente D < 2H du bâtiment 15				<b>5</b>
<b>B</b> Environnement du bâtiment	<b>1</b> Bâtiments accolés : joint = 0 ou rempli d'un matériau 25				<b>2</b> Joints entre blocs adjacents < 2 cm 25 2 à 4 cm 10 > 4 cm 5				<b>5</b>
<b>C</b> Type de structure	<b>1</b> Murs en maçonnerie de blocs 15	<b>2</b> Murs en béton non armé 10	<b>3</b> Murs en béton armé 5	<b>4</b> Ossature poteaux-poutres sans remplissage 20	<b>5</b> Ossature poteaux-poutres avec remplissage 25	<b>6</b> Système mixte murs en maçonnerie et ossature 20	<b>7</b> Panneaux de façade BA préfabriqués porteurs 10	<b>8</b> Ossature BA préfabriquée porteuse 50	<b>25</b>
<b>D</b> Forme en plan	<b>1</b> Irrégulière 5		<b>2</b> Elancement en plan L/l>4 5			<b>3</b> Parties saillantes ou rentrantes 5			<b>5</b>
<b>E</b> Forme en élévation	<b>1</b> Etages en encorbellement > 2 m 15	<b>2</b> Retrait en façade >40 % 20	<b>3</b> Planchers d'un même étage situés à des hauteurs différentes 10		<b>4</b> Présence d'un plancher lourd ou d'une toiture lourde 10		<b>5</b> Absence de diaphragme horizontal en toiture 20		<b>20</b>
<b>F</b> Contreventement	<b>1</b> Variation verticale croissante des rigidités 0 à 100 (voir formule 1)		<b>2</b> Dissymétrie : torsion faible : 5 accusée : 50		<b>3</b> Absence de contreventement dans le sens des x ou y 100		<b>4</b> Densité de voiles de contreventement sens x ou y 0 à 100 (voir formule 2)		<b>100</b>
<b>G</b> Zones ou éléments critiques	<b>1</b> Descente de charge en baïonnette 25	<b>2</b> Présence de poteaux courts ou partiellement bridés participant au contreventement 50		<b>3</b> Présence de poteaux élancés 10		<b>4</b> Percements inserts dans les poteaux e>d/3 25	<b>5</b> Percements inserts dans les poutres e>d/3 10	<b>6</b> Percements inserts dans les nœuds e>d/3 50	
	<b>7</b> Présence d'un angle de façade affaibli 15		<b>8</b> Axes poteaux et poutres non concourants e>c/2 10		<b>9</b> Diaphragmes horizontaux avec grandes ouvertures s>10 %S 10		<b>10</b> Absence de chaînages encadrant les murs de contreventement en MAC verticaux : 25 horizontaux : 75		
<b>H</b> Divers	<b>1</b> Etat de conservation du gros œuvre médiocre : 10 mauvais : 25		<b>2</b> Risque de chute d'éléments non structuraux 5			<b>3</b> Façade BA préfabriquée non porteuse 10			
<b>Total des pénalités : 160</b>									

Tableau.8. Évaluation de la vulnérabilité du bâtiment par le tableau d'évaluation de la méthode AFPS. Source : auteur, 2015/2016.

### Conclusion :

Du tableau d'évaluation si dessus on en a déduit que le total de pénalités est supérieur à **100**.

L'ouvrage est très vulnérable par conséquent on doit le réhabiliter le plus vite possible afin d'éviter une catastrophe, qui menacera la construction et la vie des usagers ; élèves comme personnel.

### 5.7. Solutions à préconiser :

#### 5.7.1.1. Stabilisation et renforcement du sol autour de l'enceinte scolaire :

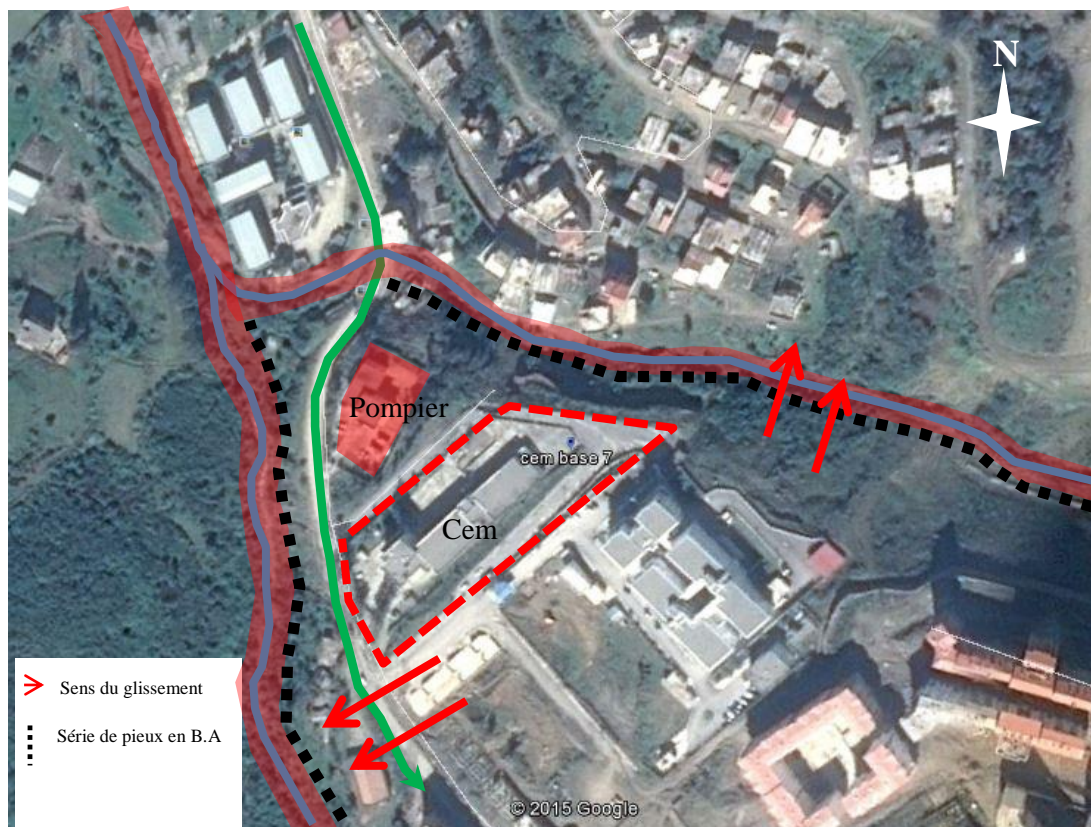
Comme on l'a déjà vu dans le **chapitre 4 (page 76)**, on a choisi comme technique de renforcement de sol, l'inclusion rigide par des pieux en béton armé moulés in situ. La technique consiste à faire des fouilles en puis dans le sol allant jusqu'à 30 mètres de profondeurs et d'y couler des pieux en béton armé.

La Raison du choix de ce type de technique consiste dans la facilité de mise en œuvre de ce type de solution, contrairement aux pieux battus qui peuvent ne pas être possible à exécuter suite à un sol qui pourrait nous surprendre lors de la mise en œuvre, par la présence de rochers qui pourrait compromettre l'opération ,comme ça a été le cas pour les ouvrages provisoires en palplanches déjà réalisés sur le site et qui n'ont donnés aucun résultats .

Dans la phase diagnostic sur l'état de vulnérabilité de l'enceinte scolaire, une entreprise algérienne spécialisée en géotechnique et les travaux publics (**Géo Mag**) était déjà sur place pour résoudre le problème de sol.

Ils ont préconisé comme techniques de renforcement de sol, des pieux en béton armé coulés in situ de 31 mètres de longueur et 80centimetres de diamètre sur tout le long de la zone susceptible de glissement pour freiner l'action du glissement de terre et stabiliser le sol. (**Voir carte.6.**)

20 mètres sont enfoncés dans le sol et 11 mètres sont en surface pour retenir les terres qui continuent à glisser et à emporter les palplanches utilisées comme moyen d'urgence pour parer au mouvement de terres. (**Voir fig.69, annexe 2.**)



**Carte.6. carte de la zone à renforcer par des pieux en béton armé.**

Source : auteur, 2015/2016.

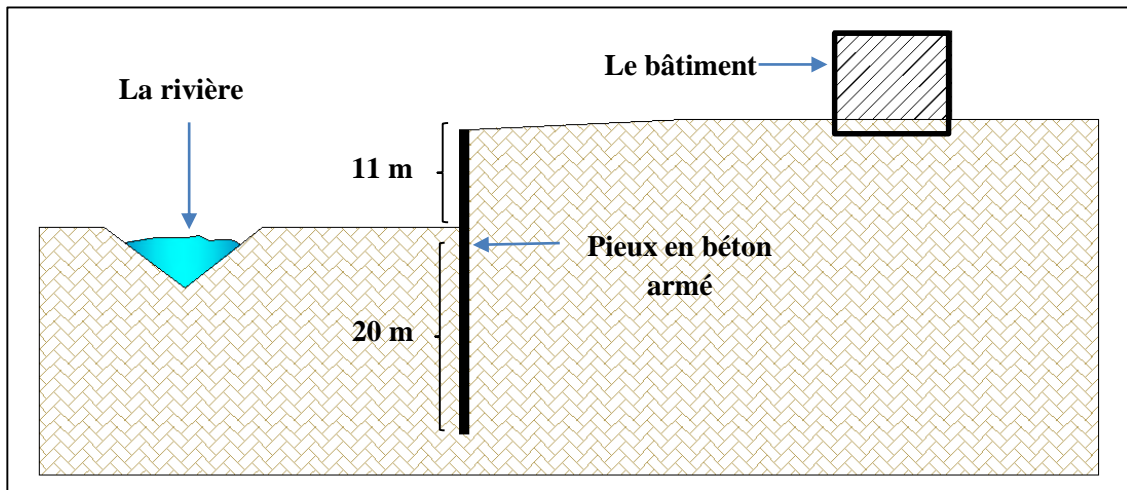
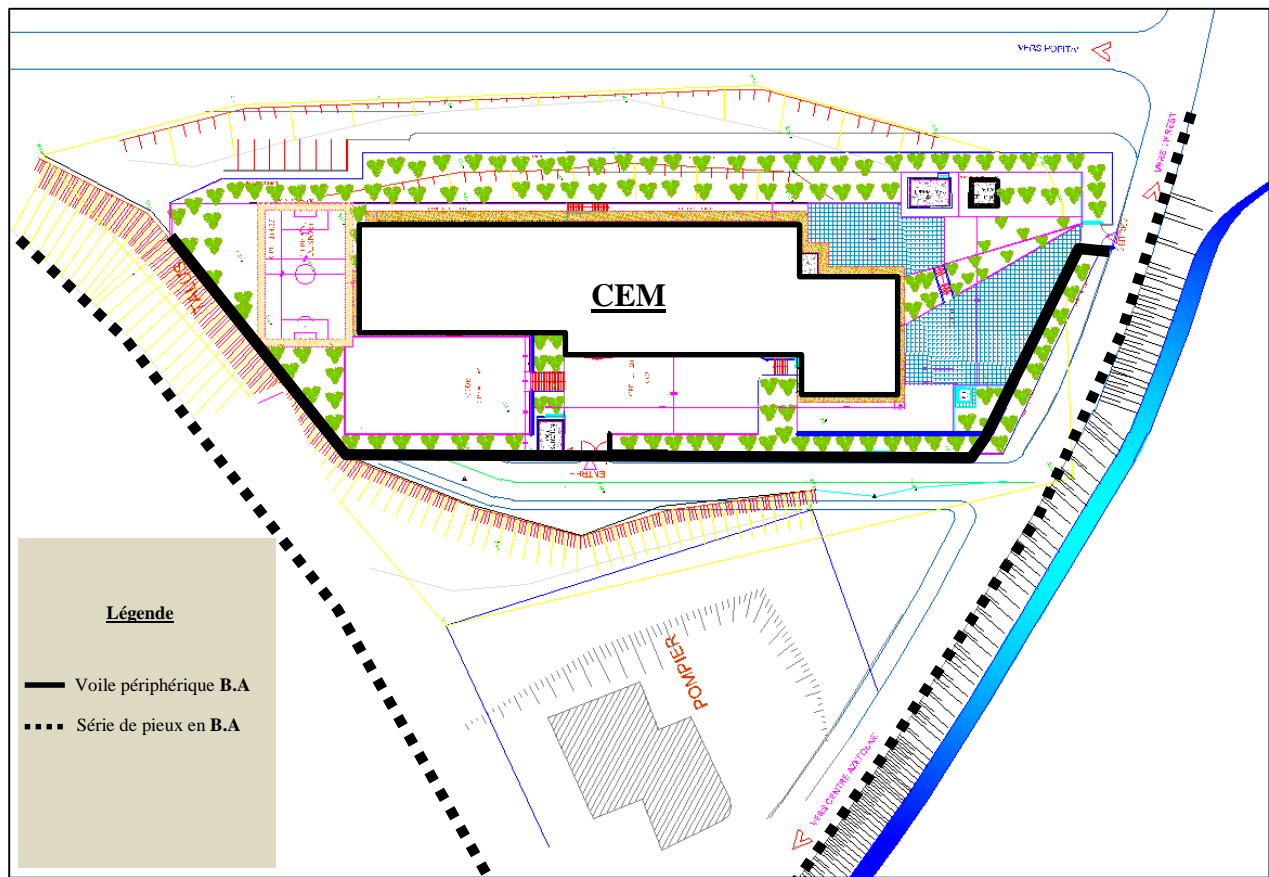


Fig.69. Coupe explicative de la technique adoptée pour stabiliser le sol.

Source : auteur, 2015/2016.

### 5.7.1.2. Sécuriser le bâtiment :

Pour sécuriser l'établissement et stopper le mouvement de sol on a proposé un confinement de la zone autour de la construction par des voiles périphériques en béton armé.



Plan.3. Plan explicatif des renforcements préconisés.

Source : auteur, 2015/2016.

### 5.7.2. Renforcement du bâtiment :

Pour prétendre résoudre le problème de notre cas d'étude à la source, on a adopté une démarche holistique d'analyse et de réhabilitation de l'ouvrage.

Après avoir sécurisé le périmètre et le contexte de la construction on proposera des solutions pour le bâtiment lui-même, afin compléter notre travail et s'assurer de la pérennité de l'intervention.

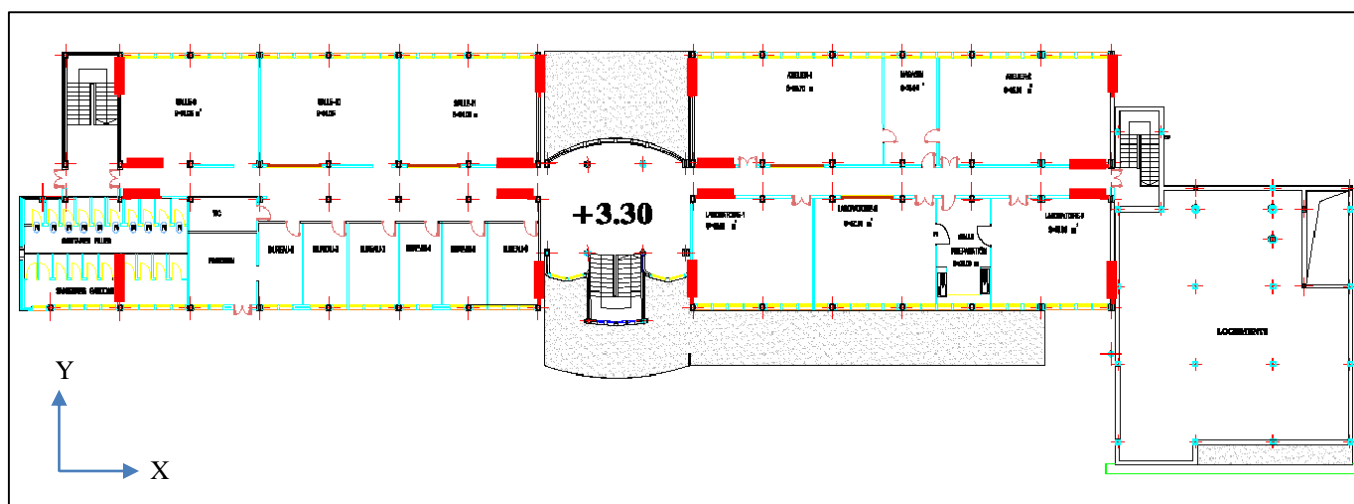
#### 5.7.2.1. Contreventer la structure pour parer au séisme :

Ceci dit, vu les dégâts constatés sur terrain et qu'on a répertoriés en haut, la priorité est de contreventer la structure en bâton armé

5.7.2.1.1. **Système choisi** : rajout de voiles en béton armé commençant des fondations au dernier étage.

5.7.2.1.2. **Raisons du choix du système de contreventement** :

- Compatibilité avec la structure existante ;
- Trames de grandes portées ;
- Ne nécessite pas des modifications dans la façade en raison de leur positionnement.



Plan.4.en rouge les voiles de contreventement rajoutés.

Source : auteur, 2015/2016.

#### 5.7.2.1.3. **Technique de mise en œuvre** :

Les fondations du bâtiment sont disposées dans le sens (Y) du bâtiment, de ce fait pour le voile qu'on a proposé :

- Dans le sens (Y), le problème ne se pose pas, les voiles vont démarrer des fondations existantes en les faisant ancrer dans les fondations et dans les poutres d'étages au-dessus des voiles.
- Dans le sens des (X) on se doit de créer d'autres fondations dans les endroits où on a proposé de rajouter de nouveaux voiles (**voir annexes 3...6**)
- Les voiles seront continus, ils vont démarrer des fondations jusqu'au dernier étage, comme illustré dans (**voir photo36**).

### 5.7.3. Résolution des pathologies touchant la structure :

#### 5.7.3.1. Les fissures :

Dans la phase diagnostic du bâtiment, on a remarqué différentes fissures sur des éléments de structure :

➤ Des fissures verticales au niveau des poteaux et des fissures horizontales au niveau des poutres. La solution envisagée est un calfeutrement des fissures selon la méthode citée dans le (**chapitre 4, page 46**)

Si après rebouchage des fissures, le problème n'est pas résolu et que les fissures continuent à s'agrandir on se doit de recourir à d'autres techniques de réparation et de renforcement.

Un chemisage en béton armé ou un traitement par fibre de carbone sera la solution pour stopper les fissures si elles restent actives.

#### 5.7.4. Réparations des sols tassés et des revêtements de sols fissurés au niveau de la cour et du porche d'entrée.

Ces pathologies n'étant pas structurelles, les solutions idéales pour des réparations durables ne sont pas très compliquées :

La procédure à suivre est :

- Décapage des parties dégradées et fissurées.
- Remblaiement et comptage des sols dégradés pour remettre tout au même niveau.
- Placer un treillis soudé pour parer à d'éventuelles fissures et couler une nouvelle plateforme en béton
- Poser un nouveau revêtement de sol et rendre les joints étanches à l'eau.

#### 5.7.5. Correction des erreurs de conception :

Dans le bloc **D**, on a constaté au niveau d'une façade des poteaux courts du fait des ouvertures horizontales créées pour ventiler la cuisine. Voir (**fig.70.**)

**Solution** : suppression du linteau en béton armé qui bute latéralement sur deux poteaux et suppression des ouvertures par la fermeture des baies en maçonnerie. (**Fig. 70**).

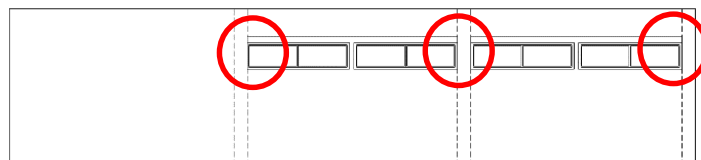


Fig.70.vue en façade, de l'effet poteau court causé par la création d'ouvertures hautes au niveau de la cuisine.

Source : auteur, 2015/2016.

## **CONCLUSION GENERALE :**

La construction ne se limite pas à faire de nouvelles constructions ni à innover de nouvelles formes pour surprendre, séduire et étonner. Etant donné de la stratégie de développement du secteur du logement en Algérie qui est dirigée vers les constructions neuves, le défi d'aujourd'hui est aussi de sauvegarder notre patrimoine bâti, qu'on a remarqué ces dernières années est dans un état d'insalubrité et dégradé, sans intention de le réinventer ni le réutiliser.

Une construction sauvegardée est un patrimoine matériel et une mémoire collective pour toute une société. Elle a toujours un avantage et une valeur ajoutée pour le propriétaire et pour le citoyen, d'une part l'activité ne sera pas perturbée dans l'attente de la période de démolition et de reconstruction, d'une autre part, la démolition peut être l'oubli et l'effacement de moments historiques et même parfois la perte du sens de l'orientation dans la ville suite à la perte d'un élément de repère.

En effet la réhabilitation est un travail minutieux et organisé selon un processus bien précis et pour ce faire, on doit d'abord connaître les propriétés des matériaux de la construction présentant des pathologies structurales virales, pour pouvoir commencer à faire un diagnostic où on pourra ausculter par des techniques adéquates le degré de vulnérabilité du bâti afin de trouver la source du problème et ainsi proposer des solutions pour réparer ou renforcer.

Pour éviter de recourir à ce type d'opérations, qui peuvent être coûteuses et même parfois difficiles à mettre en œuvre, il faut prendre certaines précautions avant la construction et durant la construction par les bureaux d'études et par les entreprises de réalisation, à savoir :

- L'architecte et l'ingénieur collaborent d'emblée ;
- Respecter les dispositions parasismiques des normes ;
- Eviter les rez-de-chaussée flexibles ;
- Eviter les étages flexibles ;
- Eviter les contreventements dissymétriques ;
- Eviter les contreventements décalés ;
- Eviter les systèmes mixtes colonnes-maçonnerie porteuse ;
- Eviter de remplir les cadres de maçonnerie ;
- Des parois porteuses en béton armé pour renforcer les bâtiments en maçonnerie ;
- Armer les parois porteuses en maçonnerie reprenant des efforts horizontaux ;
- Harmoniser la structure porteuse et les éléments non-porteurs ;
- Dans les constructions à ossature, séparer les parois non-porteuses par des joints ;
- Eviter les colonnes courtes ;
- Eviter de remplir partiellement les cadres ;
- Concevoir soigneusement les contreventements triangulés ;
- Concevoir des structures porteuses en acier ductiles ;
- Séparer les bâtiments contigus par des joints conformes aux règles de l'art ;
- Privilégier les configurations compactes ;
- Utiliser des dalles afin de solidariser les éléments et répartir les forces ;
- Tenir compte du danger de liquéfaction du sol ;
- Il peut s'avérer plus judicieux d'assouplir que de renforcer ;
- Ancrer les éléments de façade contre les forces horizontales.

## BIBLIOGRAPHIE

### LES OUVRAGES :

1. **ASSOCIATION FRANÇAISE DU GENIE PARASISMIQUE**, Guide AFPS conception parasismique des bâtiments : Conception parasismique, niveau avant-projet.
2. **BACHMANN. H**, Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités.
3. **BETBEDER-MATIBET.J et autres**, Constructions parasismiques. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction.
4. **CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE-PARASISMIQUE**, Règles parasismiques algériennes RPA 99/ VERSION 2003.
5. **CHERAIT.Y**. conception des bâtiments en zone sismique. Direction de la publication universitaire de Guelma. Guelma .Algérie.2012, 284 p
6. **DEKHMOCHE.M**, procédés de renforcement du vieux bâti, OPU, Ben Aknoun, Alger, 2007.
7. **Groupe de travail AFPS-CSTB**, Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme, CSTB, Mars 2013.
8. **GROUPE DE TRAVAIL AFPS-CSTB**, ANNEXES, Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme, CSTB édition, Mars 2013.
9. **LESTUZZI. P**, Séismes et construction, éléments pour non-spécialistes ; Presses polytechniques et universitaires romandes.
10. **MAMILLAN.M**, Restauration des bâtiments en béton armé, techniques de l'Ingénieur, traité Construction.
11. **MAZAHERIE.A**, **CAPRA.A**, **CHENAF.M**, **DAVIDOVICI.V**, **DELOMOTTE.P**, **TAILLEFER.N**, Renforcement parasismique des bâtiments/Guide méthodologique pour le renforcement préventif du bâti existant, CSTB édition, Nancy, France, Aout 2010,268 p
12. **MELBOUCI. B**, cours de géotechnique, méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Edition El-AMEL Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.
13. **PLISKIN. L**, La fabrication du ciment, Eyrolles Edition, 1993.
14. **PLUMIER. A**, Pathologies et réparation structurelles des constructions, partie3, Edition 2006.

### LES MEMOIRES :

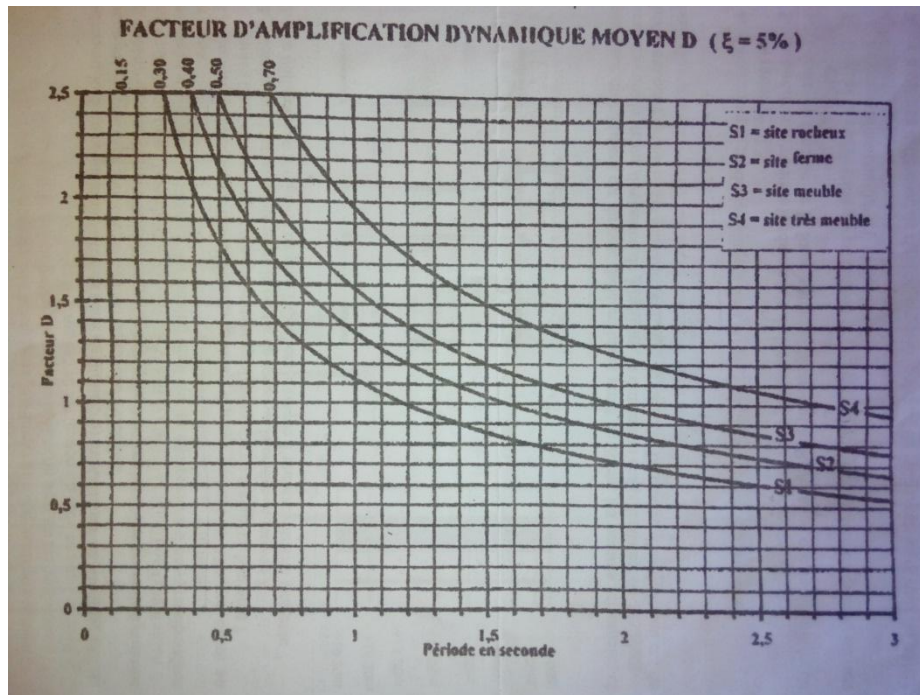
1. **BENARBIA.S**, nouvelles filières pour préserver l'environnement et matériaux de constructions, mémoire de master, EPAU ,51 p.
2. **BENGUESMIA CHADLIM**, **ABDELMALEK. AB**, Réhabilitation des ouvrages en béton armé, Projet de fin d'étude Pour l'Obtention du Diplôme de Licence en Génie Civil, Oran.

### LES COURS :

1. **ATTARLN**, Structure, support de cour S9, EPAU, 2015/2016
2. **ATTARLN**, Réduction de la vulnérabilité du bâti, cour optionnel option LAE, EPAU, 2014/2015.
3. **BENDALLA**, Droit et instrument d'urbanisme. Support de cour S7. EPAU .2014/2015.
4. **KASSOUL. A**, Vulnérabilité et Réhabilitation des Structures (2014/2015) – MASTER Génie Civil – Option : SCI.
5. **LEMDANI. M**, Construction, support de cour 2<sup>ème</sup> année CPI, EPAU.2012/2013.

6. **MILAN.Z**, session de formation sur les risques sismiques, construction parasismique, chapitre 3 : construction en béton armé, Mars 2008.
7. **SI YUCEF. Y**, Structure, support de cour 1<sup>ère</sup> année second cycle, EPAU, 2013/2014.

## ANNEXES



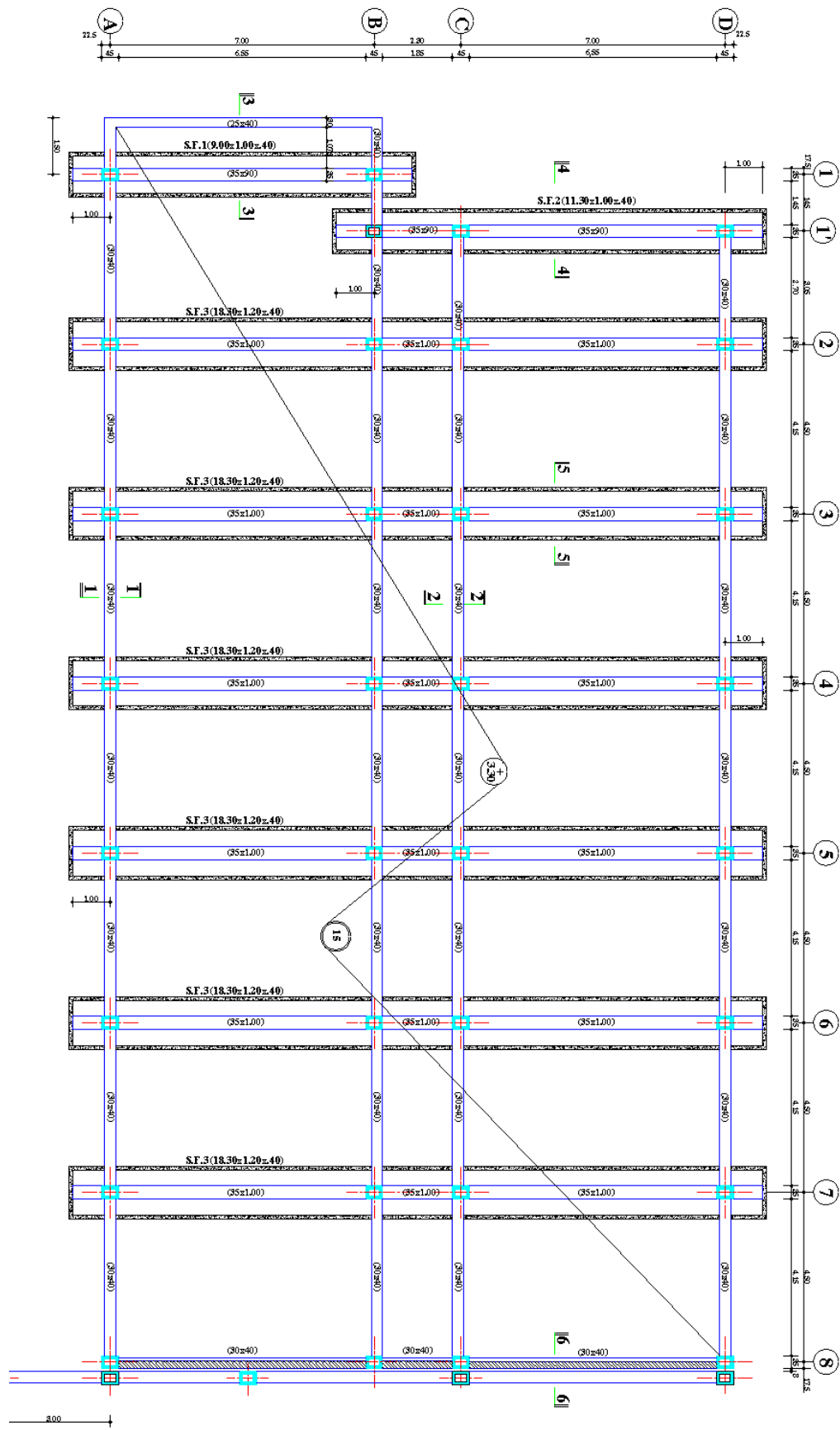
Annexe 1. Courbe du facteur d'amplification dynamique D selon le type de sites

Source : auteur, 2015/2016.

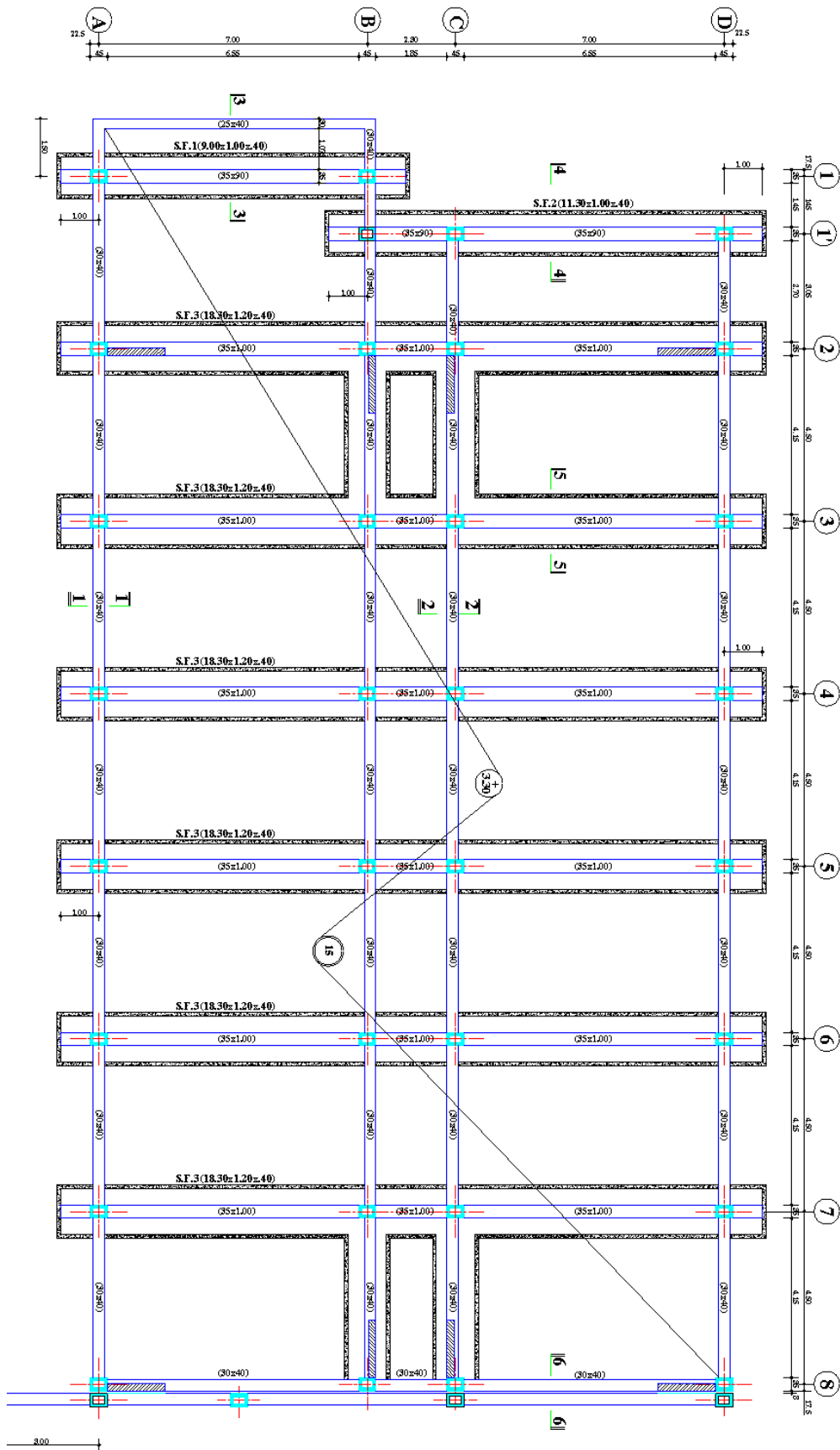


Annexe 2. Photo de la mise en œuvre des pieux en béton armé coulés sur in situ

Source : auteur, 2015/2016.



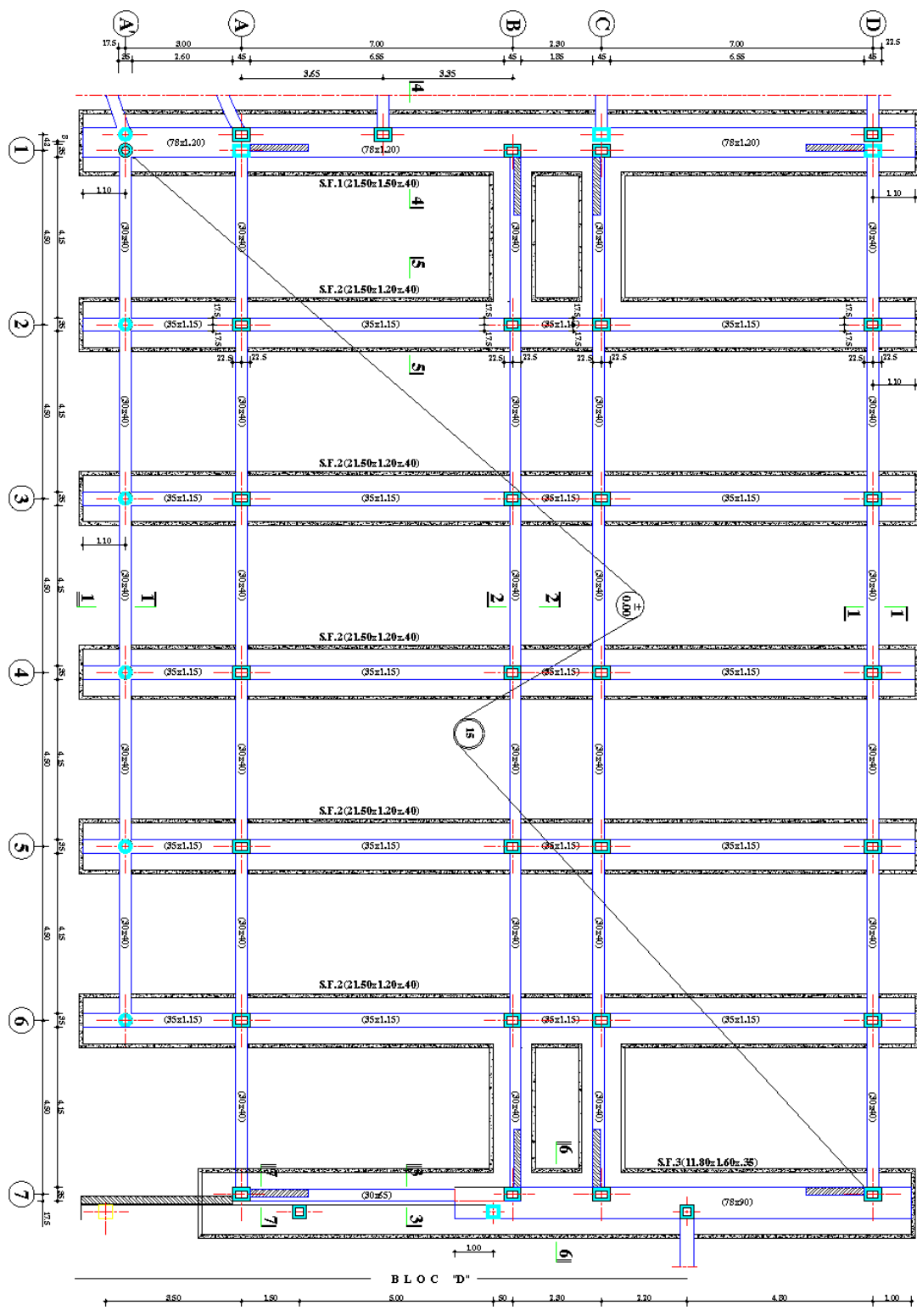
Annexe 3. Plan de fondation bloc A avant renforcement  
 Source : BET BERHTO.



Annexe 4. Plan de fondation bloc A après renforcement

Source : auteur 2015/2016.





Annexe 6. Plan de fondation bloc C après renforcement

Source : auteur 2015/2016.