

République Algérienne **D**émocratique Et **P**opulaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la **R**echerche Scientifique

Université de Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Projet de fin d'études
Présenté pour l'Obtention du **D**iplôme de **M**astère En **G**énie **C**ivil

Option : Art et Techniques de Réhabilitation des **B**âtiments

Thème

**REHABILITATION D'UN BLOC DE L'ECOLE
PRIMAIRE
IBN BAYTAR (Sidi-Bel-Abbès)**

Présenté par :

Mr. **BENYAHIA Mohammed**

Devant le Jury composé de :

Mr. **BENYELLES Z.**
Mr. **MEDJAHED L.**
Mr. **ABOUBEKR N.**
Mlle **KDROUSSI H.W.**
Mr. **HASSAINE N.**
Mr. **CHERIF BENMOUSA M.Y.**

President
Encadreur
Encadreur
Encadreur
Examineur
Examineur

-Année Universitaire : 2011-2012-

Thème

**REHABILITATION D'UN BLOC DE
L'ECOLE PRIMAIRE
IBN BAYTAR (Sidi-Bel-Abbès)**

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je commence par remercier le bon Dieu qui m'a doté de la volonté, du courage et surtout de la patience pour produire ce travail et qui m'a aidé à faire face à toutes les difficultés rencontrées lors de son élaboration.

Mes sincères remerciements à mes parents qui ont sacrifié leur vie pour mon éducation et à mes professeurs qui ont sacrifié leur temps pour ma formation durant mes études.

Je tiens à remercier **Mr ABOU BEKR N. Mr MEDJAHED L. Mlle KDROUSSI H.** qui m'ont encadré tout le long de mon mémoire, et m'ont facilité son bon déroulement avec leur accueil, disponibilité et gentillesse.

Nous tenons également à remercier **Mr BENYELLES.Z** d'avoir accepté de présider le jury de notre projet de fin d'études.

Aussi, nous remercions **Mr HASSAINE.N et CHERIF BENMOUSA M.Y.** qu'on bien voulu examiné notre travail. Leur présence va valoriser, de maniéré certaine, le travail que nous avons effectué.

Je remercie tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail dans de bonnes conditions.

A tous je dis merci.

Liste des figures

Figure 1.1 - Répartition des pressions verticales dans le sol sous deux semelles carrées	05
Figure 1.2 : Type de fissuration (école Ibn Baytar)	10
Figure 1.3 : Modelé générale de tutti pour la corrosion dans le béton	15
Figure 1.4 : La corrosion des armatures (école IBN BAYTAR)	15
Figure 1.5 : Evolution de la carbonatation	16
Figure.1.6 : Choix des Investigations	26
Figure 1.7 : Mesure au scléromètre (Lissandre-2006-)	28
Figure 2.1 : Schéma présentant la situation géographique du projet	33
Figure 2.2 : Schéma de situation du projet	33
Figure 2.3 : Schéma de configuration de l'école Ibn Baytar	34
Figure 2.4 : Plan rez-de-chaussée de l'école Ibn Baytar	35
Figure 2.5 : Plan de l'étage de l'école Ibn Baytar	36
Figure 2.6 : Les fissures diagonales (École ibn baytar)	39
Figure 2.7 : Les fissures horizontales (École ibn baytar)	39
Figure 2.8 : relevé métrique et pathologique	40
Figure 2.9 : Phénomène de carbonatation (École ibn baytar)	41
Figure 2.10 : Phénomène de carbonatation (École Ibn Baytar)	41
Figure 2.11 : Phénomène de corrosion	42
Figure 2.12 . Exemple, d'armature corrodée Ibn Baytar	42
Figure 2.13 : Corrosion des armatures (École Ibn Baytar)	42
Figure 2.14 : Cisaillement dans avant poteau (École Ibn Baytar)	43
Figure 2.15 : Dégradation de l'enrobage des armatures (École Ibn Baytar)	43
Figure 2.16 : La dégradation du béton (École Ibn Baytar)	44
figure2.17 . Évolution de la dégradation	44
Figure 2.18 : Schéma de rupture sous une semelle chargée	45
Figure 2.19 : Courbe : $e=f(\log s')$	46
Figure 2.20 : Loi de comportement du béton.	47
Figure 2.21 : Loi de comportement de l'acier	49
Figure 2.22 : Différents modes d'excentricité ⁵¹	50
Figure 2.23 : Image instantanée à L'E.L.U. D'une section rectangulaire	51
Figure 2.24 : Image instantanée à L'E.L.U d'une section rectangulaire simplement armée	52
Figure 3.1 . Modélisation de structure	55
Figure 3.2 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations	57
Figure 3.3 : La coupe de la poutrelle	64
Figure 3.4 : Schéma d'un plancher étage courant	65
Figure 3.5 : Schéma d'un mur double parois	66
Figure 3.6 . Les arbres dans l'école ibn baytar	75
Figure 3.7 : Distance minimal entre les bâtiments et les arbres	75
Figure 3.8 : Apparition des racines dans la cours	75
Figure 3.9 : Absence de trottoir et regroupement des eaux	76
Figure3.10 :-Manque d'entretien.	76
Figure3.11 :. Problème de l'étanchéité à l'école ibn baytar	77
Figure 3.12 . Dans les appuis Positionnement des armatures	78
Figure 3.13 . Grand espace Disposition incorrecte des cadres	79 78

Figure.3. 14 : Corrosions des armatures	79
Figure 3. 15 : Manque des armatures transversales	79
Figure 3.16 : Faible de l'Enrobage (Ecole ibn baytar)	79
Figure 3.17. : Eclatement des bétons par phénomène de la carbonatation	79
Figure 3.18. : Faible l'enrobage	80
Figure 4.1. Plan de situation des arbres	81
Figure 4.2. Eloigner les arbres	82
Figure 4.3. : Réseau de drainage	83
Figure 4.4. : Trottoir périphérique	83
Figure.4.5. Augmentation des semelles (plan de fondation)	84
Figure 4.6. : Renforcement des semelles	85
Figure.4.7. Augmentation des poteaux (plan de RDC)	85
Figure 4.8. : Réparation d'un poteau en béton armé	86
Figure 4.9. Barre d'ancrage	86
Figure 4.10. : Collage au bitume chaud (EAC) des feuilles bitumineuses	87
Figure 4.11. Mise en œuvre par collage de feuilles auto protégées par granulés minéraux	87
Figure 4.12. Collage au bitume chaud	87
Figure 4.13. Soudage au chalumeau	88
Figure 4.14. About de lé de feuille auto protégée granulés minéraux	88
Figures 4.15. : Bandeau en cas terrasse inaccessible	88
Figures 4.16. Réparation des fissures par injection.	89
Figures 4.17. Réparation des fissures par injection.	89
Figure 4.18. Gainage du mur fissuré (Vue de face).	89
Figure 4.19. Application de l'enduit	90
Figure 4.20. Application de peinture	91
Figure 4.21. Réseau PERT	93

Liste des tableaux

Tableau 2.1. Echelle de caractérisation de la fissuration d'une structure en béton armé	39
Tableau 2.2 : les causes d'endommagement du béton	44
Tableau3.1. les modes	55
Tableau.3.2.: Ferrailage des Poteaux	56
Tableau 3.3. : Récapitulation des efforts M et N des semelles	57
Tableau 3.4. Les Résultats de tassement	60
Tableau 3.5. : Récapitulation du pré dimensionnement	65
Tableau 3.6. : Récapitulation du poids de la structure	72
Tableau 3.7. : Distribution vertical des efforts au sens longitudinal	73
Tableau 3.8. : Distribution vertical des efforts au sens transversal	73
Tableau 4.1. Cheminement à suivre pour traiter des fissures.	90
Tableau4.2. Planning des taches	92
Tableau.4.3. Tableau de GANNT	94
Tableau.4.4. Le diagramme de Gantt	94
Tableau.4.5. Devis Quantitatif et Estimatif	96

Liste des abréviations

B.A.E.L.91 : Règles techniques de conception et de calcul et constructions des ouvrages en Béton Armé suivant la méthode des **Etat Limites**"

C.T.C : **C**ontrôle **T**echnique de **C**onstruction

D.T.R : **D**ocument **T**echnique **R**églementaire

E.L.S : **E**tat **L**imite **S**ervice

E.L.U : **E**tat **L**imite **U**ltime

M.S.E : **M**éthode **S**pectrale **E**quivalente

OTP : **O**rganigramme **T**echnique du **P**rojet

R.P.A : **R**ègles **P**arasismiques **A**lgériennes

Introduction générale

CHAPITRE 1

Objet de la réhabilitation, pathologies et outils d'intervention

CHAPITRE 2

Pré-diagnostic

CHAPITRE 3

Construction du diagnostic final

CHAPITRE 4 Méthodologie d'intervention

Conclusion générale

TABLE DES MATIERS

REMERCIEMENTS	iv
RESUME	iv
TABLE DES MATIERS	iv
LISTE DES ABREVIATIONS	iv
LISTE DES FIGURES	viii
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 : Objet de la réhabilitation, pathologies et outils d'intervention	
1. Introduction	3
2. Définitions générales	3
2.1. Réhabilitation/Rénovation	3
2.2. Réhabilitation/Restauration	4
2.3. Réhabilitation/ Reconversion	4
2.4. Réparation	4
3. Différents Cas de pathologies	5
3.1. Les pathologies des fondations	5
3.1.1. Risques de la méconnaissance des propriétés des sols	6
3.1.2. La Nécessite des études géotechniques	7
3.2. La fissuration des ouvrages	8
3.2.1. Définition de Fissures	8
3.2.2. Types de fissuration	8
3.2.3. Dimensionnement des fissurations	10
3.3. Pathologie du béton armé	12
3.3.1. La déformation anormale d'éléments en béton armé	12
3.3.2. La rupture des éléments en béton armé	12
3.3.3. Les investigations dans le béton et diagnostic	13
3.3.4. Pathologie des aciers	13
4. Interprétation des données.	17
4.1. L'analyse technique des données.	17
4.2. La formulation des recommandations :	18
5. Techniques de réparation et de renforcement	18
5.1 Caractéristiques des produits de renforcement	18
5.2. Adjonction d'armatures d'aciers	19
5.2.1. Mise en place des armatures complémentaires	20
5.2.2. Protection des armatures	20
5.2.3. Réfection des bétons	20
5.3. Projection du béton	20
5.4. Chemisage des sections de béton	21
5.4.1. Adhérence entre les deux bétons	21
5.4.2. Les inconvénients de chemisage	22
5.5. Renforcement par gainage métallique	22
5.5.1. Les matériaux utilisés	22
5.5.2. La mise en œuvre des plats collés	22
5.6. Le renforcement au moyen de profilés métalliques	23
5.7. Le scellement d'armatures pour béton armé	24
5.8. Renforcement par une précontrainte additionnelle	24
5.9. Adjonction de matériaux composites (Polymères Renforcés en Fibres)	24
6. Méthode de diagnostic	25
6.1. Diagnostic d'un ouvrage :	25
6.2. Objectifs du diagnostic	25

6.3. La procédure à suivre	25
6.3.2. Les investigations in situ	27
6.3.3. Relevé visuel	28
6.4. Les vérifications en bureau d'études	29
6.5. Le rapport de diagnostic	30
7. Conclusion.	31
CHAPITRE 2 : Pré-diagnostic	
1. Introduction :	32
2. Relevé d'état de fait :	32
2.1. Situation géographique.	32
2.2. Contexte de réalisation de l'école	32
3. Les plans d'architecture	35
4. Configuration du bâtiment	37
5. Description des dégradations (Relevé visuel)	38
5.1. La fissuration.	38
5.1.1. Relevé métrique et pathologique	40
5.2. La carbonatation des bétons.	41
5.3. La corrosion des armatures	41
5.3.1. Le phénomène de corrosion dans le béton armé	41
5.4. Cisaillement des avants poteaux	42
5.5. dégradation de l'enrobage des armatures	43
5.6. Evolution de la dégradation du béton	43
5.7. Récapitulatif des causes liées aux phénomènes de dégradations	44
5.8. Investigation dans le sol	45
5.8.1. Caractéristiques du sol.	45
5.9. Caractéristique des matériaux.	47
5.9.1. Le béton:	47
5.10. L'effet des excentricités sur le comportement des poteaux soumis à une charge excentrée.	50
5.10.1 L'effet du premier ordre.	50
5.10.2. L'effet du second ordre.	50
5.10.3. Elaboration et conception des diagrammes d'interaction.	51
6. Conclusion et recommandation	52
CHAPITRE 3 : Construction du diagnostic final	
1. Introduction	53
2. La modélisation de la structure :	53
3. Vérification	56
3.1. Fondation	56
3.2. Pré dimensionnement	60
3.2.1. Sollicitations verticales	60
3.2.2. Sollicitations horizontales	60
3.2.3. Descente de charge	65
3.4. Etude dynamique	67
4. Retour sur les causes des désordres	74
4.1. La fissuration: des origines diverses	74
4.1.1. Le sol	74
4.1.2. Les racines des arbres	75
4.1.3. Absence de trottoir périphérique autour du bloc	76
4.2. Désordres dans l'étanchéité	77
4.3. Structure et matériaux	78

4.3.1. Résistance du Béton armé	79
4.3.2. Enrobage des armatures	80
5. Conclusion	81
CHAPITRE 4 : Méthodologie d'intervention	
1. Introduction	81
2. Planning sommaires des taches :	81
3. Choix des méthodes de réparation	81
3.1. Eloigner quelque arbres	81
3.2. Drainage périphérique	82
3.3. Bordures et dallage de trottoir	83
3.4. Renforcement de la structure	83
3.5. Renouvellement de l'étanchéité	87
3.6. Traitement des fissures	89
3.7. Revêtement des enduits	90
3.8. Peinture	91
4. Planning des taches	92
4.1. Description des taches :	92
4.2. Réseau PERT	92
4.3. Méthode de GANNT	94
4.4. Contrôle des travaux	95
4.4.1. Plan de surveillance	95
4.5. Quantitatif et Estimatif	95
4.6. Lecture des résultats MS Projet	97
5. Conclusion	98
CONCLUSION GENERAL	99
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE	101

Introduction générale

En tant qu'élève Ingénieur dans le domaine du génie civil, option Art et Technique de Réhabilitation du Bâtiment, l'opportunité de trouver un cas particulier de réhabilitation s'est présentée lors de notre prospection de thèmes de projets de fin d'étude. Lors de notre visite effectuée au CTC Chef pour consulter les projets dont ils ont la responsabilité de contrôle, le projet de réhabilitation de l'école Ibn Baytar à Sidi Bel-Abbes à attirer particulièrement notre attention par le fait de la nécessité d'une intervention rapide car l'école allait fermer ses portes.

Le domaine de la réhabilitation représente aujourd'hui un marché qui paraît d'autant plus important et dynamique que celui du neuf est dépressif.

La grande diversité des travaux de réhabilitation amène les professionnels à se mettre en cause presque sur chaque chantier.

Chaque opération de réhabilitation requiert une réflexion particulière et nécessite l'utilisation de méthode, d'instruments et de techniques adaptées à la situation et aux problèmes spécifiques de chacun des ouvrages.

Ayant choisi cette spécialité « La réhabilitation des bâtiments », notre motivation est celle de sortir sur terrain et de faire face à un véritable projet de réhabilitation.

Notre objectif est donc de construire une méthodologie qui nous permet d'aboutir à un bon diagnostic prenant en charge les solutions théoriques et leur faisabilité technique en Algérie.

Comment allons-nous aboutir à ce diagnostic ?

C'est en fait l'objet de notre mémoire, que nous avons réparti en quatre chapitres :

- Le premier chapitre est une investigation bibliographique sur le thème de la réhabilitation, des pathologies des ouvrages en béton armé, et les différents procédés de traitement.
- Le deuxième chapitre est une exploration de notre cas d'étude « l'Ecole Ibn Baytar à Sidi-Bel-Abbès » précisant la partie sur laquelle nous voulons intervenir, il présente aussi les données nécessaires pour notre intervention (situation, historique de l'édifice, configuration architecturale et structurale, caractéristiques du sol, etc.) ; ainsi qu'un diagnostic visuel, et un relevé pathologique établis lors de nos visites sur site.
- Dans le troisième chapitre, nous sommes revenus sur les causes des dégradations constatées lors du pré-diagnostic, et nous avons procédé à une modélisation de la structure sur le support du logiciel « SAP 2000 » et la méthode statique équivalente, pour comparer les caractéristiques structurales de notre édifice avec les normes en vigueur (DTR algériens, spécialement le RPA 99 version 2003).
- Le dernier chapitre est une synthèse des trois autres, qui mixe toutes nos données dans un diagnostic final accompagné de décisions d'interventions, et de solutions recommandées pour les différentes pathologies relevées.

Notre méthodologie est finalement inspirée des documents « théoriques » sur la réhabilitation et les méthodes de diagnostic, la réalité de sa pratique dans le contexte algérien et l'expérience que nous ont transmis nos enseignants et les praticiens du CTC.

Les résultats de notre méthodologie de travail sont reformulés à la fin de ce mémoire dans une conclusion générale.

1. Introduction

Le patrimoine bâti, que ça soit dans le monde ou en Algérie représente l'un des actifs les plus coûteux d'un pays, se dégrade et demande à être réhabilité. Les opérations de préservation et de maintenance du parc d'ouvrages sont extrêmement coûteuses, il était impératif de rechercher des méthodes précises et des technologies innovatrices qui permettent une maintenance et une réhabilitation qui soient économiques et rentables et qui participent au développement durable de la société.

En construisant, l'homme fait intervenir les lois de la nature à son profit. C'est tout au moins ce qu'il cherche, mais il ne les maîtrise pas toujours, soit qu'il ait sous-estimé l'importance de certaines d'entre elles, soit qu'il les ait totalement oubliées ou ignorées. Il est quelquefois surprenant de constater que certains ouvrages récents présentent une détérioration importante, cela nécessitera une protection et une maintenance appropriée. Ces désordres rencontrés sont très souvent dus au vieillissement des matériaux, ce qui a une incidence directe sur la durabilité du béton. Dans tous les cas, il est impérativement indispensable de procéder à des méthodes, soient de renforcement, soient de réparation, et cela suite à une inspection d'analyses et de méthodologie d'un bon diagnostic

La recherche bibliographique consiste à explorer théoriquement le thème de la réhabilitation, l'étude de certains cas de pathologies des ouvrages en béton armé, peut construire un support de décision sur le choix des techniques de réhabilitation pour notre projet :

- Déceler préalablement les anomalies au moyen d'un bon diagnostic
- Choisir une technique de renforcement

L'objectif visé ici était de permettre les techniciens et les ingénieurs a savoir-faire, face au différentes problème rencontré pendant la vie du bâtiment par l'étude d'un cas pathologique du l'école primaire IBN BAYTAR à Sidi-Bel-Abbès.

2. Définitions générales

2.1. Réhabilitation/Rénovation

Cela pourrait apparaître un peu tatillon de jouer sur les mots, mais pour le sujet qui nous préoccupe, «les bâtiments anciens», il est important de distinguer la notion de réhabilitation de celle de rénovation. Bien que la frontière entre ces 2 termes soit souvent confuse, voir confondue, la notion de rénovation est beaucoup plus restrictive que celle de réhabilitation.

En effet, la rénovation sous-entend à la base de toute intervention le maintien de la fonction originelle de l'ouvrage. La rénovation est donc une intervention qui consiste à remettre à neuf, à restituer un aspect neuf ou à restituer un état analogue à l'état d'origine d'un bâtiment ou d'un ouvrage dégradé par le temps et l'usure, en se donnant la possibilité de lui donner des caractéristiques techniques, réglementaires et esthétiques de meilleure qualité.

La réhabilitation d'un bâtiment, quant à elle, consiste « à effectuer des travaux d'amélioration générale, ou de mise en conformité d'un logement ou d'un bâtiment avec les

normes en vigueur (normes de confort électrique et sanitaire, chauffage, isolation thermique et phonique, équipement de confort, etc.) ». Tout particulièrement, et contrairement à la rénovation, la réhabilitation peut comporter un changement de destination de l'ouvrage. Cette notion de possible reconversion est importante dans le cadre d'une intervention sur un bâtiment ancien et de son maintien (sauvegarde). Enfin, on parlera également de réhabilitation lorsque la rénovation est poussée en termes de travaux techniques et réglementaires.

La notion de réhabilitation est donc importante et employée à bon escient car elle intègre la possibilité de concevoir un projet qui comporte la notion de reconversion tout en maintenant à la fois l'exigence d'une rénovation qui respecte la nature et les caractéristiques des bâtiments anciens et du bâti existant en général.

La réhabilitation offre à un bâtiment la possibilité d'avoir une seconde vie, en ce sens ou il faut prendre en compte les spécificités du bâtiment existant (son mode de construction son fonctionnement. L'expérience acquise lors son usage antérieure, la spatialisation de ses fonctions), afin de proposer un nouvel aménagement. Elle incite à intervenir sur le bâtiment comme un médecin sur la malade : à partir d'un regard global et pas seulement de l'observation des symptômes. C'est un domaine d'expertise complet (l'inverse d'une spécialité), qui met en jeu de multiples échelles spatiales et des contraintes qui ne se limitent pas est possible de trouver un équilibre entre ce qu'il faut conserver et ce qui doit évoluer, tout en mettant en valeur l'histoire vécue.

2.2. Réhabilitation/Restauration

La réhabilitation est généralement moins coûteuse que la restauration mais elle nécessite le recours à des solutions techniques délicates qui découragent bien souvent les maîtres d'ouvrages.

2.3. Réhabilitation/ Reconversion

La réhabilitation est plus souple que la reconversion et permet une reproduction plus systématique, à partir d'exemple comparables par leur situation et par leur programme de travaux, même si l'influence du contexte interdit toute réponse type.

C'est le changement de fonction d'un bâtiment pour éviter la désaffectation. On touche ici au statut temporaire de la fonction d'un bâtiment face à son architecture, sa forme.

Cette modification d'un lieu existant nécessite un geste fort de la part de l'architecte, tout en respectant l'édifice et le lieu. Cela impose des arbitrages entre les exigences patrimoniales, sociales et économiques. De plus, toute reconversion possède alors ses propres spécificités difficilement reproductibles sur d'autres bâtiments.

Réglementairement, la reconversion s'apparente à la création ex nihilo. Elle est donc soumise au dépôt systématique d'un permis de construire et aux normes régissant la construction neuve, alors que la réhabilitation ne l'est que dans certaines conditions.

(FERRO - 2006)

2.4. Réparation

La réparation d'une construction est une opération qui consiste à lui restituer, par des travaux appropriés, un niveau de service perdu. La baisse du niveau de service peut résulter

de toutes sortes de causes ; les plus fréquentes sont la dégradation progressive des propriétés des matériaux (agressions atmosphériques, modification des propriétés des matériaux), l'utilisation intensive (effet de la répartition des charges) voire abusive (utilisation au-delà des charges prévues), les accidents et sinistres (chocs, incendies séisme etc...). (C.G.S .1992_ALGERIE)

3. Différents Cas de pathologies

Pour l'intérêt de notre projet, nous avons exploré le cas des pathologies dans : les fondations, béton armé.

3.1. Les pathologies des fondations

Le problème des fondations n'est malheureusement pas entièrement résolu par la détermination du seul taux de travail admissible. En effet, les pressions provoquées par la semelle ne restent pas localisées sur les quelques centimètres de terrain qui se trouvent sous la fondation ! et pourtant, il y a bien longtemps que l'on sait calculer les contraintes provoquées en profondeur dans un sol par une semelle qui le surcharge, puisque les équations théoriques qui permettent ce calcul ont été établies en 1885 par le mathématicien français JOSEPH BOUSSINESQ.

Les équations de BOUSSINESQ permettent de tracer les courbes d'égale pression dans le sol [cf.fig.1] en fonction de la contrainte –supposée uniforme– exercée par la semelle à son contact avec le terrain. Elles nous montrent en outre que lorsque 2 semelles, exerçant sur le sol la même contrainte, sont de dimensions différentes (ce qui signifie que la semelle la plus petite est la moins chargée), les contraintes qu'elles provoquent à une profondeur donnée ne sont pas les même : la semelle la plus grande (la plus chargée) exerce une contrainte supérieure à celle que provoque, a la même profondeur, la semelle la plus petite. Or l'application de pressions à un sol donnée provoque le resserrement des grains, ce qui se traduira par des tassements. Cela explique donc que, lorsque deux fondations de dimensions différentes exercent la même pression sur le sol d'assise, c'est la plus grande qui s'enfoncera le plus.

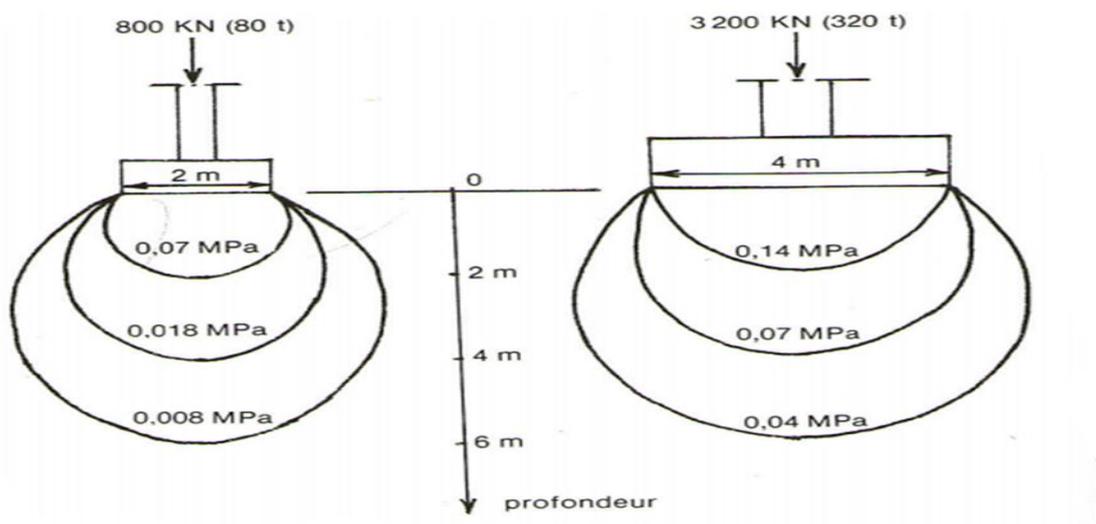


Figure 1.1 - Répartition des pressions verticales dans le sol sous deux semelles carrées

(LOGEAIS-1982)

Le problème n'est pas très grave lorsque le terrain est homogène et de bonne qualité: par exemple, des semelles reposant sur une couche épaisse de sable et gravier. Par contre, lorsque le terrain comporte en surface une couche résistante, mais relativement mince, supportée 20 par une couche plus compressible (par exemple de la vase ou de l'argile molle, ou de la tourbe, comme cela arrive souvent dans les plaines alluviales), les semelles les plus chargées vont solliciter fortement la couche molle sous-jacente, alors que les semelles moins chargées, donc plus petites, la solliciteront moins. Si aucune précaution n'a été prise au niveau de la structure, on assistera à des tassements différentiels importants, qui se traduiront dans le bâtiment par des fissures notables.

Les tassements différentiels peuvent prendre divers aspects;

- ✓ fissures obliques dans le cas de structures fragiles (fissures "en escalier" si les murs sont en maçonnerie,
- ✓ ouverture de joints dans le cas de structures rigides. Le joint de rupture de l'immeuble s'est ouvert de près d'un mètre au niveau de la terrasse.

3.1.1. Risques de la méconnaissance des propriétés des sols

L'ignorance du comportement des terrains peut prendre plusieurs aspects, qui ont tous des conséquences graves

— oublier le problème des tassements en se souciant du seul taux de travail du sol: cette attitude conduit à une absence de curiosité vis-à-vis de la présence de couches compressibles, donc à une absence d'étude géotechnique. Parmi les terrains compressibles, on trouve les remblais récents, auxquels, compte tenu de leur importance, nous consacrons un chapitre spécial;

— oublier que les bâtiments ne sont pas les seuls à engendrer des contraintes dans le sol et que d'importants apports de terre autour des édifices peuvent eux aussi provoquer des désordres (tassements, glissements de terrain notamment) On voit là aussi apparaître le rôle néfaste des remblais qui sera étudié plus loin;

— oublier que le terrain argileux compact sur lequel on va se fonder en période sèche risque de voir ses caractéristiques profondément modifiées par des venues d'eau ultérieures si l'on ne prend pas des précautions. Cette influence pernicieuse de l'eau sera elle aussi étudiée dans un chapitre spécial;

— oublier que des semelles éloignées les unes des autres ou des pieux isolés ne sollicitent pas la même épaisseur de terrain que des semelles rapprochées ou des groupes de pieux Cet oubli peut conduire à une évaluation optimiste des tassements, ou même, dans le cas où la couche résistante sur laquelle on se fonde surmonte une couche molle, à ne pas se préoccuper de l'épaisseur de cette couche résistante. Nous en reparlerons plus

— enfin, notamment dans le domaine des pieux battus, la méconnaissance des modifications momentanées des caractéristiques du sol par le battage peut conduire à certains mécomptes (faux refus notamment) ou à des dépenses exagérées (battage dans des terrains thixotropiques}. Nous en reparlerons plus loin.

3.1.2. La Nécessité des études géotechniques

On voit donc que beaucoup de mécomptes pourraient être évités si l'on procédait à une étude géotechnique minimale. Cette étude, qui doit obligatoirement être effectuée par un spécialiste, doit comporter à la fois une investigation des sols (in situ et en laboratoire) et une interprétation de ses résultats en vue de l'étude du projet. Pour être complète, elle doit également renseigner le maître d'œuvre sur le choix de la structure du bâtiment en fonction de la nature du terrain rencontré.

Au stade préalable, la consultation des cartes géologiques donne des indications qui, tout en étant parfois fragmentaires, sont souvent précieuses, car elles permettent de déterminer approximativement la nature des terrains rencontrés, ainsi que la densité des reconnaissances à entreprendre. En particulier, dans les sites alluvionnaires, les cartes géologiques doivent inciter le constructeur à beaucoup de prudence, car il n'est pas rare de rencontrer des alternances de terrains compacts (sables et graviers) et de sols mous (vases, argiles saturées, tourbes), dont les cotes et les épaisseurs peuvent varier très rapidement d'un point à un autre.

Cela doit donc inciter les maîtres d'ouvrages ou les maîtres d'œuvre à consulter, dès le stade du plan de masse, un géotechnicien connaissant à la fois les problèmes du sol et ceux de la structure. Dans le cadre de cette étude, il n'est pas possible de passer en revue tous les modes de reconnaissance du sol, car les investigations à entreprendre diffèrent suivant la nature du terrain rencontré. Notre expérience pathologique nous permet cependant de donner les conseils ci-après :

— Aucun mode d'investigation n'est universel, et une même étude géotechnique doit normalement faire appel à au moins 2 méthodes de reconnaissance différentes, de façon à pouvoir recouper leurs résultats. Il faudra en effet se garder de tirer des conclusions universelles de certains procédés d'investigation utilisés dans un but bien particulier ; par exemple :

- Un essai "à la table" ou "à la plaque" permet de déterminer dans des conditions valables — bien que pessimistes, compte tenu de la faible surface au sol du matériel utilisé — la force portante d'un terrain, mais il ne pourra en aucun cas être interprété comme une preuve de bon comportement de l'ouvrage sous l'effet des tassements: d'une part, l'essai de chargement s'effectue pendant un court laps de temps, d'autre part, il y a une trop grande différence entre les dimensions de la plaque ou de la table (environ une trentaine de cm de côté) et celles des fondations réelles pour que l'on puisse interpréter l'essai en matière de tassement, surtout si le terrain en profondeur est différent de celui qui est rencontré sous l'appareil de chargement.

- un essai de chargement direct de lieu permet de vérifier — dans une certaine limite—si les hypothèses de calcul de la force portante sont réalisées, et si aucune anomalie dans le bétonnage ne vient modifier les résultats escomptés. Il serait dangereux de conclure, à partir de résultats d'essai favorables, que l'ouvrage que l'on réalisera en se fondant sur des pieux similaires ne tassera pas: nous montre que les pressions développées par le massif de pieux sous l'ouvrage sont beaucoup plus fortes que celles que provoque un pieu isolé: si le terrain sous-jacent est mou et non consolidé, il faudra s'attendre à des tassements pouvant être importants;

«-Rien n'est plus dangereux que les investigations insuffisantes, par exemple celles qui sont arrêtées prématurément sur une couche résistante dont on ne connaît pas l'épaisseur

C'est le cas, notamment, des sondages effectués dans les plaines alluviales. lorsque l'exécutant, ayant rencontré une couche d'alluvions anciennes, ne poursuit pas son forage, sous prétexte que l'on trouve forcément le terrain en place sous les alluvions anciennes" Or l'analyse de nombreux cas pathologiques — dont certains sont relatés plus loin — nous a montré que ce terrain en place n'est pas toujours aussi compact qu'on pourrait l'espérer : il n'est pas rare, dans les nombreuses plaines de France dont le sous-sol est constitué par la craie de l'ère secondaire. De rencontrer, sous les sables et graviers apportés par les rivières, une couche de terrain remanié, donc peu insistant (marne molle) avant d'arriver à la craie franche. L'ignorance de la présence de cette couche molle a été à l'origine de maints sinistres : en effet, si cette ignorance n'est pas grave lorsqu'il s'agit de fonder des pieux peu chargés et suffisamment espacés dans une couche de 3 à 4 m de sables et graviers surmontant une couche molle, par contre l'on risque d'avoir des mécomptes si les pieux ancrés dans ces mêmes sables et graviers sont fortement chargés et rapprochés : Nous montre en effet que la zone d'influence des charges d'un pieu isolé (bulbe I) est beaucoup moins importante que celle qui résulte de l'interaction des charges de trois pieux rapprochés. On voit donc que seule l'exécution de sondages profonds et de prélèvements de terrains, afin de procéder à des essais de laboratoire permettra de déterminer l'amplitude approximative des tassements et, le cas échéant, le niveau d'assise des pieux.»

(LOGEAIS-1982)

3.2. La fissuration des ouvrages

3.2.1. Définition de Fissures

Ce sont des ruptures qui se produisent dans les matériaux fragiles, rigides, victimes d'efforts trop grands (traction, flexion, cisaillement...! pour que la cohésion interne de ces matériaux maintienne leur intégrité, leur monolithisme. Elles peuvent résulter de décollement de matériaux différents n'ayant pas les mêmes caractéristiques physiques et mécaniques.

On distingue les fissures vivantes, mortes (très rares).

- faïençage ;
- microfissures ;
- lézardes ;
- crevasses ;

Elles se présentent sous diverses formes suivant leur origine ou leur cause, ainsi la fissure peut-être : verticale, horizontale, multidirectionnelle, inclinée, traversant, avec désaffleurement, etc. (BOUMECHERA N.- 2011)

1.3.2.2. Types de fissuration

La fissuration du béton armé peut avoir deux origines bien distinctes et indépendantes l'une de l'autre:

- La fissuration liée à la mise en œuvre et à la qualité du matériau: fissuration accidentelle
- Les fissurations liées au fonctionnement de l'ouvrage : fissuration fonctionnelle mécanique ou thermique.

Avant d'envisager le traitement des fissures, il est impératif d'en déterminer l'origine. Les fissures ne sont en effet que la manifestation de phénomènes dont il faut mesurer la gravité.

a. Fissuration accidentelle

Les principales causes de fissurations accidentelles (précoce ou plus tardive) sont en nombre de cinq: ressuage, retrait , plastique, hydraulique, thermique.

- **Le ressuage:** l'exsudation superficielle d'une partie de l'eau de gâchage à la surface du s'opposant au mouvement, tel que les armatures et les variations d'épaisseur. Notamment.

L'ouverture de ces fissures peut atteindre plusieurs millimètres et entraîner la corrosion des armatures.

- **Le retrait plastique:** il s'agit d'un phénomène exogène de dessiccation qui se produit avant et pendant la prise du béton. L'ordre de grandeur du retrait plastique est de 1 à 5 mm par mètre selon la vitesse d'évaporation de l'eau du béton. La fissuration plastique affecte les bétons de qualité médiocre.
- **Le retrait thermique**

"Après prise" La prise du ciment étant une réaction exothermique; elle s'accompagne d'un important dégagement de chaleur (plusieurs de dizaines de degrés) qui chauffe le béton. Après la prise, le refroidissement du béton se traduit donc par un retrait thermique qui peut provoquer l'apparition de fissures.

- **Le retrait hydraulique**

Ce retrait différé s'exerce sur une période de 1 à 2 ans après la mise en œuvre. Il est directement lié au départ de l'eau libre du béton (excédant d'eau de gâchage nécessaire à l'ouvrabilité du béton mais n'entrant pas dans sa constitution) dans le temps. Ce retrait se produit d'autant plus lentement que les pièces sont massives et que l'humidité ambiante est élevée.

Les fissures liées aux quatre premières causes apparaissent entre les premières heures et les premiers mois d'existence du béton. Les fissures accidentelles n'ont en elles-mêmes aucun caractère de gravité. Elles peuvent cependant avoir des conséquences néfastes sur les ouvrages eux-mêmes ou les éléments qui leur sont associés:

- Corrosion des armatures si leur ouverture est importante
- Infiltrations d'eau, notamment si elles sont traversantes
- Désordres causés à des revêtements rapportés

b. Fissuration fonctionnelle mécanique

Le principe même du fonctionnement des ouvrages en béton armé est basée sur la médiocre résistance du béton en traction. Celle-ci est compensée par les armatures placées dans les zones tendues. La sollicitation des armatures en traction suppose donc la fissuration du béton.

Lorsque les fissurations sont conformes au schéma de calcul, il n'y a pas de danger ni de désordre. Les fissures fonctionnelles d'un ouvrage en béton correctement dimensionné et

mis en œuvre sont par nature compatibles avec un bon comportement. La seule anomalie peut donc provenir d'une ouverture excessive des fissures qui indique obligatoirement le dépassement des sollicitations prises en compte.

Lorsque la fissuration n'est pas conforme au schéma de calcul, on peut conclure à priori à une conception, une mise en œuvre ou un usage défectueux. Cela concerne généralement un mauvais positionnement des armatures, une sollicitation excessive du béton en compression, des dispositions constructives inadéquates ou des sollicitations non prises en compte dans les hypothèses de calcul (surcharges exagérées, tassement de fondations, poussées et tractions au niveau d'éléments structurels).

Il est également possible que la modélisation choisie pour le calcul des ouvrages ne soit pas représentative du fonctionnement réel. Cela se produit notamment lorsque des reports de charges intéressent des éléments de raideurs très différentes. Les éléments les plus raides (de plus forte inertie ou de plus faible portée) reprennent alors des charges pouvant être beaucoup plus importantes que prévu.

c. Fissuration fonctionnelle thermique

La plupart des ouvrages en béton armé sont soumis à des variations de température qui se traduisent par des dilatations et des rétractions. Lorsque ces mouvements sont gênés ou empêchés par des éléments de structure raides, ou lorsque les joints de dilatation sont trop espacés, les raccourcissements s'effectuent au prix de fissures.

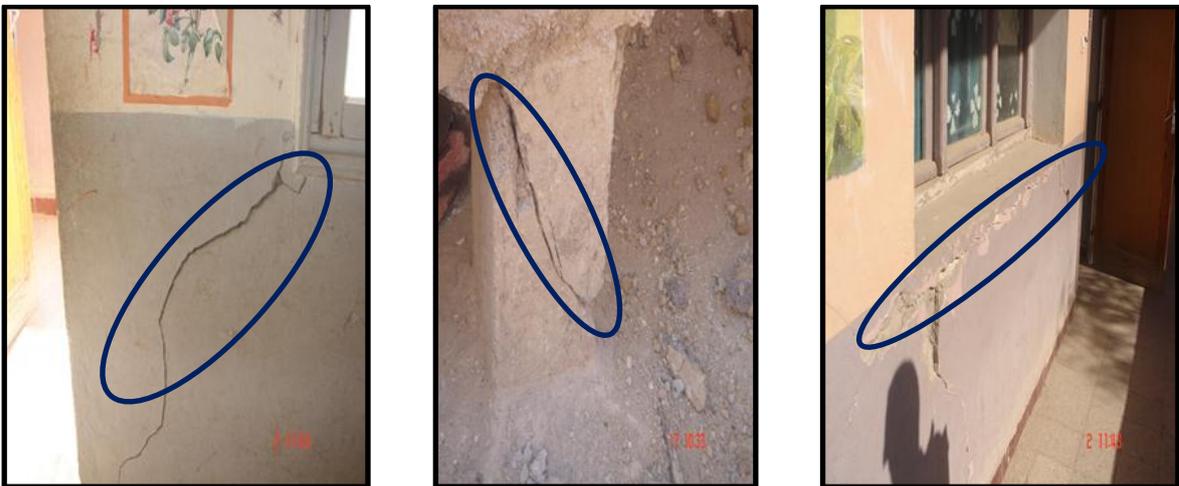


Figure 1.2 : Type de fissuration (école Ibn Baytar)

3.2.3. Dimensionnement des fissurations

La détermination des caractéristiques pour un niveau d'existence, de position des armatures, de dureté du béton, de degré de corrosion et d'oxydation des armatures, et à l'issue d'un tour d'horizon, on peut déjà conclure.

- L'homogénéité de l'état des lieux ou sur l'existence de plusieurs Cas de figures bien distincts.

- La nature et la localisation des désordres.

- Des anomalies de fonctionnement vétustes, non conformes à la réglementation en vigueur

- la localisation des sondages et des prélèvements à effectuer.

- Des points suffisamment explicites pour se prononcer d'emblé

- L'ouverture des fissures dans le béton. Les différentes mesures in-situ sont :

a. Mesures sur le béton

➤ **Le scléromètre** appareil de mesure de la résistance du béton a la compression

Cet instrument relativement simple à l'origine, permet d'estimer la résistance du béton, mesure la dureté superficielle du béton par rebondissement d'une masselotte.

Il est nécessaire de procéder à une quinzaine d'essais sur chaque zone testée pour déduire une valeur moyenne représentative.

Le scléromètre est un instrument particulièrement performant pour préciser l'homogénéité de la résistance du béton aux différents points d'une structure, mais l'information sur le béton reste imprécise par cette méthode.

➤ **L'auscultation par ultrasons**

Cette méthode permet d'estimer la résistance d'un béton ou de détecter la présence de microfissures interne, c'est une corrélation entre la résistance, la vitesse du son VL, la compression Rc, et le module d'élasticité.

➤ **Carottage**

Prélèvement de carotte a comme but de faire des analyse en laboratoire, ces examens d'un aspect pétrographique, peuvent être demandé en vue de:

a) L'identification des agrégats b) La détérioration des agrégats c) L'homogénéité du béton

d) La profondeur d'une éventuelle carbonatation e) La répartition des fissures

f) L'analyse chimique : la teneur en ciment, présence et quantité de chlorures.

g) Des essais physico – mécaniques : densité, résistance à la compression, module d'élasticité.

b. Les détecteurs d'armatures

Ces appareils permettent de détecter la présence d'armatures, leur position (enrobage notamment) et leur diamètre. Ils fonctionnent par effets magnétiques ou électromagnétiques mais la profondeur d'investigation reste limitée à une dizaine de centimètres. Il y a trois types de détecteurs:

- Le pachomètre et le profomètre

Utilisés pour la détermination précise de la position et du diamètre des armatures dans le béton

- Le corrosimètre

Employé dans le but de détecter la corrosion des armatures, d'ouvrages en béton avant l'apparition des dommages visibles, en mesurant le potentiel de surface du béton.

- La radiographie

Ce procédé permet de réaliser des clichés radiographique du béton , son coût est relativement élevé compte tenu du matériel nécessaire (source radioactive) et surtout des mesures de protection à mettre en place (évacuation du site , périmètre de sécurité , autorisation administratives ..), utilisables pour des éléments dont l'épaisseur ne dépasse pas 60 à 80 cm , la gammagraphie fournit des informations multiples et très précises sur les armatures et les défauts internes du béton:

L'obtention de film photographique impressionné par les rayons qui traversent la paroi du béton. L'analyse est interprétée en fonction des traces obtenues:

- trace claire => corps plus dense que le béton.
- trace noire => présence de vide.

c. détection des fissures

- ✓ Fissuromètre

Permet de suivre l'évolution d'une fissure sur un plan ou dans un angle.

- ✓ Extensomètre

Permet de mesurer la déformation linéaire d'un élément de structure.

- ✓ Hygromètre

Permet d'évaluer l'humidité, en surface et en profondeur sur les parois de béton. L'hygromètre permet de mesurer le taux d'humidité en profondeur de façon non destructive par une méthode basée sur la radiofréquence

3.3. Pathologie du béton armé

3.3.1. 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 de 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 calcul incorrectes (notamment pour l'inertie prise en compte), ou un mauvais positionnement des armatures.

3.3.2. 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 due 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 tranchants
- rupture en traction

3.3.3. Les investigations dans le béton et diagnostic

Le béton armé est un composant mixte, dont l'évaluation des caractéristiques est complexe. Le diagnostic est le résultat d'investigations effectuées pour se prononcer sur l'état d'une construction et ses conséquences.

Lors d'un diagnostic, on cherche à déterminer la résistance du béton, sa fissuration, la constitution et l'enrobage des armatures, etc.

Le déroulement du diagnostic comporte quatre volées :

L'examen visuel est la forme d'investigation la plus simple et la plus économique. Dans un premier temps, il s'agit de définir un éventuel programme d'investigation à envisager pour affiner un éventuel diagnostic.

Quel que soit leur origine, ces informations doivent être utilisées avec prudence, et surtout pas comme des données de base du diagnostic ; elles sont plutôt à considérer comme des éléments de recoupement des constats ou comme des sources d'indication sur la manière d'orienter le diagnostic ; ces informations sont obtenues par :

- Un examen visuel ou morphologique
- Des mesures sur site au moyen d'appareillages spécifiques.
- L'analyse technique des mesures effectuées.
- La formulation des conclusions et recommandations techniques.

Cependant, un diagnostic reste une approximation plus ou moins précise où il est rarement possible d'obtenir un recueil exhaustif des données.

- Une prise de photos.
- Une identification et localisation des zones fortement sollicitées.
- Une observation de zones critiques telles: jonctions, appuis, etc...
- La localisation des fissures. [BELHANNACHI H. -2009]

3.3.4. Pathologie des aciers

a. corrosion

Aujourd'hui, de nombreux ouvrages en bétons armés et précontraints montrent des signes importants de dégradations principalement liés à la corrosion des armatures. Or, il apparaît souvent que si ces pathologies avaient été prises en compte suffisamment tôt, les solutions de maintenance et de réparation auraient permis d'augmenter la durée de vie de l'ouvrage et d'éviter son remplacement précoce.

Dans les conditions normales, le béton durci constitue un environnement sain et protecteur pour son armature. Il est passivant. Toutefois, cet environnement se dégrade au fil du temps en raison de la pénétration de diverses substances à la surface du béton. Deux phénomènes principaux sont répertoriés : Le premier est la carbonatation naturelle du béton, résultant de la pénétration du dioxyde de carbone ambiant, dont la réaction avec la chaux entraîne une diminution du PH de la matrice béton. Le second est la

pénétration des ions chlorures dérivant, par exemple des sels de déverglaçats ou des embruns marins.

Chacun de ces phénomènes, combinés avec l'action de l'eau et de l'oxygène, crée un milieu corrosif. L'apparition de fissures constitue souvent le premier signe visible de corrosion. Par la suite, des taches de rouille sont susceptibles de maculer la surface du béton à proximité d'une armature corrodée. Plus la corrosion de l'armature progresse, plus le béton risque de s'effriter ou de se délaminer au point d'exposer son armature corrodée au milieu ambiant. Si

Aucun traitement n'est effectué au béton, le processus se poursuivra jusqu'à ce que le béton devienne structurellement fragile.

Actuellement, plusieurs méthodes de protection des ouvrages en béton armé contre les éclatements et la délamination du béton engendrés par la corrosion des armatures existent. Celles-ci agissent directement au niveau de l'acier (revêtements organiques ou métalliques des armatures, inhibiteurs de corrosion, protection cathodique) ou au niveau du béton, soit en empêchant la pénétration d'éléments agressifs (revêtements du béton de type peintures ou vernis bitumineux), soit en réhabilitant la qualité du béton (changement des parements, déchlorurations, ré-alcalinisation)

A côté des phénomènes d'altération du béton armé qui peuvent être aggravés par une mise en œuvre défectueuse (enrobage insuffisant, mauvais choix de liants hydrauliques, de granulats ou d'adjuvants etc.), la pathologie des ouvrages en béton armé se manifeste principalement par la fissuration excessive, la déformation exagérée ou la rupture d'éléments. Et pour cela il faut avoir bien cité les pathologies de cet ouvrage.

Le béton, du fait de sa forte alcalinité, apporte aux armatures une excellente protection face à la corrosion. Dans ces conditions de pH, l'acier est protégé grâce à la formation d'un film extrêmement mince et adhérent, nommé film passif, pouvant être constitué de divers oxydes comme l'indiquent les diagrammes potentiel-pH. En présence d'eau et d'oxygène, ce film est détruit par différents agents tels que les chlorures, les sulfates et le gaz carbonique. Le métal est alors dépassivé et la corrosion devient possible avec formation de nouveaux oxydes, dont le volume au moins deux fois supérieur à celui du fer initial entraînera des fissurations du béton qui accéléreront le processus de corrosion.

En effet pour qu'un acier se corrode, il doit y avoir simultanément :

- un électrolyte ayant une conductivité ionique non négligeable,
- une quantité suffisante d'oxygène accédant à la zone cathodique,
- la présence d'agents agressifs,

1) Evolution de la corrosion.

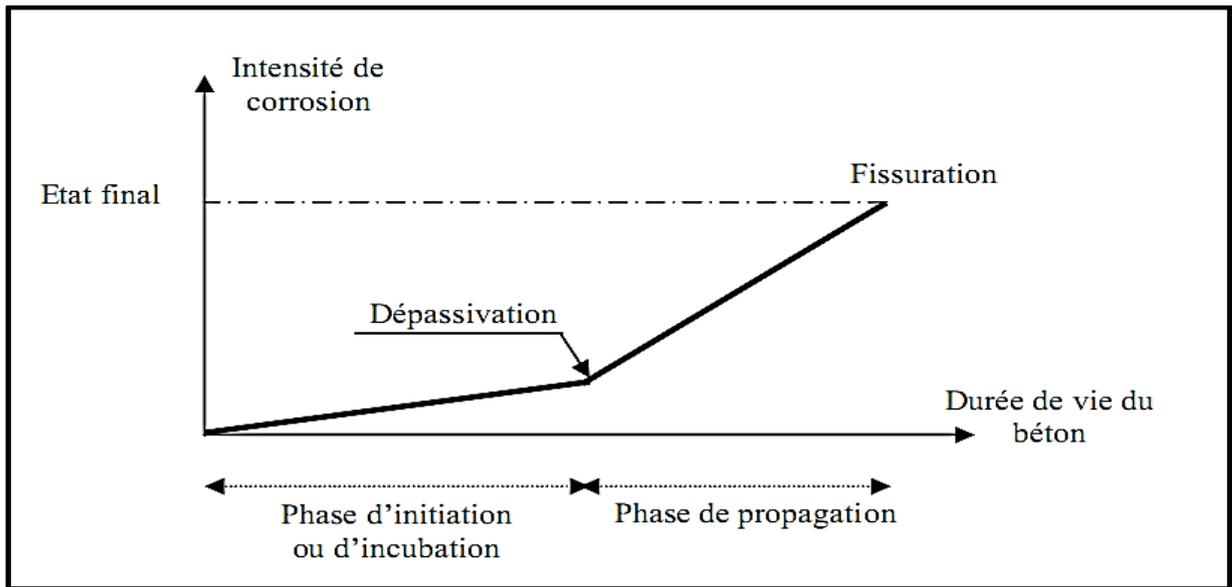


Figure 1.3 : modelé générale de tutti pour la corrosion dans le béton

(Lorry-.2006)



Figure 1.4 : la corrosion des armatures (école Ibn Baytar)

✓ Dépassivation des armatures/ Propagation

Le dé passivation de l'acier dans le béton se produit le plus souvent par l'action de deux agents pouvant se présenter simultanément : le dioxyde de carbone CO_2 (carbonatation) et l'ion chlorure au niveau des armatures. Les deux phénomènes de carbonatation et de chlorurations interagissent entre eux puisque la carbonatation, en changeant la structure du réseau poreux, peut affecter la diffusion des chlorures au sein du béton. En effet, après carbonatation, il a été observé une réduction de la porosité totale et une redistribution de la taille des pores, rendant plus difficile la pénétration des chlorures.

b. Carbonatation

La stabilité du film passif est étroitement liée à la valeur du pH au voisinage de l'acier. Or lorsque le pH devient inférieur à 12 environ, le film disparaît. Tous les mécanismes qui peuvent provoquer une diminution du pH dans le béton peuvent donc contribuer à amorcer la corrosion des aciers d'armature.

La carbonatation est engendrée par réaction entre le dioxyde de carbone de l'air et certains constituants du béton. Le dioxyde de carbone gazeux pénètre par diffusion dans le réseau poreux du béton et réagit avec la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ pour former de la calcite CaCO_3 , ce qui provoque un abaissement du pH à 9 environ, selon la réaction suivante en milieu aqueux :



La vitesse de carbonatation est fonction de nombreux paramètres dont les plus importants sont la perméabilité et le taux d'humidité relative du milieu ambiant. La vitesse de carbonatation est maximale pour une humidité comprise entre 40% et 80%, 60% étant considéré comme la valeur la plus critique. (Lorry- 2006)

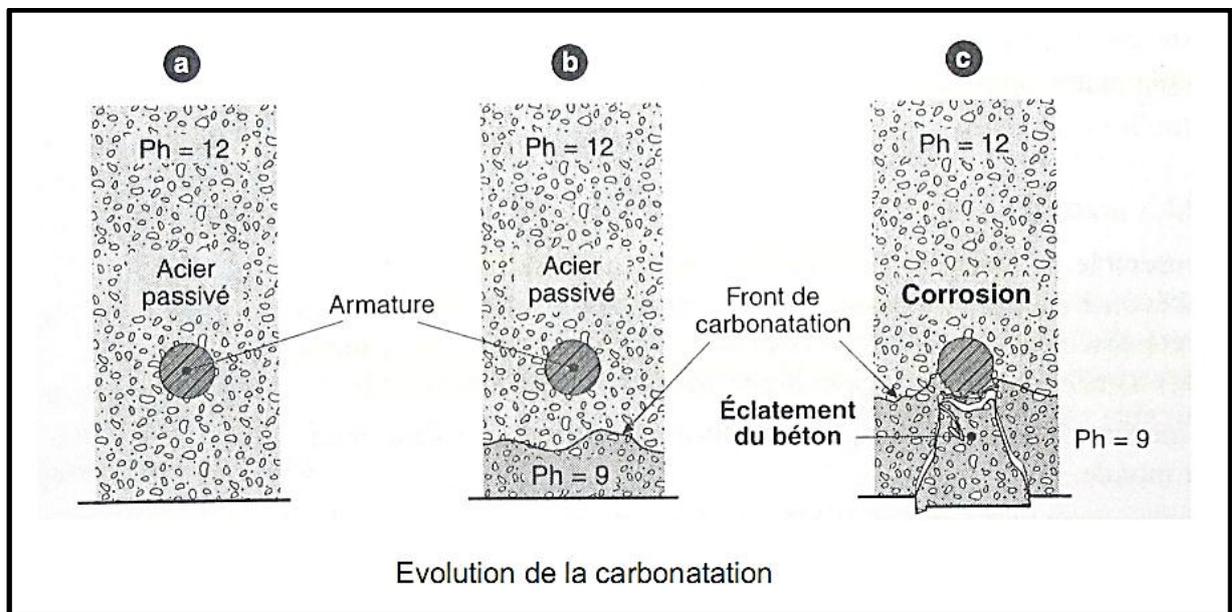


Figure 1.5 : Evolution de la carbonatation

(LAURE- 2006)

c. Les chlorures

Les chlorures sont la principale cause de dégradation des structures en béton armé. Les chlorures agissent dans les mécanismes de corrosion en diminuant la résistivité de l'électrolyte et en permettant un amorçage plus rapide de la corrosion en dépassivant la couche superficielle. Les chlorures agissent aux zones anodiques, de surface bien plus petite que celle des zones cathodique, et la vitesse de corrosion sur les zones anodiques s'en trouve fermement augmentée.

- Les chlorures présents dans le béton peuvent provenir de deux sources différentes :

Soit ils sont présents au moment du gâchage, soit ils proviennent de l'environnement et ont diffusé dans le béton.

Les chlorures ayant atteint l'armature attaquent l'acier, initialement passivé, en certains points localisés. Le film passif est alors détruit localement et laisse apparaître des zones anodiques où l'acier est dissout. Le reste de la surface qui est encore passivée correspond aux zones cathodiques. La surface des zones cathodiques étant bien plus importante que celle des zones anodiques, la dissolution de l'acier croît en profondeur plutôt qu'en surface de l'acier, formant ainsi des piqûres ou des cavernes.

4. Interprétation des données.

4.1. L'analyse technique des données.

L'analyse des informations et les données collectées, doit permettre d'interpréter les constats effectués en vue de formuler des conclusions. Pour faciliter ce travail, on peut reporter les données de manière à modéliser les phénomènes observés et les constats effectués.

Les modes d'analyse font appel à plusieurs types d'opérations:

-Le calcul.

Il permet notamment de déterminer la capacité portante des structures ainsi que les zones critiques au niveau des éléments structuraux.

-Le recoupement.

C'est la recherche de la cohérence ou au contraire de l'incompatibilité entre les données ou les informations portant sur un même aspect, mais provenant de sources différentes. Cela permet de consolider la validité de certaines hypothèses et d'en écarter d'autres.

-La comparaison.

Il s'agit de repérer les ressemblances et les écarts permettant souvent, d'extrapoler ou d'exclure des résultats de données ou d'informations. Cela permet de hiérarchiser les différentes constatations.

-L'évaluation.

C'est une estimation quantitative ou qualitative elle comporte une part d'approximation par rapport à un calcul scientifique. L'évaluation peut par ailleurs, s'appuyer sur des comparaisons, des recoupements ou des calculs.

On peut conduire une opération d'évaluation par:

-Un examen du dossier d'ouvrage: les plans d'exécution et les notes de calcul.

-Un état actuel de l'ouvrage : une exploitation des données et des informations pris en compte antérieurement.

- La vérification.

L'objectif est de détecter les éventuels écarts par rapport aux exigences des référentiels techniques et réglementaires pris en compte.

4.2. La formulation des recommandations :

Les conclusions correspondent à des avis argumentés, fondés sur les constats et les analyses effectuées. Il s'agit là d'une véritable prise de position du diagnostic sur l'état de la structure ou des éléments structuraux, accompagnées de cas échéant des marges d'incertitudes n'ayant pu être levées.

Les recommandations se déduisent des conclusions en les replaçant dans la perspective de la commande du diagnostic.

Les recommandations doivent donc tenir compte, des enjeux économiques et de la faisabilité technique des travaux préconisés en matière de :

- 1- réparation, renforcement des structures.
- 2- traitement des causes et des effets de désordres constatés lors du diagnostic [BELHANNACHI H. 2009]

5. Techniques de réparation et de renforcement

Le choix d'une ou des méthodes de réparation et de renforcement est défini en relation étroite avec la nature et le degré d'importance des désordres constatés lors d'un diagnostic. Ce choix est tributaire de matériaux de construction utilisés, des techniques choisies, et de critères économiques. On peut être amené donc à procéder :

- A des remises en état d'éléments structurels présentant des défauts que l'on cherche à atténuer, pour obtenir un aspect satisfaisant tels que: l'obturation de fissures qui sont dues le plus souvent au retrait et aux variations environnementales.
- Au renforcement ou à la réparation d'éléments insuffisamment résistants, les réparations sont souvent réalisées dans les zones où les sections sont trop sollicitées et défailtantes, par contre le renforcement des éléments consiste à améliorer leurs caractéristiques mécaniques de manière à ce qu'elles offrent une meilleure solidité aussi bien en état de service qu'en état de résistance ultime.

5.1 Caractéristiques des produits de renforcement

Les produits de renforcement utilisés doivent posséder vis-à-vis d'un béton dégradé les qualités suivantes :

- ✓ Présenter une compatibilité avec le support béton à savoir:
 - un retrait limité pour des liants hydrauliques employés, ce phénomène qui apparaît dès la prise et au durcissement final, et de manière à éviter l'apparition de fissures ou un décollement de l'interface
 - une adhérence au béton support et une résistance au moins égale à la résistance du béton renforcé.

- Une adhérence aux armatures métalliques initiales ou rajoutées,
- Des résistances mécaniques à la compression, à la traction, similaire ou supérieures à celles du béton de support.

• un coefficient de dilatation le plus proche possible de celui du béton support.

b) présenter une durabilité par rapport aux conditions environnementales:

- les principaux agents agressifs participant au phénomène de corrosion des armatures à prendre en compte pour l'environnement sont : les chlorures, les sulfates, le gaz carbonique, l'oxygène

- comme tout béton réalisé selon les règles de l'art, les produits de renforcement doivent présenter une bonne tenue vis-à-vis des agents agressifs:

-la résistance à la carbonatation, c'est-à-dire à la pénétration du gaz carbonique contenu dans l'air qui, lorsqu'il entrera en contact avec les armatures, provoquera leur corrosion, cette caractéristique est étroitement liée, outre à l'aspect formulation du produit de renforcement, à la qualité de sa mise en œuvre, et à la mise en place.

-La résistance aux sulfates apportés soit par l'eau de mer, soit par l'eau présente dans des sols riches en gypse, ou par le sel de déverglaçage utilisé en hiver, dans un milieu alcalin comme le béton, la présence de sulfates provoque la formation d'hydrates expansifs (ettringite) entraînant, à terme, la ruine du béton il faut tenir compte de cet élément pour la formulation du produit de renforcement fabriqué en usine ou sur chantier, en choisissant les ciments adaptés.

-La résistance aux chlorures apportés essentiellement par l'eau de mer, et le sel de déverglaçage, les chlorures migrant dans le béton se transforment en acide chlorhydrique provoquant la corrosion des armatures.

-La résistance aux cycles de gel et dégel, est indispensable, ainsi pour de tels produits de renforcement à base de liant hydraulique, une exigence d'un entraîneur d'air s'avère nécessaire.

5.2. Adjonction d'armatures d'aciers

Il s'agit là d'enlever le béton dans les zones où les aciers sont corrodés.

Les armatures existantes, conservées doivent être bien soignées, afin éviter une continuité de leurs dégradations.

Les armatures complémentaires doivent s'opposer à la fissuration et contribuer à la résistance des sections ainsi renforcées.

La liaison s'effectue par scellement tout en respectant les longueurs de recouvrement et d'ancrage.

La géométrie d'origine doit être régénérée avec des mortiers riches pour augmenter l'adhérence et la résistance mécanique de sections finales.

5.2.1. Mise en place des armatures complémentaires

A cette étape des travaux, un contrôle du diamètre résiduel des armatures les plus fortement attaquées sera effectué (à l'aide d'un pied à coulisse par exemple). Les armatures supplémentaires de même nature seront mises en place, par scellement, ou des systèmes explicites de fixation (cheville, tiges collées), afin de restituer la section initiale, avec une tolérance de 5%, en tenant compte des longueurs d'ancrage et de recouvrement, et des armatures de couture. Dans le cas de soudure, celle-ci devra être effectuée, selon les normes en vigueur, après que la soudabilité de l'acier ait été vérifiée.

5.2.2. Protection des armatures

La protection des armatures consiste à appliquer sur toute la surface de celles qui sont dégagées: un produit assurant une protection vis-à-vis de la corrosion. Ce traitement n'est réellement nécessaire que si, pour des raisons techniques, l'enrobage final ne peut pas avoir la valeur prévue dans les règlements, pour un environnement donné. Il est également fonction de la nature du produit de reconstitution du parement.

On devra également s'assurer de la compatibilité avec les traitements ultérieurs (électriques notamment). Cette application doit suivre immédiatement le décapage, car l'oxydation des armatures risque de s'amorcer et de compromettre la bonne tenue de la réparation.

5.2.3. Réfection des bétons

La réfection des bétons consiste à rétablir l'enrobage des armatures par la mise en œuvre d'un mortier riche. Ce dernier doit respecter les critères :

- De la tenue d'aplomb de l'élément.
- D'une résistance mécanique supérieure ou égale au béton support.
- D'adhérence supérieure ou égale à la cohésion du support,
- D'imperméabilité à l'eau et aux agents agressifs,
- D'un coefficient de dilatation thermique équivalent au béton support.
- D'une bonne protection d'aciers.

Ces critères sont assurés par l'utilisation de mortiers à base de résine pour améliorer les propriétés de l'apport, surtout lorsqu'il réagit dans la partie de l'interface où il y a plusieurs phénomènes tels que: l'influence du retrait en terme de glissement sur l'interface du béton initial et le béton nouveau.

Ce type de réparation demande généralement, pour être efficace, une augmentation assez importante des dimensions des éléments de structure et l'emploi d'un volume relativement consistant de matériaux, ce qui n'est pas plaisant ni sous l'aspect économique, ni sous l'aspect esthétique.

5.3. Projection du béton

Cette technique est largement répandue, tant sur le plan de renforcement des structures ou éléments structurels insuffisantes, que sur un plan de réparation des structures ou éléments structurels défailtantes, et exigeant une mise en œuvre soignée. Le béton projeté peut éventuellement être associé avec un autre mode de réparation, qui est le rajout d'armatures

d'aciers. Cette méthode de projection de béton peut être réalisée, soit par voie sèche ou bien par voie humide.

Le procédé par voie sèche est particulièrement recommandé pour la réparation des ouvrages car cette voie permet de recueillir un béton très compact.

Cette projection est effectuée à grande vitesse de lancement, assurant ainsi :

- une pénétration en grande profondeur dans les pores du support à renforcer.
- une bonne adhérence de l'interface.

Si les dégradations sont profondes, on procède au préalable à un repiquage ou une démolition des surfaces de béton, sinon on fait appel au procédé de sablage pour le cas des dégradations superficielles.

La qualité des matériaux d'adjonction ou de rajouts, doit être au moins égale à celles des matériaux d'origine des ouvrages.

Dans la mesure du possible, la lance de projection doit être tenue perpendiculairement à la surface à traiter, et à une distance moyenne de 1.2m.

En faisant un nombre de passes aussi faible que possible, il faut chercher à réaliser un enrobage régulier, et obtenir ainsi une couche compacte.

La projection verticale vers le bas n'est pas recommandée, ainsi qu'un talochage n'est pas souhaité.

5.4. Chemisage des sections de béton armé

Le procédé classique dont l'efficacité a été largement vérifié par l'expérience, consiste à chemiser l'élément en augmentant sa section par mise en œuvre d'une épaisseur de béton sur tout le périmètre de l'élément primitif. L'utilisation d'un micro-béton, auto-compactable, pour remplir les interstices sans mode de vibration, peut s'avérer essentielle. La préparation du support est très importante, il est donc nécessaire de faire des décaissés dans le béton pour améliorer la transmission des efforts, de traiter les surfaces avec une peinture primaire de résine époxy.

S'il s'agit d'un renforcement avec armatures, il faudra mettre cette armature en place et réaliser le bétonnage par coulage ou pompage.

Lorsqu'il n'est pas possible de faire un chemisage complet des éléments pour le cas des façades, il faut recourir à d'autres procédés : renforcement par plaques métalliques ou bien l'épaississement de l'élément en béton sur deux faces opposées

Les éléments de renfort doivent être ancrés dans le béton primitif: soit par boulonnage pour le cas des platines métalliques, soit par ancrage pour le cas de béton additif.

5.4.1. Adhérence entre les deux bétons

L'adhérence représente la résistance au cisaillement, en l'absence d'un effort de compression normal sur cette interface et d'une armature de couture qui la traverserait. Cette adhérence est due essentiellement à une liaison chimique entre le béton existant et le nouveau béton. La valeur maximale de l'adhérence est atteinte pour des valeurs de

glissement d'environ 0,01 à 0,02 mm et est maintenue pratiquement constante jusqu'à des valeurs de glissement de l'ordre de 0,05mm.

5.4.2. Les inconvénients de chemisage

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

Chemisage en béton=augmentation de la section \implies crée une différence de masse à l'étage spécifique au renforcement \implies cette différence crée une excentricité considérable entre le centre de masse et le centre de torsion \implies augmentation de la rigidité de l'étage \implies crée une différence de rigidité entre étages \implies augmentation de la descente de charges de la structure \implies redimensionnement des fondations.

A noter que le renforcement d'un élément par l'augmentation de sa section de béton (chemisage). Influe directement sur la masse de la structure, comparativement aux autres moyens de renforcements, qui se caractérisent par leur légèreté relative.

5.5. Renforcement par gainage métallique

Ce type de renforcement est utilisé généralement pour les poteaux ; l'union de la platine à la structure peut se faire par : Collage, vissage, ou bien ancrage.

Du point de vue transmission des efforts, la meilleure technique est celle du collage.

5.5.1. Les matériaux utilisés

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

Le film résiduel de la colle doit être de faible épaisseur et d'une rigidité suffisante pour transmettre intégralement par adhérence les efforts à la tôle. Cette rigidité étant réduite par une augmentation de température, des précautions spéciales doivent être prises dans le cas de structures soumises à des températures élevées.

La colle n'apporte pas de résistance mécanique, mais elle doit transmettre les efforts.

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

Si des sections d'acier plus importantes sont nécessaires, il est préférable de superposer des tôles plutôt que d'augmenter l'épaisseur.

5.5.2. La mise en œuvre des plats collés

Les plats destinés à être collés doivent être traités par sablage pour donner à la surface une rugosité supérieure. Après l'étape qui suit le sablage, les plats doivent être revêtus d'un produit de protection. Soit un type de véris, soit un primaire époxy de même nature que la colle. Capable d'assurer la protection temporaire de la tôle et son adhérence ultérieure à la structure (compatibilité avec les colles envisagées).

Le sablage est une opération difficile à réaliser puisqu'il est conditionné par les facteurs atmosphériques.

Les tôles doivent être transportées avec soin de façon à ne pas entraîner de défauts de planéité. De rayure ou de choc.

La préparation du support exige les deux actions d'éliminer les parties dégradées et de rendre le support plan. La reprise de la planéité du support nécessite un ragréage au mortier de résine : les produits de ragréage doivent être compatibles avec les produits d'encollage. D'une façon générale les surfaces à ragrées ne doivent pas représenter plus de 20% de la surface à encoller. La colle doit être préparée en respectant le mode d'emploi du produit défini par le L'encollage exige une couche de colle sur le plat d'acier et sur la paroi du béton. Le meilleur outil pour étaler régulièrement la colle et assurer l'épaisseur moyenne requise est la spatule crantée. Pour un collage efficace, il est indispensable de maintenir la colle sous pression pendant la durée de prise, le temps pendant lequel l'effort de serrage est maintenu doit être fonction de la viscosité de la colle et de la largeur des plats d'acier (Serre-joint, barres filetées, les étais).

Pendant la prise de la résine de collage, il est recommandé d'éviter tout effet vibratoire. en particulier tout mouvement issu de trafic répété, ou d'effets dynamique de machines.

Les plats doivent être protégés en tin des travaux contre la corrosion avec une peinture de type époxy compatible avec le primaire de protection provisoire.

Dans le cas où la structure doit satisfaire à des exigences de stabilité au feu, une protection des plats doit être prévue pour éviter que le film de colle ne dépasse une température jugé critique. Cette protection peut être réalisée par l'utilisation de produit isolant.

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

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

5.6. Le renforcement au moyen de profilés métalliques

L'association des profilés métalliques aux structures en béton armé permet d'augmenter la capacité portante de la structure. La réalisation ainsi d'une structure mixte acier-béton dont il faut assurer la compatibilité entre ces deux matériaux est indispensable et nécessaire. Cette compatibilité entre les deux matériaux est liée directement à la qualité de l'interface

L'intérêt de cette méthode est la rapidité de réalisation in-situ, les pièces métalliques sont préfabriquées en atelier, et leur montage s'effectue à l'aide de cheville ou tiges ancrées. L'assemblage sur site des éléments décomposés en tronçons facilite ainsi leur transport et mise en place.

L'inconvénient majeur de cette méthode de renforcement tient à la précision qui est requise lors du mesurage de la structure existante, si les éléments fournis se positionnent correctement au montage. Il recommandé d'envisagé des possibilités d'ajustement et de

positionnement des pièces métalliques pré-forées vis-à-vis de forages dans le béton, lors du montage, contrairement aux constructions métallique nouvelles.

5.7. Le scellement d'armatures pour béton armé

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

Il est important de signaler qu'il existe une certification concernant les produits spéciaux pour construction en béton, dont les produits de scellement et de calage, et a pour but de garantir l'aptitude à l'emploi du produit de scellement dont notamment ses performances minimales, ayant reçu un avis favorable d'un contrôleur technique.

5.8. Renforcement par une précontrainte additionnelle

Il peut être envisagé d'appliquer à des ouvrages existants des efforts de précontrainte en vue soit de leur redonner leur état de service initial, soit de leur donner un nouvel état de service. Cette technique présente l'avantage d'éviter les efforts concentrés importants sur la structure, elle est bien adaptée aux structures minces et peut être tendue. Le câble additionnel étant le plus souvent situé à l'extérieur du béton, il peut y avoir un risque d'instabilité d'ensemble: le flambement. On prévient ce risque en prévoyant aussi des fixations transversales qui s'opposent à une mise en vibration de ces derniers.

La conception et le calcul doivent être en conformité avec les règlements en vigueur. L'étude doit porter sur l'influence de l'effet des efforts appliqués localement sur des structures ou éléments structurels non conçus à l'origine pour les recevoir.

5.9. Adjonction de matériaux composites (Polymères Renforcés en Fibres)

Un matériau composite est l'assemblage de deux matériaux de nature différente, se complétant et permettant d'aboutir à un matériau dont l'ensemble des performances est supérieur à celui des composants pris séparément. Les matériaux composites sont composés de fibres noyées dans une matrice.

Une fibre est constituée de plusieurs filaments, élémentaires dont le diamètre est de l'ordre de 5 μ m. La fibre a un comportement élastique linéaire jusqu'à rupture les lois de comportement sont de type "élastique fragile".

Le comportement mécanique des matériaux composite dépend du type de fibres et de type des matrices, qui doivent être compatibles entre eux.

La matrice est le matériau qui donne le monolithisme à l'ensemble, et permet d'assurer le collage des fibres entre elles et transférer les efforts extérieurs à celles-ci. De plus la matrice joue un rôle très important pour résister aux efforts tranchants Par ailleurs elle

protège les fibres en les isolant de l'humidité de l'oxydation et des agents agressifs chimiques. Les avantages du renfort au moyen de matériaux composites offrent :

- une légèreté 5 fois plus que l'acier.
- une résistance 10 fois plus optimale que les platines.
- une grande flexibilité avec une faible épaisseur.
- une facilité de transport
- un poids de l'ordre de 800gr le mètre carré (épaisseur d'environ 1mm)
- une mise en place et un découpage à la forme désirée
- une mise en œuvre aisée
- adaptation aux supports
- Non sensibilité à la corrosion et d'autres attaques chimiques
- Meilleure résistance au feu et à la fatigue. (Constantine-2007)

6. Méthode de diagnostic

6.1. Diagnostic d'un ouvrage :

Le diagnostic d'un ouvrage permet avant tout de déterminer l'état de santé, les éventuelles pathologies présentes ainsi que leur ampleur. Cependant le diagnostic peut avoir deux finalités. Soit il est mené afin de déterminer exactement quels sont les désordres présents en vue de leur traitement, soit il est effectué afin de connaître l'évolution des désordres dans le temps, que ce soit à court, moyen ou long terme.

6.2. Objectifs du diagnostic

Après avoir identifié l'origine des désordres, évaluer leur étendue dans l'espace, et avoir prédit leur évolution probable, dans l'espace et dans le temps en l'absence d'intervention, le diagnostic permet :

- D'estimer les conséquences des désordres sur la portance et la sécurité de l'ouvrage et des personnes
- De détecter des produits nocifs éventuellement présents
- De définir les suites à donner et le principe des solutions de réparations envisageables

Il est à noter que des réparations sont envisageables même lorsque les désordres affectant la structure sont limités dû à des considérations d'ordre esthétique et suivant la volonté du client.

D'autre part, même si la structure est apparemment en bon état, le renforcement de la structure pour adapter son état de service à de nouveaux besoins (modification du chargement de la structure) nécessite également l'établissement d'un diagnostic.

6.3. La procédure à suivre

Elle découle alors des principes suivants (à adapter selon l'importance de l'ouvrage à réparer) :

- Mise en œuvre de mesures de sauvegarde immédiates, si nécessaire, (purges, filets de protection, fermeture au trafic...);
- Réalisation d'une visite préliminaire et de certaines opérations connexes (examen du dossier de l'ouvrage...) dans le but d'obtenir un pré-diagnostic ;
- Mise au point d'un programme d'investigation ;
- Lancement des opérations liées au diagnostic.

La réussite de l'opération demande évidemment que la personne chargée des opérations de diagnostic soit «un expert» ayant une expérience professionnelle étendue dans le domaine

des structures, dans celui des propriétés physico-chimiques des matériaux, dans celui de l'instrumentation des structures et des techniques d'auscultation ainsi que dans le domaine juridique. Bien entendu, dans les cas difficiles, il pourra se faire assister de spécialistes de la mécanique des structures, de l'instrumentation des ouvrages, de la chimie des matériaux...

La mission de l'expert commence par la visite préliminaire, le pré-diagnostic et la rédaction du programme d'investigation et va au minimum jusqu'à la remise du rapport de diagnostic.

Outre son rôle de conseil du maître d'ouvrage l'expert doit assurer la coordination des différents intervenants (bureau d'études, laboratoire...).

Enfin cette procédure doit être conclue par la mise en place d'une surveillance spécifique de l'ouvrage après sa réparation, à caractère préventif.

6.3.1. La visite préliminaire

Elle a pour objet d'améliorer la compréhension de l'état et du fonctionnement de la structure, de préciser les conditions environnementales, les désordres visibles, l'accessibilité des parties dégradées. Elle débouche sur un pré-diagnostic et sur un programme d'investigations. Elle comprend aussi bien la collecte d'informations sur la genèse et la vie de l'ouvrage que la prise de photographies et la réalisation de quelques tests simples permettant de détecter : la profondeur de carbonatation, une alcali-réaction, la présence de produits nocifs...

Cette visite doit permettre :

- D'émettre un pré-diagnostic sur les causes probables des désordres,
- D'effectuer la mise au point du programme d'investigations, si nécessaire, (inspection détaillée, études d'impacts, recherche d'itinéraires de déviation, étude de mise en place d'un ouvrage provisoire, investigations particulières à effectuer [par le laboratoire, le géomètre...], hypothèses du recalculé, types de calculs à effectuer,...) ;
- D'évaluer si la mise en jeu des responsabilités et garanties est nécessaire (cas du contentieux),
- de faire évoluer éventuellement les mesures de sauvegarde (limitation du trafic, étaieusement par exemple),
- D'évaluer le coût probable et la durée des investigations, si celles-ci sont raisonnables au vu de la valeur vénale de l'ouvrage...

Cette visite doit être effectuée par l'expert, accompagné, si besoin est, au minimum d'un spécialiste en structure et d'un spécialiste en auscultations.

Quand elle s'avère nécessaire et après avoir été acceptée par le maître d'ouvrage, cette inspection comprend deux phases :

- Une préparation soignée, destinée à vérifier et compléter les informations recueillies lors de la visite préliminaire ainsi qu'à recenser les moyens d'accès et toutes les dispositions prises (par exemple, les mesures de sécurité) ;
- L'inspection proprement dite, qui consiste à faire un relevé, normalement sur plans, de tous les désordres visibles et tous renseignements utiles tels que :
 - la présence d'anciens revêtements ou de produits d'imprégnation,
 - l'apparence de la surface du béton, présence de stalactites, d'efflorescences, de traces de rouille,
 - la présence de fissures (avec leurs ouvertures et leurs orientations, réseau),
 - les détériorations de la peau du béton (épaufrures, feuilletage, éclatements...),
 - la détection des zones sonnant le creux,
 - les zones où le béton et les armatures ont été désorganisés (cas d'un incendie...),

- la présence d'armatures (passives ou actives) apparentes, corrodées ou non,
- le relevé des déformations de la structure,
- la détection des traces d'humidité,
- etc.

6.3.2. Les investigations in situ

Dans les cas difficiles, notamment lorsque c'est le matériau béton armé, voire précontraint, qui est en cause, on peut être amené à réaliser des investigations in situ. Par exemple :

- Les mesures relatives aux armatures : enrobage ; estimation des surfaces corrodées et évaluation des risques de corrosion, mesures du potentiel de corrosion ; mesure de la résistivité ; estimation de la vitesse de corrosion. Il faut y ajouter le type d'armature et ses caractéristiques mécaniques²⁰;
- Les mesures relatives à la qualité du béton ou à son vieillissement (profondeur de carbonatation, perméabilité, cohésion superficielle, c'est-à-dire la résistance à la traction de la surface du béton, des mesures de la vitesse du son...) ;
- La présence de produits nocifs (amiante, plomb...) ;
- Le mètre de l'ouvrage, des superstructures et accessoires d'équipement, des réseaux. Cette évaluation des charges permanentes sert au recalculé, si besoin est... ;
- Des essais de chargement avec mesure des déformations (flèches) et des contraintes (jauges et capteurs de déplacement) ;

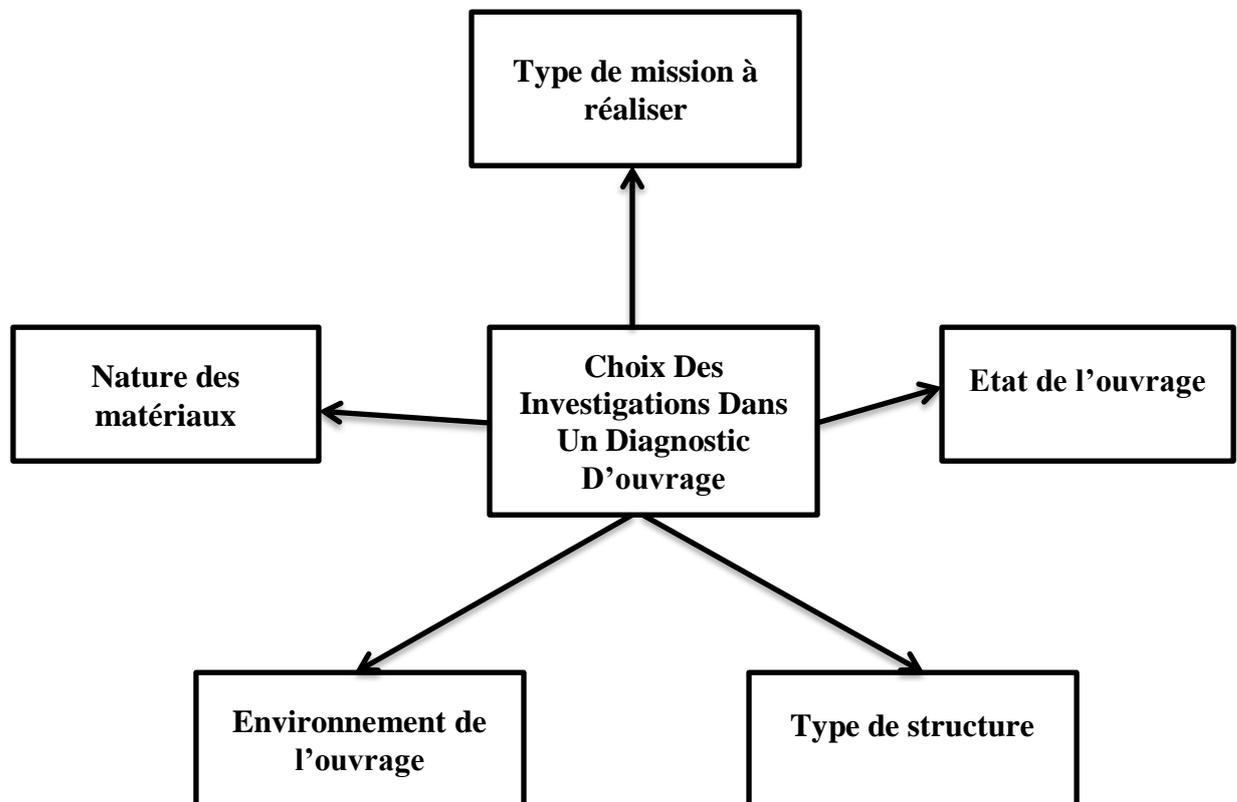


Figure.1.6. : Choix des Investigations

(Catherine M.-2010-)

6.3.3. Relevé visuel

Le relevé visuel est une étape clé lors de la réalisation d'un diagnostic. C'est un outil indispensable à la compréhension des mécanismes ayant conduit à la formation des désordres.

Il consiste à relever de manière exhaustive les désordres affectant l'ouvrage pour aboutir, après dépouillement et analyse, au tryptique suivant :

- Qualifier :

Un désordre spécifique a une origine et des conséquences particulières. La qualification permet de savoir à quel désordre on est confronté et donc quel type de traitement/réparation est à mettre en place.

- Localiser :

La position d'un désordre sur l'ouvrage donne des indications sur son degré d'importance et son origine. En outre, la localisation permet de cibler d'emblée les zones à traiter de manière urgente et de choisir les travaux en fonction des contraintes d'accès.

Quantifier :

Ceci a pour but de connaître l'étendue des désordres et donc d'évaluer les méthodes les plus adaptées pour effectuer les réparations.

Ce relevé visuel, à la base de tout diagnostic, peut être éventuellement complété par des investigations complémentaires sur site.

Ces dernières ont pour but de :

- Préciser les désordres observés lors du relevé visuel en améliorant un des éléments du triptyque précédemment décrit.

- Recueillir des informations complémentaires sur les matériaux constitutifs et leur état, ou sur la structure.

- Améliorer la connaissance sur le fonctionnement structurel de l'ouvrage.

Les deux points suivants donnent les principales investigations couramment réalisées sur des ouvrages en béton armé.

- Essai sclérométrique :

L'essai au scléromètre est destiné à mesurer la dureté superficielle du béton pour évaluer l'homogénéité surfacique de sa qualité sur un ouvrage.

Il consiste à projeter une masse donnée contre un parement par l'intermédiaire d'un ressort. La réaction résultant du choc donne l'indice sclérométrique qui est corrélé en fonction de l'inclinaison de la surface.

Cet essai est peu coûteux, simple et rapide mais ne peut être utilisé que de manière qualitative sur des bétons anciens, de nombreux paramètres influençant le résultat (carbonatation par exemple). La corrélation empirique entre l'essai sclérométrique et la résistance à la compression du béton n'est alors en effet pas significative.



Figure 1.7. : Mesure au scléromètre (Lissandre-2006-)

Lorsqu'une corrosion des armatures est détectée à un endroit :

■ S'il s'agit d'un ouvrage âgé de quelques dizaines d'années, il est impératif de déterminer si la corrosion est localisée ou généralisée et où se situe le front de carbonatation, voire celui des chlorures. Ces investigations permettront de savoir, par exemple :

- s'il sera nécessaire de dégager totalement les armatures de leur gangue de béton avant de les réenrober dans un nouveau béton

- si une opération de déchloruration ou de réalcalination est possible... ;

■ S'il s'agit d'un ouvrage récent non situé dans un environnement particulièrement agressif, il est vraisemblable que ce désordre corresponde à un défaut d'enrobage local (à vérifier).

Si ce n'est pas le cas, les investigations doivent porter sur la présence de produits agressifs, sur la qualité du béton... ;

6.4. Les vérifications en bureau d'études

En s'aidant du dossier de l'ouvrage et des autres documents disponibles (photos de chantier, articles dans les revues techniques, la presse nationale ou locale...) s'ils existent, il faut :

■ analyser toutes les pièces du dossier de l'ouvrage et, en particulier, tous les documents d'exécution (comptes rendus des réunions, résultats des mesures et contrôles effectués sur le chantier, incidents d'exécution [fiches de non-conformité], traitements des non-conformités, documents ayant trait à la gestion de l'ouvrage [PV des visites et inspections détaillées, opérations d'entretien et réparations effectuées])... Par exemple, de cette analyse il est possible de tirer :

- la liste de toutes les pièces du dossier et aussi les pièces manquantes,
- la date de réception et les dates des fins de responsabilités et garanties,

- les hypothèses de calcul et les règles de calcul utilisées (coefficients de pondération des actions, coefficient de minoration des résistances des matériaux...),

- le calendrier d'exécution prévu et celui réalisé,

- l'ordre des opérations prévu et celui réalisé,

- les caractéristiques des matériaux mis en œuvre (résistance, modules...),

- les efforts mis en œuvre (par exemple, la tension des armatures de précontrainte, les valeurs des réactions d'appui...),

- les incidents ou accidents d'exécution et, en particulier, les anomalies climatiques,

- l'état de l'ouvrage lors de sa réception (défauts et désordres existants),

- les caractéristiques des chargements effectués lors des épreuves de l'ouvrage,

- les caractéristiques des convois exceptionnels les plus lourds ayant emprunté l'ouvrage,

- la date d'apparition des désordres,

- les réparations effectuées...

■ Analyser les résultats de l'inspection détaillée, les photos et relevés effectués pour en tirer les causes probables des désordres (fissures de flexion, d'effort tranchant, fissures dues aux retraits...);

■ Analyser les plans, les hypothèses de calcul et les notes de calculs afin d'y détecter des imprécisions, des approximations, des erreurs...;

■ Interpréter les résultats des mesures effectuées sur le fonctionnement de la structure lors des investigations in situ (déformations sous chargement calibré, pesée des réactions d'appui...);

■ Fixer les hypothèses du recalculé, la modélisation de la structure, les programmes à utiliser (se rappeler qu'indépendamment des erreurs de conception, d'exécution..., les

désordres apparaissent sous les cas de charges qu'a réellement subi la structure et non sous les combinaisons des charges nominales ou caractéristiques des règles de calcul);

- Recalculer l'ouvrage et s'assurer que les résultats obtenus expliquent les désordres et sont en accord avec le fonctionnement réel de la structure (par exemple, sous les charges d'épreuves, existence de tractions dans le béton au droit des zones fissurées, réactions d'appui calculées très proches des réactions mesurées...);
- En déduire la force portante de l'ouvrage, les insuffisances structurales actuelles, voire les insuffisances à venir (cas d'existence de vices cachés)...

6.5. Le rapport de diagnostic

Il présente l'ensemble des résultats et leur interprétation. Il doit être rédigé dans le souci d'être compréhensible pour un non initié.

Il comprend :

- L'identification de l'ouvrage, le nom du demandeur ;
- L'identification du laboratoire ou de l'ingénieur chargé de l'étude, la date ;
- Le rappel des objectifs de l'étude ;
- La liste des documents consultés,
- Les résultats de l'inspection détaillée ;
- Les résultats des essais in situ et de laboratoire s'il y a lieu ;
- Une discussion sur l'origine des désordres, leur étendue, leur évolution probable et leur incidence sur la sécurité ;
- Des conclusions claires sur les désordres constatés et des propositions éventuelles de complément d'étude, des conseils sur l'exploitation de l'ouvrage (maintien ou renforcement des limitations, construction d'un ouvrage provisoire...);
- Des conclusions claires sur les éventuels recours en responsabilités et garanties ;
- Une liste des priorités pour les réparations et travaux à effectuer ;

7. Conclusion.

- La réhabilitation a pour objectif de donner une seconde vie au bâtiment
- Les problématiques soulevées par la réhabilitation sont d'ordre économique et social avant d'être d'ordre technique ou architectural.
- La réalité physique du bâtiment et l'élaboration d'un bon diagnostic déterminer les solutions à en visage.
- La faisabilité technique de ces solutions tiendra compte des méthodes reconnues mondialement et sur le plan local.
- Ainsi, il est fondamental pour notre projet, d'établir le bon diagnostic pour orienter les bonnes solutions.
- Un diagnostic est basé sur un examen visuel complété par examen technique.

Lorsque L'examen visuel nous orienté vers certaines hypothèses celle ci- seront confirmées par des examens techniques.

La synthèse de l'examen visuel et technique va nous aides à poser un diagnostic et orienter des recommandations.

Aussi, la description de pathologies potentielles, qu'il s'agisse de problèmes liés aux études de conception architecturale et technique ou lors de l'exécution des travaux de réalisation, pouvant être détectés avant la réception des ouvrages et la mise en jeu des garanties apporte une contribution certaine à la prévention des désordres.

Comme cela a été montré précédemment le béton se dégrade sous l'action de nombreux facteurs. Compte tenu du coût des structures de génie civil, il est important de pouvoir les réparer afin d'augmenter leur durée de vie.

L'étendue de l'examen visuel est cependant déterminée avant tout par les données disponibles sur la construction de l'ouvrage, sur les matériaux utilisés et sur leurs caractéristiques. Si ces informations manquent, il sera très vraisemblablement nécessaire d'envisager des auscultations complémentaires.

Ceci dit, il est indispensable vous nous développer un méthodologie de diagnostic, ce l'objet du chapitre 3, après un relevé de l'état de fait de l'ouvrage dans le chapitre suivant.

1. Introduction :

Nous avons comme objet d'étude l'école primaire Ibn baytar à Sidi-Bel-Abbès. Comme première étape d'un travail méthodologique il paraît évident de procéder à un relevé d'état de fait et un constat des dégradations visibles pour pouvoir avancer nos premières hypothèses sur les solutions à envisager pour réhabiliter la construction.

Nous suivons les étapes de diagnostic décrites dans le chapitre précédent, passant par le relevé d'état de fait, relevé métrique, relevé visuel, lecture de rapports d'expertise existants pour avancer un pré-diagnostic.

2. Relevé d'état de fait :

2.1. Situation géographique.

L'école mise en étude se situe au sein de la wilaya de Sidi Bel Abbès exactement à Sidi Yassine dans la partie EST occupant une superficie de 1962 m². [cf. figure 2.1]

2.2. Contexte de réalisation de l'école

L'école Ibn Baytar située au centre-ville de wilaya de Sidi-Bel-Abbès exactement à Sidi Yassine, elle a été réalisée en 1985. L'entreprise chargée de sa réalisation « communal de Sidi-Bel-Abbès » avait entamé les travaux sans la base de plans Architecture et Génie-Civil (manque de bureau d'étude).

Actuellement une opération de réhabilitation est en cours, sous la direction de « maître de l'ouvrage », « maître d'œuvre », et le C.T.C Chelef organisme de contrôle le chantier a débuté le 8 novembre 2011 et la livraison finale est prévue pour avril 2012.

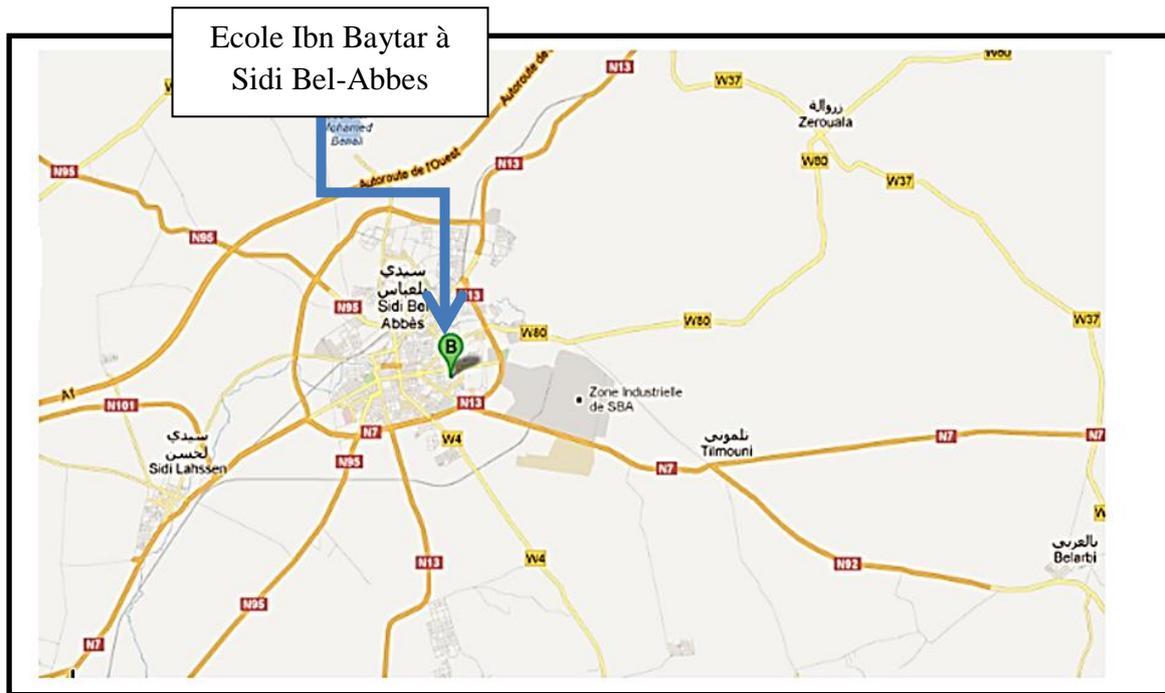


Figure 2.1. : Schéma présentant la situation géographique du projet



Figure 2.2. : Schéma de situation du projet

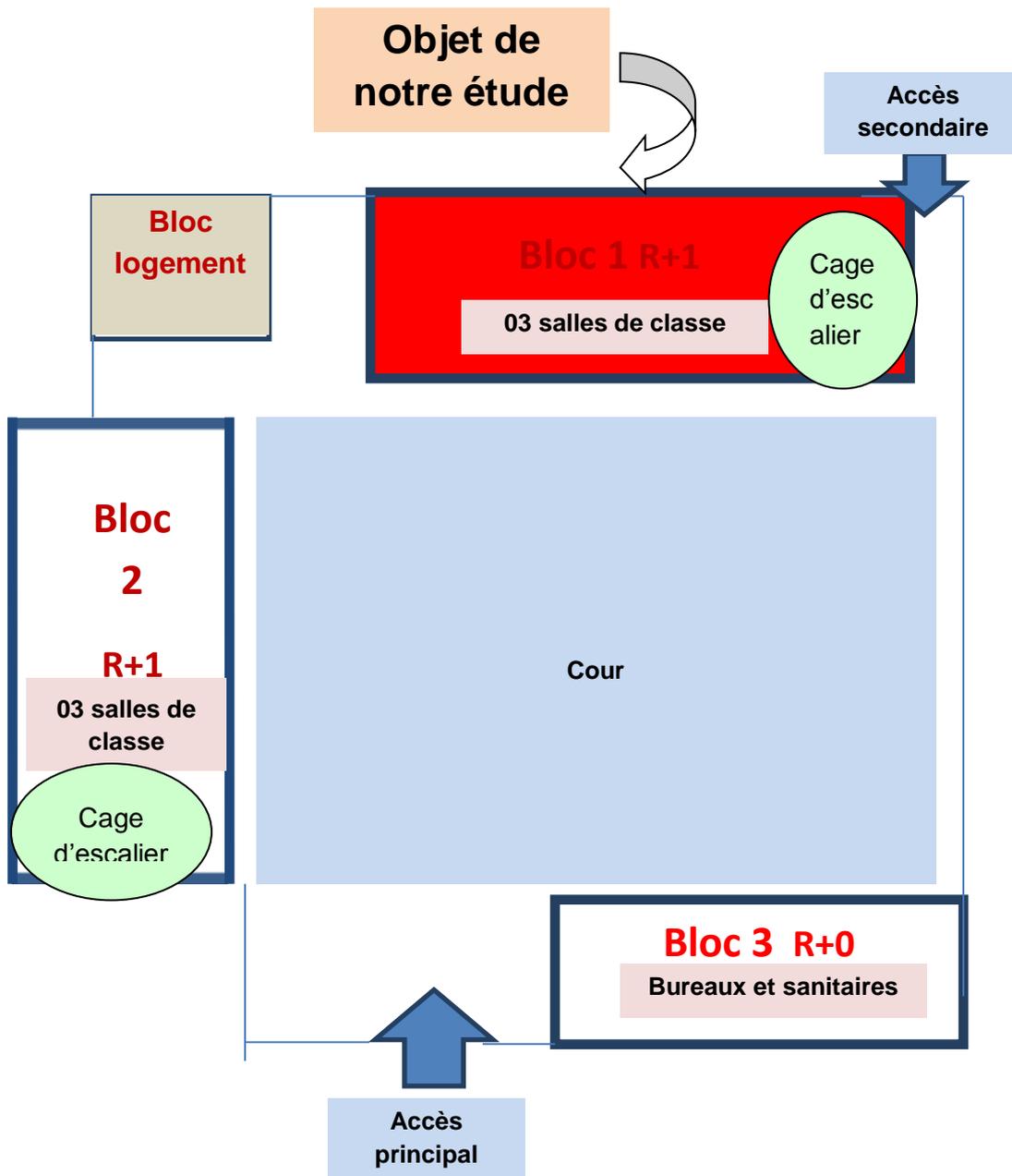


Figure 2.3. : Schéma de configuration de l'école Ibn Baytar

3. Les plans d'architecture

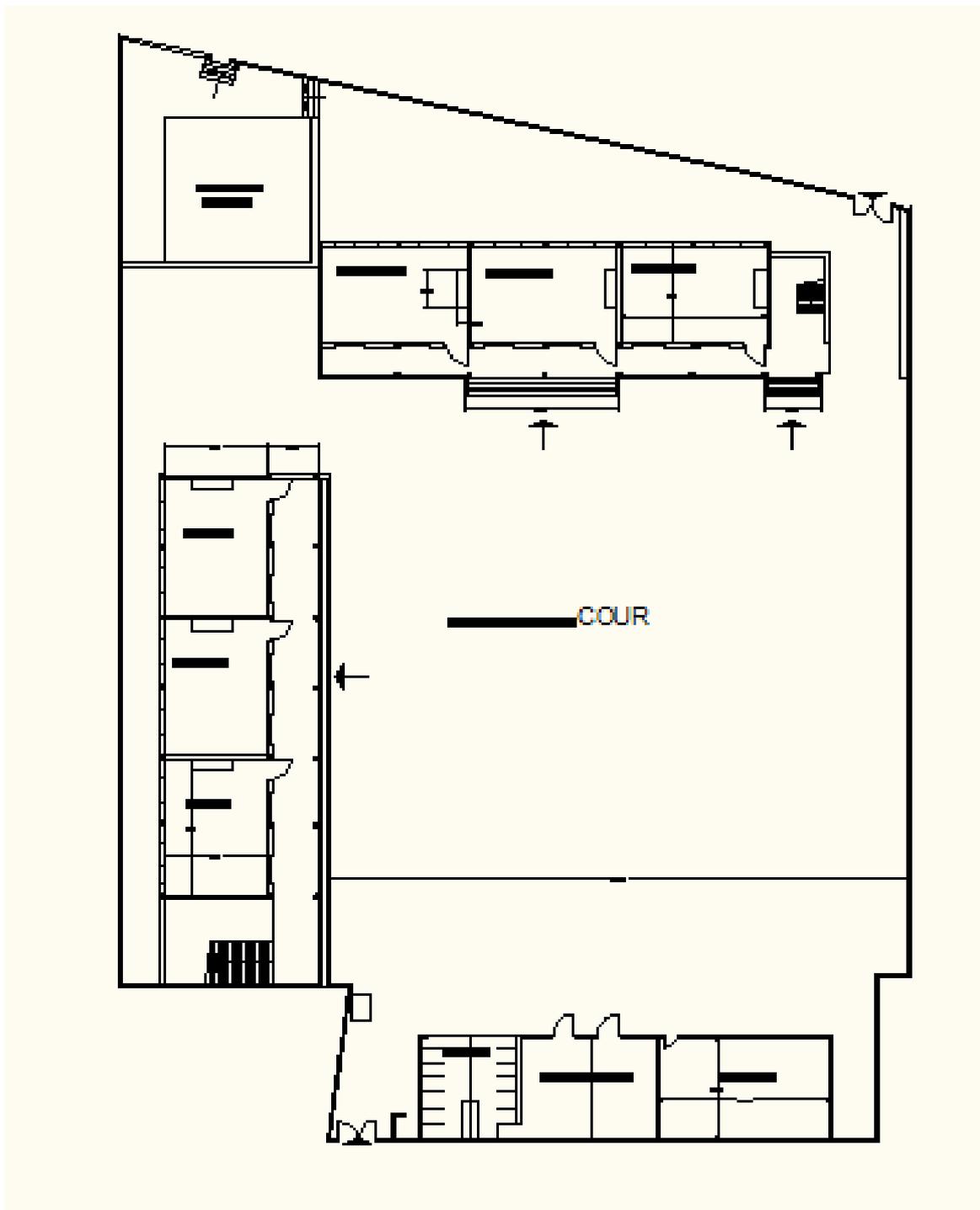


Figure 2.4. : Plan rez-de-chaussée de l'école Ibn Baytar

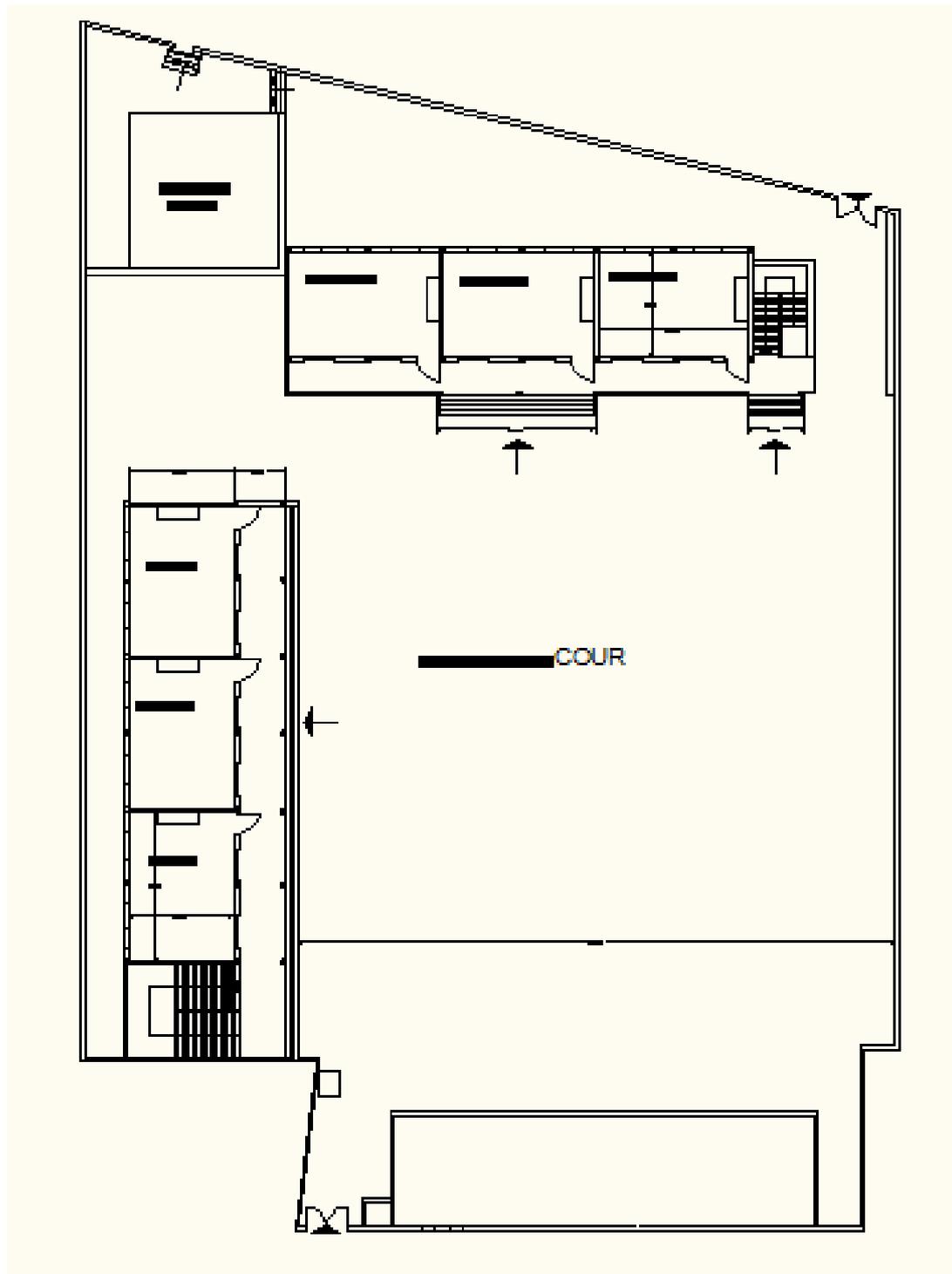


Figure 2.5. : Plan de l'étage de l'école Ibn Baytar

4. Configuration du bâtiment

Le plan de l'école s'organise autour d'une cour centrale, délimitée de trois côtés par des blocs de plan rectangulaire : deux blocs indépendants en R+1 (recevant trois salles de cours par niveau) avec une cage d'escalier à l'extrémité, un bloc en R+0 recevant les sanitaires et les bureaux du directeur. Un logement d'astreinte est implanté à l'angle Ouest de l'école entouré d'un mur de clôture. L'ensemble du site est délimité par un mur de clôture percé par deux accès.

2.3.1 Système constructif

— Bloc 1[cf. figure 2.3] : Structure en béton armé encadré composée des poteaux, poutres et dalles,

Surface= 274m².

R.D.C : 3 classes (9x6 ,15)

R+1 :3 classes (9x6 ,15)

Hall

- Les fondations : semelles isolées on a S1 et S2 ;

S1= (1 ,80x2 ,00) m, S2= (2,00x2, 00) m.

- Les poteaux : il y a 24 poteaux de dimension (30*30) cm².

Les poteaux transfèrent les charges verticales aux fondations sans participer au contreventement du bâtiment.

- Les poutres principales de (30x50) cm².

Les poutres sont continuées en plusieurs travées avec la présence de décaissé sur certaines travées.

- Les chaînages de (30x30) cm².

- Plancher (16+5) cm et la hauteur 3,30m.

- bloc 2[cf. figure 2.3] : Structure du même type que le premier 274m².

- Les bureaux administratifs.

- bloc 3 [cf. figure 2.3]:

- Les sanitaires.

- La cour (50,50x28) m²

5. Description des dégradations (Relevé visuel)

Dans cette partie, nous nous intéresserons aux principales pathologies apparaissant dans le béton armé durci. Ces pathologies ont des causes et conséquences variables. Elles sont décrites dans la suite.

5.1. La fissuration.

Il est important avant tout de souligner qu'il est impossible aujourd'hui d'éviter la fissuration du béton armé, que ce soit lors de la mise en œuvre, due par exemple au retrait de dessiccation ou sur le béton durci, dû au vieillissement du matériau. Les causes de la fissuration sont multiples, mais peuvent être répertoriées en quatre catégories :

- Les causes dues aux propriétés des matériaux, avec par exemple le retrait suite à l'évaporation de l'eau de gâchage, le gonflement engendré par la réaction exothermique du liant ou encore à la résistance mécanique de la cohésion du liant.
- Les causes directes externes, avec notamment les déformations excessives sous l'action des charges ou encore des déformations sous l'action des variations de température ou sous l'action de l'humidité.
- Les causes externes indirectes, à savoir les répercussions sur certaines structures d'actions provenant d'autres éléments tels que les tassements différentiels des fondations.
- Les causes dues à un phénomène de corrosion des armatures, les armatures corrodées ayant un volume plus important que les aciers en bon état, l'état de contrainte du béton au droit d'une armature corrodée est plus important et la fissuration s'enclenche.

Parmi les différents types de fissures, on distingue principalement trois catégories :

- Le faïençage, c'est un réseau caractéristique de microfissures qui affecte principalement la couche superficielle du béton
- Les microfissures, ce sont des fissures très fines dont la largeur est inférieure à 0,2mm.
- Les fissures, ce sont des ouvertures linéaires au tracé plus ou moins régulier dont la largeur est d'au moins 0,2 mm

Il est important lors du processus de réhabilitation d'un ouvrage, de s'intéresser à l'évolution de la largeur d'une fissure. Il est possible de classer les fissures en trois catégories selon leur évolution :

- Les fissures passives ou mortes, pour les fissures dont les ouvertures ne varient plus dans le temps, quelles que soient les conditions de température, d'hygrométrie ou de sollicitation de l'ouvrage. Cependant, elles sont rares, car les matériaux alentour à la fissure varient selon la température, c'est le phénomène de dilatation thermique.
- Les fissures stabilisées, lorsque leur ouverture varie dans le temps en fonction de la température.
- Les fissures actives ou évolutives, lorsque leur ouverture continue à évoluer indépendamment des cycles de température.



Figure 2.6. : Les fissures diagonales (École Ibn Baytar)



Figure 2.7. : Les fissures horizontales (École Ibn Baytar)

Tableau 2.1 : Echelle de caractérisation de la fissuration d'une structure en béton armé-

<i>Indice de fissuration IF (mm/m)</i>	<i>Degré d'endommagement</i>
0 à 0,5	négligeable
0,5 à 1	faible
1 à 2	modéré
2 à 5	fort
5 à 10	très fort
> 10	considérable

5.1.1. Relevé métrique et pathologique

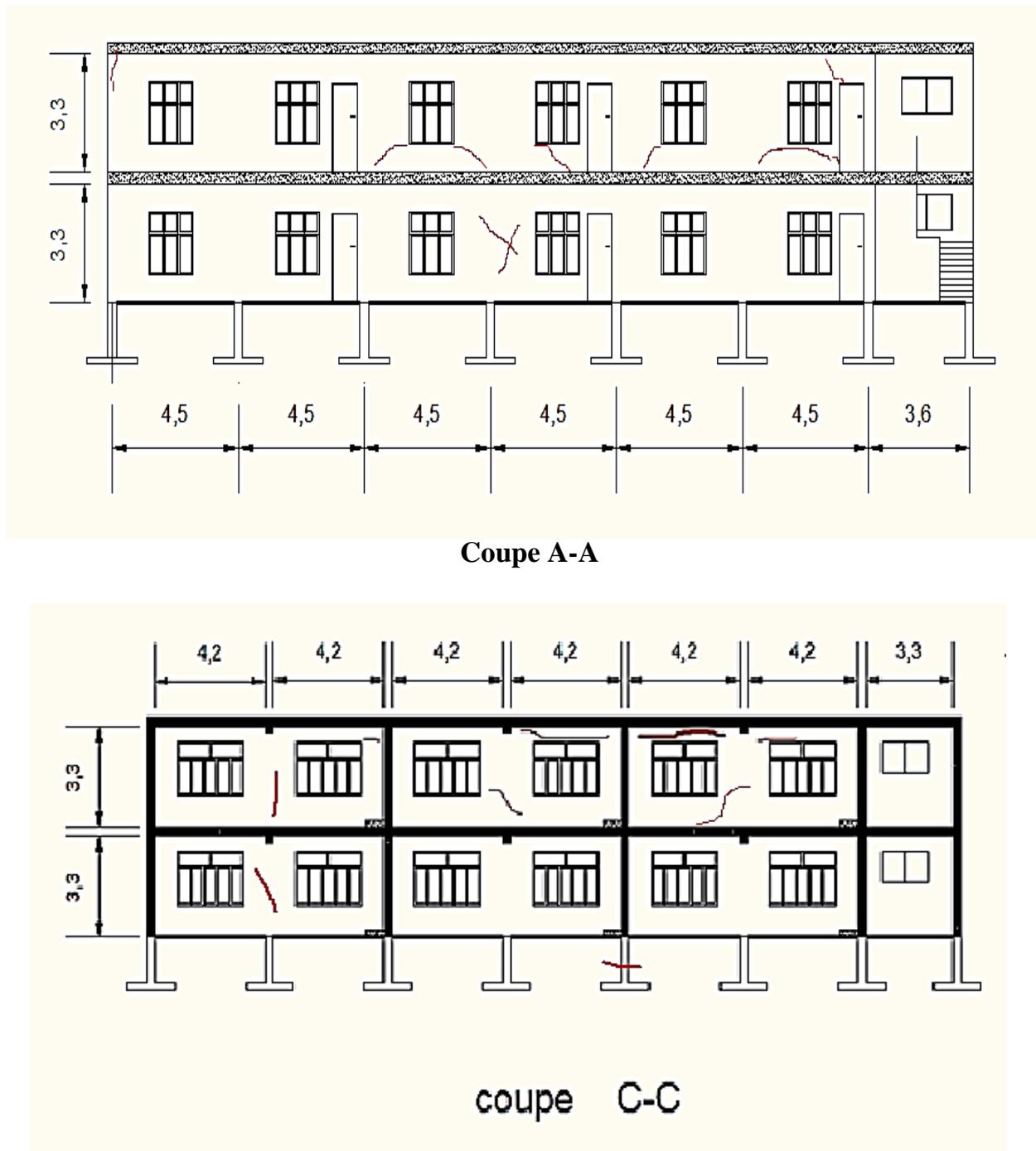


Figure 2.8 : relevé métrique et pathologique (cas des fissurations)

La figure 2.8 décrit le type de fissure relevée à l'école Ibn Baytar – (bloc 1)

5.2. La carbonatation des bétons.

La carbonatation dans le béton armé correspond à un phénomène chimique. Le CO₂ contenu dans l'air réagit avec l'hydrate de chaux présent dans le béton. Cette réaction forme du carbonate de calcium et de l'eau. L'écriture simplifiée de cette réaction est la suivante :



Cette réaction a pour conséquence que les deux bases alcalines présentes dans le béton sont consommées, il y a donc une diminution du pH du béton. La valeur initiale du pH du béton de jeune âge est aux environs de 13 à 13,5. Après carbonatation il est au tour de 9.

La carbonatation génère une modification lente de la structure du matériau et un changement de son comportement. Certes elle a un effet néfaste en réduisant la protection chimique des armatures, mais elle est aussi bénéfique en améliorant la résistance mécanique et la résistance aux eaux agressives.

Le schéma de la carbonatation peut être représenté de la manière suivante [cf. figure 2.9]

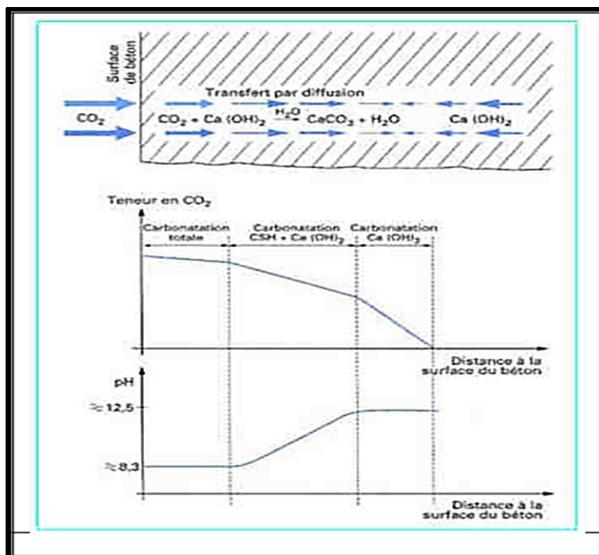


Figure 2.9. : Phénomène de carbonatation



Figure 2.10. : Phénomène de carbonatation (École Ibn Baytar)

Nous avons rencontré ce cas de cas de carbonatation à l'école [cf. figure 2.10]

5.3. La corrosion des armatures

5.3.1. Le phénomène de corrosion dans le béton armé

Le béton sain ayant un pH de l'ordre de 13 correspond à un milieu naturellement protecteur pour les armatures. Autour des aciers se forme un film passif, une solution solide de Fe₃O₄ – Fe₂O₃, permettant de réduire voire d'arrêter la vitesse de corrosion. La dépassivation de l'acier peut se faire dans les cas où le béton d'enrobage est carbonaté ou si la teneur en chlorure est élevée. Après destruction du film passif, un phénomène de pile électrochimique se met en place, le milieu électrolytique étant constitué par la solution interstitielle du béton.

Au niveau de la zone correspondant à l'anode, l'acier se dissout, entraînant une production d'électrons qui seront consommés au niveau de la cathode par réduction d'oxygène. Cette réaction entraîne la formation d'ions hydroxyle OH^- réagissant avec les ions ferreux produits au niveau de l'anode. En présence d'oxygène, il se forme à l'anode des oxydes et hydroxydes de fer gonflants.

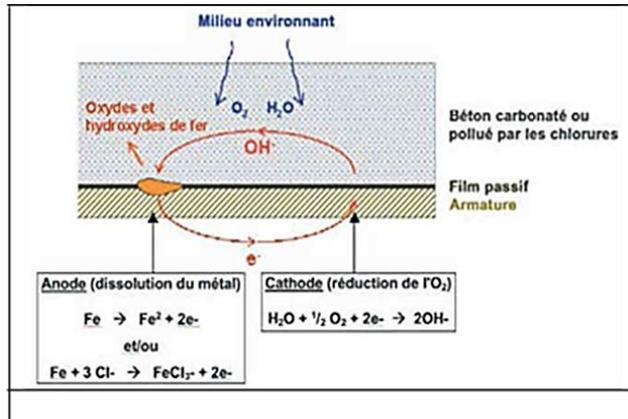


Figure 2.11. : Phénomène de corrosion



Figure 2.12. Exemple, d'armature corrodée Ibn Baytar



Figure 2.13. : Corrosion des armatures (École Ibn Baytar)

5.4. Cisaillement des avants poteaux

Ce phénomène de cisaillement des avants poteaux constaté dans le bloc 1pert insinuer plusieurs causes : soit un tassement différentiel du sol, soit une structure sous dimensionnée.



Figure 2.14: Cisaillement dans avant poteau (École Ibn Baytar)

5.5. d égradation de l'enrobage des armatures



Figure 2.15. : Dégradation de l'enrobage des armatures (École Ibn Baytar)

5.6. Evolution de la dégradation du béton

La dégradation du béton armé comporte deux phases successives :

- une phase d'incubation ou de latence (dite parfois d'amorçage) qui correspond à l'altération lente du béton, sans qu'il ne se produise encore des effets visibles,

- une phase de développement (dite parfois de croissance) des dégradations du matériau.

La phase d'incubation s'arrête :

- soit lorsque les produits formés par les réactions internes du ciment atteignent un "volume critique" provoquant un gonflement néfaste du béton (par exemple, par réaction sulfatique),
- soit lorsque l'enrobage de béton ne protège plus les aciers contre la corrosion (par exemple, si l'enrobage est carbonaté).

La phase de développement est celle où les dégradations sont visibles. A ce stade les réparations deviennent lourdes et coûteuses.

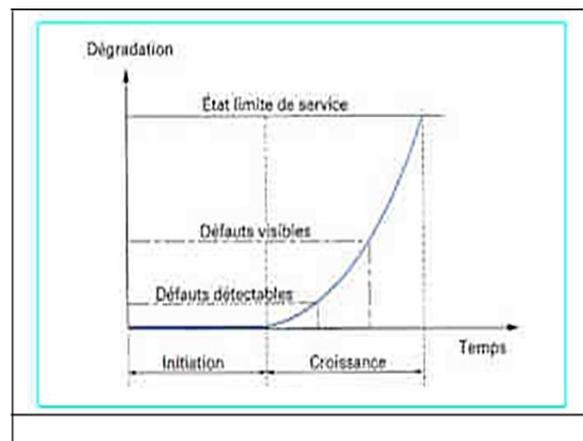


Figure 2.16. : La dégradation du béton (École Ibn Baytar)

Figure 2.17. Évolution de la dégradation

5.7. Récapitulatif des causes liées aux phénomènes de dégradations

Tout phénomène de dégradation observé à l'œil, nous amène à avancer des hypothèses sur ses causes [c.f. tableau 2.2]

Tableau 2.2 : les causes d'endommagement du béton

Causes	Symptômes							
	Défauts de construction	Fissuration	Désintégration	Distorsion ou Mouvement	Erosion	Scellant au joint	Suintement	Eclatement
Dégâts accidentels		×						×
Actions Chimiques		×	×				×	
Erreurs de construction	×	×				×	×	×
Erreurs de conception		×				×	×	×
Corrosion		×						×
Erosion			×		×			
Gel		×	×					×
Distorsion ou Mouvement		×		×		×		×
Retrait	×	×		×				
Changement de Température		×				×		×

(LISSANDRE LAURE -2006)

5.8. Investigation dans le sol

5.8.1. Caractéristiques du sol.

Investigation technique

Essais de laboratoire d'après le rapport géotechnique du sol par laboratoire de l'habitat et de la construction établis sur les sites mitoyenneté les résultats des essais physiques, mécaniques et chimiques effectués au laboratoire sur les échantillons de marne crayeuse récupérés lors des sondages carottés identifient un sol fin, argileux, plastique.

De part sa géologie et sa sensibilité à l'eau, à savoir la présence de craie, il y a lieu de protéger les fondations contre les arrivées accidentelles des eaux.

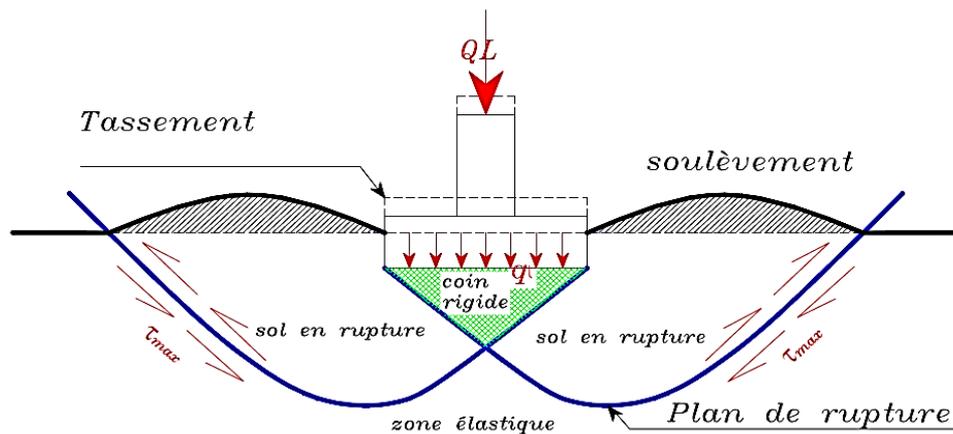


Figure 2.18 : Schéma de rupture sous une semelle chargée
(Callaud-2004-)

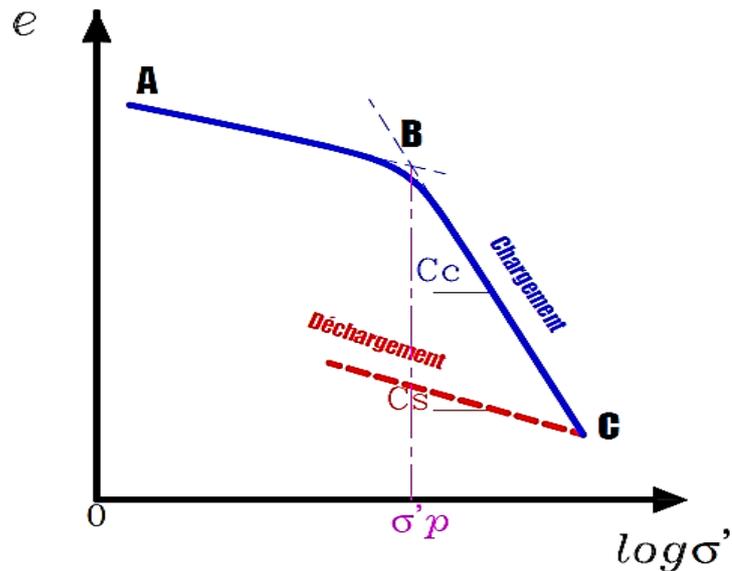


Figure 2.19 : Courbe : $e=f(\log \sigma')$

(Callaud-2004-)

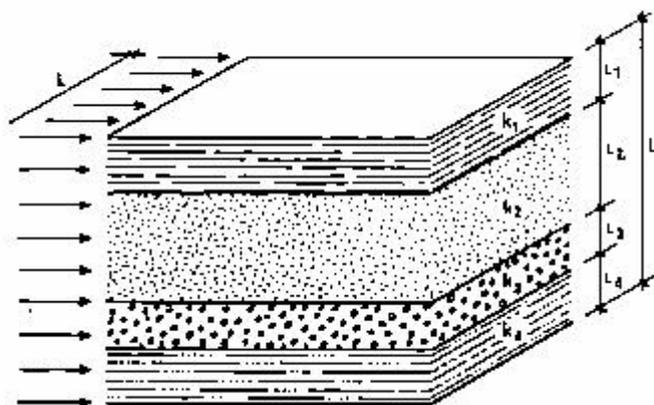
L'indice de compression (pente de la droite BC): $C_c=0,45$

Tassements des sols-Consolidation

Sous l'effet d'un chargement donné (fondation, remblai, etc..), le sol se déforme. On sait que dans la plus part des cas, la surface du sol est horizontale et les charges sont verticales; les déformations et par conséquent les déplacements, seront dans la même direction. Ils sont appelés tassements.

Pour un sol, les tassements résultent essentiellement de sa compressibilité (diminution de volume) qui est dû :

- à la compression du squelette solide,
- à l'évacuation de l'eau continue dans les vides,
- et à la compression de l'eau et de l'air contenus dans les vides.



$$N'_\gamma = 1,69.$$

$$N'_q = 3,26.$$

$$N'_c = 9,80$$

$$\gamma_h = 2,03 \text{ t/m}^3$$

- L_1 : remblai (0-0,5m)
- L_2 : argile verdâtre crayeuse (0,5-7m)
- WL=65, IP=32
- $C_g=0,45$ /4=0,1

5.9. Caractéristique des matériaux.

5.9.1. Le béton:

Aux états limite ultimes, le diagramme contraintes-déformations utilisas est le diagramme dit "parabole-rectangle».

La résistance à la compression de calcul du béton est défini par une résistance Caractéristique obtenue partir d'un cylindre f_{cj} .

(Laboratoire national de l'habitat et de la construction (L.N.H.C) unité régionale de sidi bel abbés. Étude géotechnique de Hai sidi Yassine sidi bel abbés)

- Résistance de béton :

a- Résistance à la compression :

Elle est définie par une valeur de la résistance à la compression du béton a l'Age de 28 jours par essais aux éprouvettes cylindriques ($\Phi 16\text{cm}$; surface=200cm ; h32cm).

La résistance à la compression varie avec le temps suivant la relation :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83j}$$

Avec :

f_{cj} : résistance de la compression par jour.

j : nombre de jour

f_{c28} : résistance de béton à 28 jour $f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

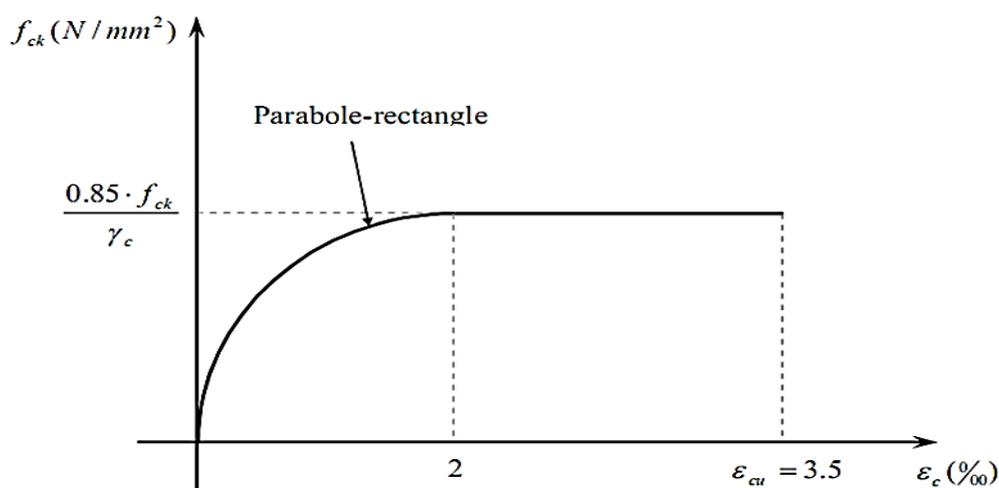


Figure 2.20. : Loi de comportement du béton. (Béton armé-2006)

b- Résistance de béton à la traction :

On peut déduire la résistance de béton à la traction directement de celle à la compression d'après la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

- Module de déformation

a- Module de déformation instantanée :

Pour les charges de durée d'application inférieure à 24h $\Rightarrow E_{ij} = 11000^3 \times \sqrt{f_{cj}}$

b- Module de déformation différée :

Pour les charges de durée d'application supérieure à 24h $\Rightarrow E_{vj} = 3700^3 \times \sqrt{f_{cj}}$

ELS :

σ_{bc} → Contrainte de la compression du béton

ε_{bc} → Déformation de béton en compression

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 10,8 \text{ Mpa}$$

On adopte le diagramme parabole rectangle

$$0 < \varepsilon_{bc} < 2\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b} \left[1 - \left(\frac{2 * 10^{-3} \varepsilon_{bc}}{2 * 10^{-3}} \right)^2 \right]$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \rightarrow \varepsilon_{bc} \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b \theta}$$

γ_b : coefficient de sécurité

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (cas général)}$$

$$\gamma_b = 1.15 \text{ (cas accidentel)}$$

$$\theta = 1 \text{ (charge de durée } > 24\text{h)}$$

$$\theta = 0.9 \text{ (charge de durée } < 24\text{h)}$$

$$\theta = 0.85 \text{ (charge de durée } < 1\text{h)}$$

- Les armatures d'acier.

Le diagramme contraintes-déformation de l'acier est représenté ci-dessous, son comportement est identique en traction et en compression, la courbe reste linéaire dans la phase élastique jusqu'à la contrainte limite d'écoulement $f_s = f_y$; au-delà de ce point la contrainte est constante avec un accroissement des déformations.

A l'état limite ultime, la loi du comportement de calcul se déduit par affinité oblique (Pénalisation), de rapport γ_s .

Où γ_s est le coefficient de sécurité, et prend une valeur égale à 1.15

Dans la phase élastique, la relation est définie entre les contraintes et ses déformations

Relatives par la loi de "HOOKE": $f_s = E_s \times \epsilon_s$

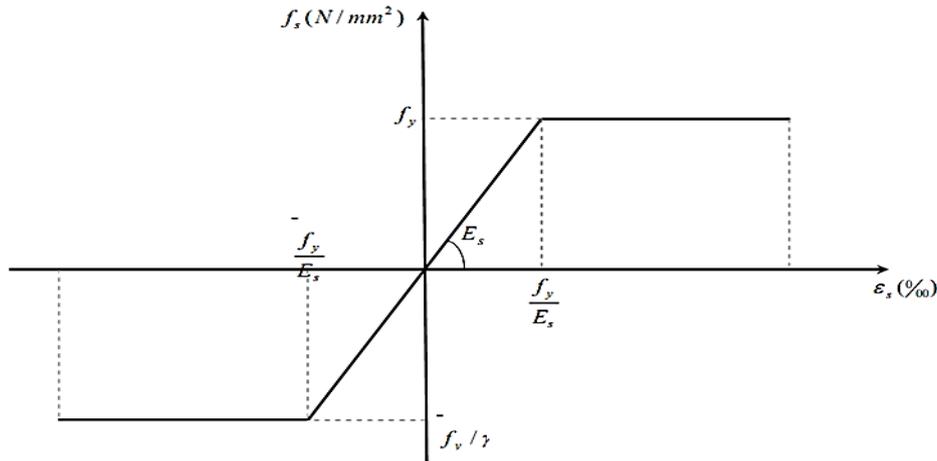


Diagramme déformation-contrainte de l'acier

Figure 2.21. : Loi de comportement de l'acier

(LISSANDRE LAURE -2006)

➤ Acier utilisé

Généralement on utilise trois types d'acier :

R.L de nuance Fe E24 → $f_e = 235 \text{ Mpa}$ (pour les armatures transversales)

H.A de nuance Fe E40 → $f_e = 400 \text{ Mpa}$ (pour les armatures longitudinales)

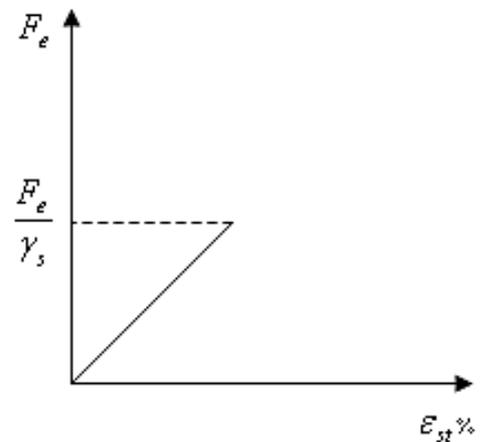
T.S → pour les dalles de compression

Module d'élasticité longitudinale d'acier $E = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$

La contrainte d'acier :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ Mpa}$$

Pour le cas courant (pour les armatures longitudinales)



➤ Diagramme de contrainte / déformation

- E.L.U:

On limite la déformation de l'acier à 10%

γ_s : coefficient t de sécurité

$$\gamma_s = 1.15 \text{ cas général}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ cas accidentel}$$

- E.L.S :

On lime la contrainte dans l'acier uniquement à l'état d'ouverture de fissures :

Fissuration peu nuisible \rightarrow pas de limitation ($\bar{\sigma}$, non limité)

Fissuration préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right)$

Fissuration très préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e, 90 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right)$

Avec :

η : coefficient t de fissuration :

$$\eta = 1 \mapsto \text{R.L}$$

$$\eta = 1,6 \mapsto \text{H.A}$$

f_{ij} : Résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en Mpa

5.10. L'effet des excentricités sur le comportement des poteaux soumis à une charge excentrée.

5.10.1 L'effet du premier ordre.

Dans le cas d'une compression centrée d'un poteau, il y a toujours des imperfections sur la géométrie de la section, sur la position de la charge, sur la rectitude du poteau.

D'où l'effet dit "effet du premier ordre".



Figure 2.22. : Différents modes d'excentricité (BELHANACHI-2009)

5.10.2. L'effet du second ordre.

L'effet du second ordre est l'effet induit d'un moment crée par la déformation du poteau, qui provient d'un flambement d'ensemble et devient plus important, plus la structure est élancée, c'est-à-dire déformable transversalement; pour juger cela, le calcul de l'élancement de l'élément est à priori indispensable, qui est le rapport de la longueur de flambement sur le rayon de giration de la section du béton.

5.10.3. Elaboration et conception des diagrammes d'interaction.

L'analyse des éléments en béton armé soumis à une combinaison de flexion et de charge axiale est basée sur les mêmes hypothèses que celles exposés dans la théorie générale:

- les sections droites restent droites après déformation.
- pas de glissement relatif entre: armatures-béton et composites- béton

(Condition de compatibilité des déformations).

- La résistance à la traction du béton est négligée.
- La résistance à la compression du composite est négligée.
- Pour les aciers, le matériau composite et le béton, des diagrammes contraintes-déformations appropriés sont considérés.
- Un bloc des contraintes rectangulaire fictif est considéré pour le béton.

Dans le calcul des poteaux chargés excentriquement, les concepteurs exploitent de manière extensive des abaques appelés: " diagrammes d'interaction".

a. Section en béton seul

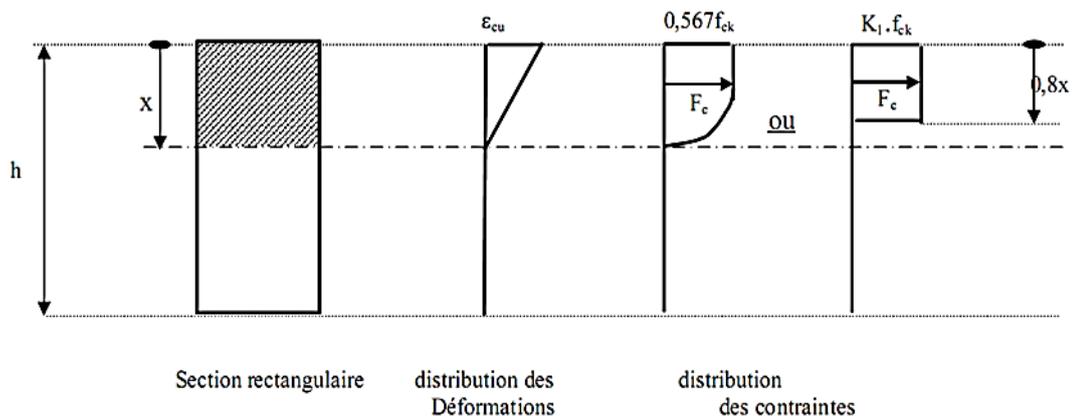


Figure 2.23. : Image instantanée à L'E.L.U. D'une section rectangulaire en béton seul (béton armé-2006)

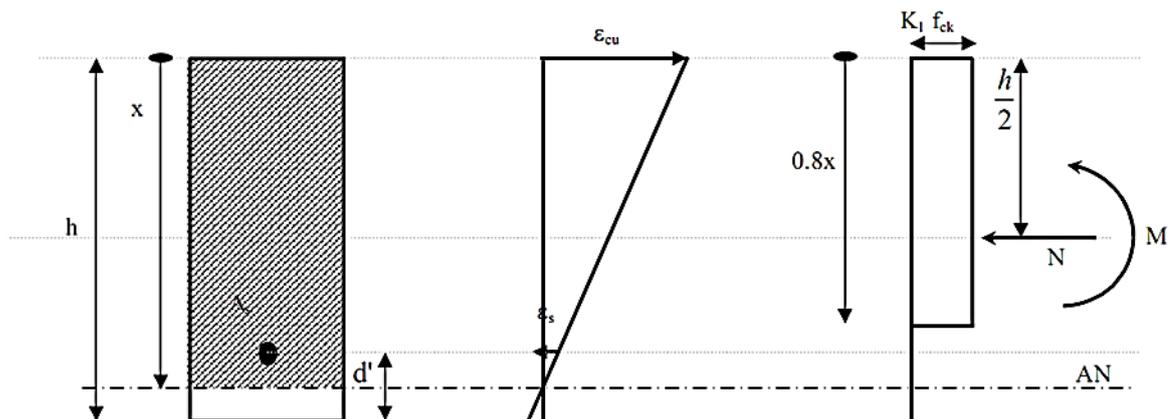
K_1 : le coefficient de remplissage pris égal à 0.567

K_2 : le coefficient de positionnement pris égal à 0.4

Les points se trouvant à l'intérieur de la courbe d'interaction représentent des combinaisons de moment de flexion et d'effort axial sécuritaires.

Alors que les points qui se situent à l'extérieur de la courbe, représentent des combinaisons de moment de flexion et d'effort axial, non acceptables.

b. Section en béton simplement armée



Section rectangulaire distribution des Déformations distribution des Contraintes (béton armé-2006)

Figure 2.24. : Image instantanée à L'E.L.U d'une section rectangulaire simplement armée

6. Conclusion et recommandation

Nous récapitulons les résultats de notre pré-diagnostic - plusieurs types de dégradation dans le béton.

1) fissuration diagonales / horizontales et verticales.

⇒ Pouvant être due :

- ✓ La qualité des ciments et béton et la qualité de leur mise en œuvre.
- ✓ Au phénomène d'infiltration des eaux.
- ✓ A un problème de sol

2) dégradation de l'étanchéité pouvant être due au vieillissement du bâtiment ou une mauvaise qualité du système d'évacuation des eaux.

3) dégradation des enrobages et corrosion des armatures dues aux infiltrations d'eau et au phénomène de carbonatation.

4) Cisaillement des avants poteaux après lecture des rapports géotechnique confirment un sol argileux, nous susceptible de provoquer un tassement différentiel, nous suspectons une origine due à une structure sous-dimensionné.

- cette hypothèse est aussi énoncée dans les rapports expertise du C.T.C.

De ce fait, et sur la base de ce pré diagnostic nous jugeons nécessaire de procéder une mise aux normes du bâtiment. Ce qui nous conduit à engager une modélisation de la structure par MSE conformément aux exigences de RPA 99 vs 2003, dans le chapitre suivant, avant de poser un diagnostic final et de prendre les décisions d'intervention.

1. Introduction

Dans ce chapitre, nous nous focalisons sur l'objectif de construire une trame de données techniques quantitatives pour arriver à détecter les causes réelles des dégradations énoncés dans le pré-diagnostic et prendre les décisions d'intervention adéquates.

Nous commençons par revoir le dimensionnement de la structure sur l'appui de la méthode « M.S.E » suivant les exigences du R.P.A 99 vs 2003, utilisant le logiciel SAP 2000.

Ensuite nous nous revenons sur les origines diverses des dégradations.

2. La modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "SAP2000" après discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exacte et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

- Présentation du logiciel SAP 2000 :

Le 'SAP 2000' est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques, développé en Californie (U.S.A).

SAP2000 offre des nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

➤ Pourquoi le SAP2000 ?

Nous avons fait au logiciel (SAP2000) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale α_i .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.
- Calcul le ferrailage.

➤ Démarches de modélisation de notre structure :

Lors de modélisation de notre structure en SAP2000 dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

- 1-définition de la géométrie de la structure.
- 2-Définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (voiles, et dalles).
- 3-détermination des conditions aux appuis.
- 4- détermination des chargements de la structure.

6-définition et imposition de spectre de réponse sur la structure.

7-Définition de type d'analyse, finalement cette dernière.

- Etapes de modélisation :

1- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments «Frame »

2- Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i ».

3- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 ».

4- Les voiles sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.

5-Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme. Les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans.

6- La masse de chaque niveau est répartie sur les nœuds du niveau considéré.

Pour tous les éléments non modélisés, leurs masses sont calculées et réparties sur les nœuds.

-L'analyse :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

Le **SAP2000** offre les possibilités d'analyses suivantes :

- ✓ Analyse statique linéaire.
- ✓ Analyse P-Delta.
- ✓ Analyse statique non linéaire.
- ✓ Analyse dynamique.

✚ Analyse dynamique :

L'analyse dynamique disponible dans le SAP2000 comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

◆ Analyse modale

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures. Les modes et fréquences propres dépendent uniquement des matrices $[K]$ et $[M]$ de la structure, c'est à dire de la rigidité et de la masse.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effective pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

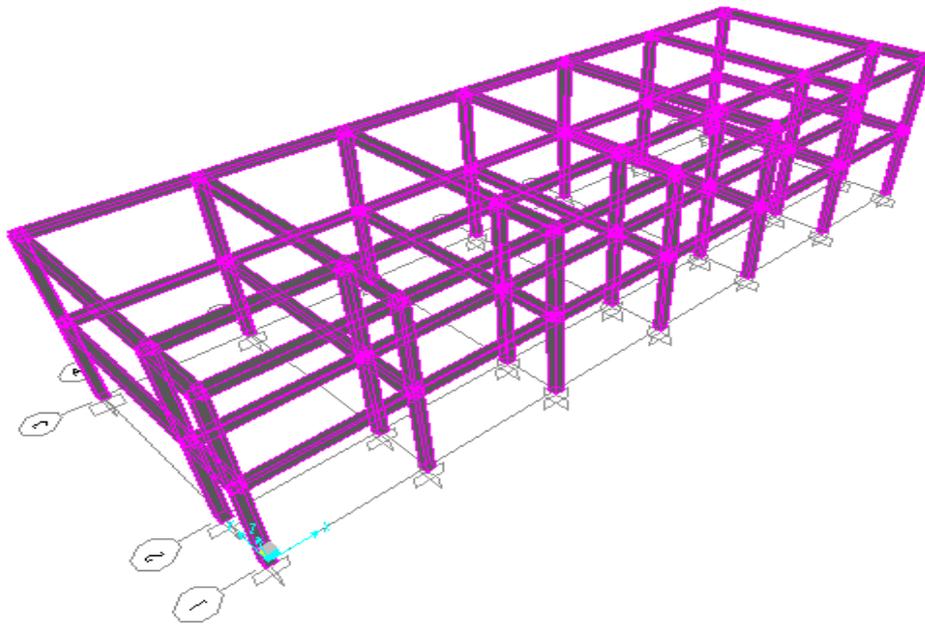


Figure 3.1. Modélisation de structure

Tableau3.1. les modes propres de vibration

Texte	Texte	Unités	T(S)	Mode de vibration
Modal	Mode	1	0.679765	Translation suivant X
Modal	Mode	2	0.578754	Translation suivant Y
Modal	Mode	3	0.540741	Rotation suivant Z
Modal	Mode	4	0.235434	Translation suivant Y +Rotation suivant Z
Modal	Mode	5	0.218368	Translation suivant X +Rotation suivant Z

Estimation de la période fondamentale de la structure

1. La valeur de la période fondamentale (T) de l'école peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau :

Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie

$C_T = 0,050$.

Période 1 : $T_n = 0.67 \text{ s}$

$$T_{\text{empirique}} = (0.05 \times 7.2)^{3/4} = 0.46 \text{ s}$$

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_n \leq T_{em} + 0.3(T_{em})$$

$$0.67 \geq 0.59$$

La rigidité dans l'axe (x-x) n'est pas vérifiée, et donc on doit augmenter la section pour diminuer la période (40x40).

L'axe (y-y) vérifie.

L'axe (z-z) vérifie (rotation)

Ferraillage de l'école

Après modélisation on a conclu le ferraillage suivant :

Texte	Texte	cm	Texte	cm ²
1	POTEAU	0	G+Q+1.2Ex	11.1991
2	POTEAU	180	G+Q+1.2Ex	2.7
3	POTEAU	360	G+Q+1.2Ex	7.6449
4	POTEAU	0	G+Q+1.2Ey	5.2681
5	POTEAU	180	G+Q+1.2Ey	2.7
6	POTEAU	360	G+Q+1.2Ey	2.7

le ferraillage maximum c'est $11,1991 \text{ cm}^2 \longrightarrow 8T14$

3. Vérification

3.1. Fondation

Une construction doit être en position d'équilibre par rapport au sol.

La fondation reçoit les actions ascendantes du sol, elle transmette au sol les effets des charges permanentes et charges d'exploitations, elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage

D'après le **R.P.A 99 V2003**, les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$\mathbf{G + Q + E.}$$

$$\mathbf{0,8 G \pm E.}$$

Le choix du type de la fondation dépend essentiellement de la contrainte admissible du sol et sa nature, la capacité portante du sol est de **1,99 bars**.

Chaque semelle est soumise à un effort normal est un moment de flexion donc elle est étudiée en flexion composée.

L'étude se fait sur les semelles les plus sollicitées.

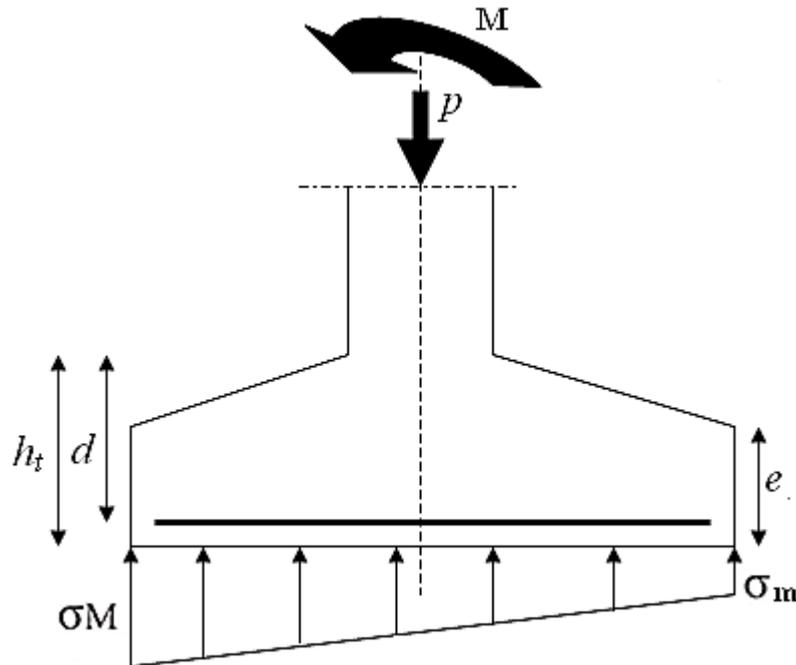


Figure 3.2. : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

3.1.1. Etude des semelles :

Tableau 3.3. : Récapitulation des efforts M et N des semelles

	ELU		G+Q-1.2E		ELS	
	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)
Semelle centrale	15,95	602,78	/	/	11,42	436,12
Semelle intermédiaire	17,02	368,10	/	/	12,17	268,62
Semelle d'angle	/	/	51,31	194,35	4,29	22,46

$N'_\gamma = 1,69.$
 $N'_q = 3,26.$
 $N'_c = 9,80$

$$\gamma_h = 2,03 \text{ t/m}^3$$

$$C=30$$

$$q_L = \frac{1}{2} (1 - 0,2 \frac{b}{l}) \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot DN_q + 1,2 \cdot C \cdot N_c$$

$$q_L = 477,38 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{q_L - \gamma \cdot D}{F}$$

$$q_{adm} = 20,3 \times 1,5 + \frac{477,38 + 20,3 \times 1,5}{3} = 199,72 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{REF} = \frac{N}{S}$$

E.L.U semelle central

$$q_{REF} = \frac{602,78}{(1,5) \times (1,5)} = 267,90 \text{ KN/m}^2$$

Ne pas vérifier le dimensionnement $q_{REF} \geq q_{adm}$

E.L.S

$$q_{REF} = \frac{436,12}{(1,5) \times (1,5)} = 193,83 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{REF} \leq q_{adm}$$

Est donc la semelle doit dimensionner à sa mesure (1,8x1,80) m².

3.1.2. Semelle intermédiaire

$$q_L = \frac{1}{2} (1 - 0,2 \frac{b}{l}) \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot DN_q + 1,2 \cdot C \cdot N_c$$

$$q_L = 400,09 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{adm} = 20,3 \times 0,3 + \frac{400,09 + 20,3 \times 0,3}{3} = 141,48 \text{ KN/m}^2$$

E.L.U

$$q_{REF} = \frac{368,10}{(1,3) \times (1,3)} = 217,81 \text{ KN/m}^2 \quad q_{ref} \geq q_{adm} \text{ ne vérifier pas.}$$

Est donc la semelle doit dimensionner à sa mesure (1,7x1,7) m².

E.L.S

$$q_{REF} = \frac{268,62}{(1,3) \times (1,3)} = 158,94 \text{ KN/m}^2$$

$q_{REF} \geq q_{adm}$ ne vérifier Pas

3.1.3. Calcul des tassements :

Le calcul de tassement sera fait grâce à la théorie de la consolidation en utilisant les résultats des essais oedométriques.

a. Hypothèses:

1) Le sol sera considéré comme formé de couches dont les caractéristiques géotechniques sont les suivantes

$$C_g = 0.1$$

2) Le sol est considéré saturé, mais pas de nappe.

3) Les fondations sont superficielles ancrées à une profondeur de 2,00 m et exerçant sur le sol une contrainte de 1,50 bar.

Le décroissement de contrainte sur le sol est de :

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma = q_a - \gamma_h D = 1,5 - 0.199 \cdot 2,0 = 1,102 \text{ bar.}$$

Méthode de calcul :

Les couches compressibles sont décomposées en tranches de hauteur h_i croissantes dont on calculera le tassement Δh_i par la formule :

$$\Delta h_i = \frac{\Delta e_i}{1 + e_o} \cdot h_i$$

où : Δe_i : variation de l'indice des vides du sol sous l'augmentation de contrainte

$\Delta\sigma_i$, calculée au niveau médian de la tranche.

e_o : indice des vides initial du sol.

Les valeurs des $\Delta\sigma_i$ sous les fondations seront calculées grâce à l'abaque de streinberner. Le tassement total sera la somme des tassements de chaque couche.

Tableau 3.4. Les Résultats de tassement:

Di (m)	Zi (cm)	hi (cm)	σ_0 (bar)	e_0	$\Delta\sigma_i$	$\sigma_i =$ $\sigma_0 + \Delta\sigma_i$	Δh_i (cm)
2,25	0,25	50	0,448	0,709	1,050	1,498	1,53
2,75	0,50	50	0,547	0,705	0,646	1,193	0,99
3,25	0,50	50	0,647	0,703	0,353	0,999	0,55
4,00	0,75	100	0,796	0,697	0,165	0,961	0,48
5,00	1,00	100	0,995	0,689	0,082	1,077	0,20
6,00	1,00	100	1,194	0,685	0,046	1,240	0,09

$\Sigma \Delta h_i = 3,84$ cm.

Le tassement différentiel égale 3,84 cm par apporte la semelle intermédiaire.

$$C_g = C_c / 4 = 0,1$$

$$\Delta h_c = \frac{C_g}{1+e_0} h \text{Log} \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right)$$

h : épaisseur d'une couche d'un sol considéré en [m].

e_0 : indice des vides initial d'un échantillon pris sur une couche intacte du sol.

C_g : indice de gonflement déterminé à partir d'un essai oedométrique.

σ_0 : $\gamma \cdot Z$: contrainte, initiale du sol en [KN/m²].

$\Delta\sigma$: $4qK(m,n)$: contrainte vertical qui est déterminer à partir de formule classique de « BOUSSINSQ »

K : facteur d'influence donné en fonction des paramètres $m = B/Z$, $n = L/Z$.

Z : distance qui sépare la base de la fondation au milieu de chaque sous couche en [m].

3.2. Pré dimensionnement

Dans le but d'assurer la bonne tenue de l'ouvrage, tous les éléments de la structure (poteaux, poutres et planchers) sont pré dimensionné pour résister aux sollicitations suivantes:

3.2.1. Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

3.2.2. Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement, de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91 et R.P.A 99 V2003.

Descente du poteau

a. Poteaux

On suppose une charge moyenne de 1.34 (t/m²) par étage.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003.

$\min(a,b) \geq 25$ Zone :1 et

$\min(a,b) \geq h_e/20$ h_e :hauteur d'étage

$1/4 < a/b < 4$

- L : longueur du plancher (L =4,5m).

- l : largeur du plancher (l = 6,60m).

- Nu : étant la charge verticale a l'ELU.

Avec: $N_u = P_u \times S \times n$

n : nombre d'étage + RDC $\Rightarrow n = 2$

S : surface supportée par le poteaux le plus sollicité

Avec: $S = L \times l$

$$S = 4,50 \times 6,60$$

$$S = 29,7 \text{ m}^2$$

P_u : charge du plancher $\Rightarrow P_u = 1,34 \text{ t/m}^2$

$$\Rightarrow N_u = 1,34 \times 29,7 \times 2 = 136,02 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow N_u = 0,797 \text{ MN/m}^2$$

- Section réduite

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

Avec: $\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$

$$f_{bc} = 10,2 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (cas générale)}$$

D'après le B.A.E.L 91 il est préférable de prendre $\lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1,2$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow f_{bc} = 10,2 \text{ Mpa}$$

Avec: $f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$

$\gamma_b = 1,5$ (cas générale)

$\theta = 1$ (charge > 24h)

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 0,797}{\frac{10,2}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}} \Rightarrow B_r \geq 0,06692 \text{ m}^2$$

On a :

$$B_r \geq (a - 0,02)^2$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0,02$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{0,797} + 0,02$$

$$\Rightarrow a \geq 0,278 \text{ m}$$

Donc on prend :

$$a = b = 35 \text{ cm}$$

Le poteau ne vérifié pas.

3.2.1.1 Vérification d'après le R.P.A 99 V2003

$$\min(a, b) \geq 25 \quad \Rightarrow a = 40 > 25 \quad \text{C.V}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \Rightarrow a = 40 > \left(\frac{330}{20} = 16,5\right) \quad \text{C.V}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \quad \Rightarrow \frac{1}{4} < \left(\frac{40}{40} = 1\right) < 4 \quad \text{C.V}$$

b. Les poutres

➤ Définition

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

- **Les poutres principales**

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- **Les poutres secondaires**

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculés.

- **Pré dimensionnement**

D'après les règles de B.A.E.L 91 on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

- L : distance entre axe de poteaux et on choisit la plus grande portée.

- h : hauteur de la poutre.

- **Poutre principale :**

On a :

$$L = 6,60 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{660}{15} \leq h \leq \frac{660}{10}$$

$$\Rightarrow 44 \leq h \leq 66$$

Pour une meilleure sécurité, on prend : $h = 50 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

La dimension de la poutre doit satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$h \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow 50 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \quad \Rightarrow \frac{50}{30} < 4 \quad \text{C.V}$$

Donc notre poutre est de (30X 50) cm²

- **Poutre secondaire**

On a :

$$L = 4,50 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10}$$

$$\Rightarrow 30 \leq h \leq 45$$

Pour une meilleure sécurité, on prend : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

La dimension de la poutre doit satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$b \geq 20 \text{ cm}$	$\Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$	C.V
$h \geq 20 \text{ cm}$	$\Rightarrow 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$	C.V
$\frac{h}{b} < 4$	$\Rightarrow \frac{35}{30} < 4$	C.V

Donc notre poutre est de (30X 35) cm².

3.3.4. Plancher

On adopte les plancher à corps creux, dont l'épaisseur est estimé selon les conditions admissible cité par le B.A.E.L 91 :

$$h_p \geq \frac{l}{22,5}$$

Avec :

l : distance entre nue des chaînages et on choisit la plus grande portée. ($l = 4,20 \text{ m}$).

Donc :

$$h_p \geq \frac{420}{22,5} \Rightarrow h_p \geq 18,66 \text{ cm}$$

On prend: $h_p = 21 \text{ cm}$

C'est - à - dire * 16 cm (pour le corps creux).
 * 5 cm (pour la dalle de compression).

c. Poutrelle

La hauteur de la poutrelle est la même que celle du plancher.

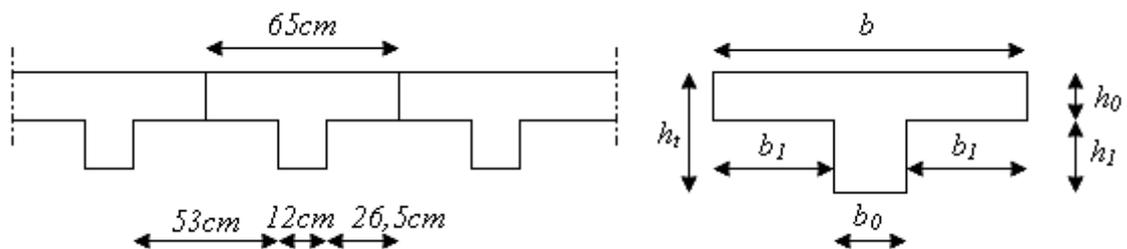


Figure 3.3. : La coupe de la poutrelle

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

$$h_1 = 16 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

On a :

$$b = b_0 + 2 \times b_1$$

$$\Rightarrow b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99 V2003 le b_1 min doit satisfaire les conditions suivantes :

$$b_1 \leq \frac{b - b_0}{2} \quad \Rightarrow b_1 \geq 26,5 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$b_1 \leq \frac{l}{10} \quad \Rightarrow b_1 \leq 66 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$b_1 \leq (6 \times h_0, 8 \times h_0) \quad \Rightarrow b_1 \leq (30, 50) \quad \text{C.V}$$

d. Récapitulation du pré dimensionnement

Tableau 3.5. : Récapitulation du pré dimensionnement

	Poteaux (cm ²)	Poutre principale (cm ²)	chainage
RDC	35X35	30X50	30X30
Etage 1	35X35	30X50	30X30

3.2.3. Descente de charge

3.2.3.1. Plancher Etage courant

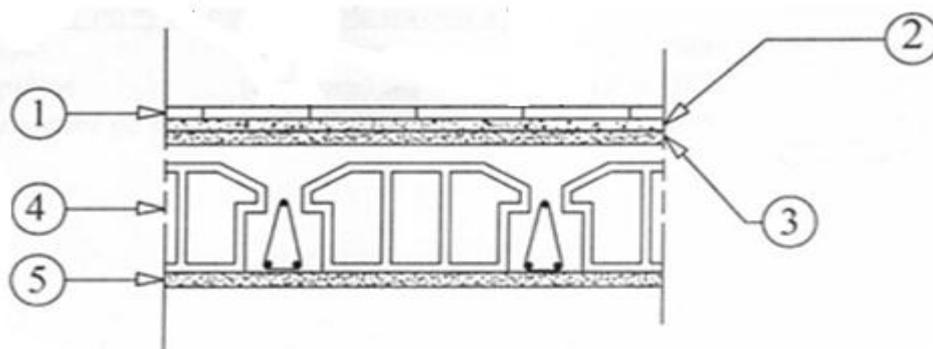


Figure 3.4. : Schéma d'un plancher étage courant

3.3.2. Charge permanentes (G)

- 1- Carrelage (e = 2cm) $\Rightarrow 2 \times 0,2 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- 2- Mortier de pose (e = 2cm) $\Rightarrow 2 \times 0,2 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- 3- sable fin (e = 3cm) $\Rightarrow 0,03 \times 18 = 0,54 \text{ KN/m}^2$
- 4- plancher $\Rightarrow 2,85 \text{ KN/m}^2$
- 5- enduit en plâtre (e = 2cm) $\Rightarrow 2 \times 0,1 = 0,25 \text{ KN/m}^2$
- 6-cloisons (interne) légère $\Rightarrow 1.0 \text{ KN/m}^2$

$G = 5,5 \text{ KN/m}^2$

3.3.3. Surcharge d'exploitation (Q)

- Terrasse inaccessible $\Rightarrow Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$.
- Hall $\Rightarrow Q = 4 \text{ KN/m}^2$
- ✓ **maçonnerie**
- ✓ **Murs extérieurs (doubles parois)**

- Enduit en mortier de ciment (e = 2cm) ext $\Rightarrow 2 \times 0,20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- Brique creuse (e = 15cm) $\Rightarrow 1,35 \text{ KN/m}^2$
- Brique creuse (e = 10cm) $\Rightarrow 0,90 \text{ KN/m}^2$
- Enduit en plâtre (e = 2cm) $\Rightarrow 0.035 \times 18 = 0,63 \text{ KN/m}^2$

$G = 2,88 \text{ KN/m}^2$.

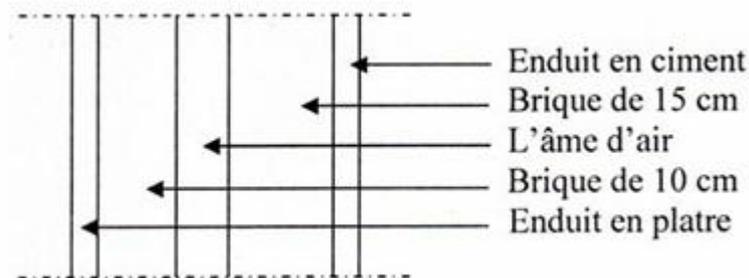


Figure 3.5. : Schéma d'un mur double parois

- ✓ **Murs intérieurs (simples parois)**

- Enduit en plâtre (e = 2cm) $\Rightarrow 2 \times 0,10 = 0,20 \text{ KN/m}^2$
- Brique creuse (e = 10cm) $\Rightarrow 0,90 \text{ KN/m}^2$
- Enduit en plâtre (e = 2cm) $\Rightarrow 2 \times 0,10 = 0,20 \text{ KN/m}^2$

$G = 1,30 \text{ KN/m}^2$

$G = 5.50 \text{ KN/m}^2$ (terrasse accessible)

$G = 6.50 \text{ KN/m}^2$ (terrasse inaccessible)

$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$ (terrasse accessible)

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$ (terrasse inaccessible)

Q hall=4 KN/m² (terrasse accessible)

3.4. Etude dynamique

Le séisme est un phénomène naturel, il se propage sous forme d'ondes qui à leurs tours engendrent un mouvement du sol et par conséquent des efforts verticaux et horizontaux.

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux efforts de l'action sismique sont à reformulés dans les critères ci-après relatifs à la résistance, la durabilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité de fondations.

3.4.1. Méthode De Calcul

Selon le **R.P.A 99 V2003**, le calcul de la force sismique peut être mené suivant trois méthodes :

- Par méthode statique équivalente.
- Par méthode analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique accélérogramme.

Pour notre cas, on utilise la méthode statique équivalente qu'elle est exigée par le **R.P.A 99 V2003**, ce dernier nous impose des conditions à justifiées :

- Hauteur ≤ 17 m \longrightarrow Zone – 1 (sidi bel abbés \in Zone – 1:ismicité faible).
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport entre longueur et largeur du plancher inférieur ou égale à 4.
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% des dimensions totales du bâtiment dans cette direction.
- Pour chaque direction de calcul et à chaque niveau, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de gravité de l'ensemble ne dépasse pas le 25% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Ces conditions sont vérifiées pour notre structure.

3.4.2. Calcul De L'action Sismique

Chaque bâtiment est construit pour résister aux forces sismiques horizontales.

Pour cela le **R.P.A 99 V2003**, impose une formule à suivre pour que la construction reste en sécurité contre ces forces.

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

Avec : A : coefficient d'accélération de zone.
D: Facteur d'amplification dynamique.

$$T_2 = 0,5 \text{ s}$$

$$\text{Min} \begin{cases} T = 0,05 \times (7,2)^{3/4} = 0,22 \text{ s} \\ T = \frac{0,09 \times 7,2}{\sqrt{30,6}} = 0,12 \text{ s.} \end{cases} \Rightarrow T = 0,12 \text{ s}$$

On a :

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_L = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{avec : } \xi = 6\% \text{ (portique en béton armé avec remplissage léger)}$$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 6}} = 0,93 > 0,7$$

$$\Rightarrow D_L = 2,5 \times 0,93 \times \left(\frac{0,5}{0,12} \right)^{2/3}$$

$$\Rightarrow D_L = 6,02$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

3.4.3. Coefficient d'accélération de zone « A »

D'après le **R.P.A 99 V2003** :

$$A = 0,10 \text{ (Zone 1, groupe d'usage 1B)}$$

3.4.4. Facteur d'amplification moyen « D »

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Site rocheux $T_2 = 0,3 \text{ s}$

$$\text{Min} \begin{cases} T = C_T \times (h_n)^{3/4} \\ T = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

Avec :

$C_T = 0,05$ (portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie).

$h_n = 7,20 \text{ m}$ (hauteur totale du bâtiment)

L : dimension du bâtiment dans la direction du séisme.

- Sens longitudinal

-Sens transversal

$$T_2 = 0,5 \text{ s}$$

$$\text{Min } \begin{cases} T = 0,05 \times (7,2)^{3/4} = 0,22 \text{ s} \\ T = \frac{0,09 \times 7,2}{\sqrt{8,6}} = 0,22 \text{ s.} \end{cases} \Rightarrow T = 0,22 \text{ s}$$

On a :

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_L = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{avec : } \xi = 6\% \text{ (portique en béton armé avec remplissage léger)}$$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 6}} = 0,93 > 0,7$$

$$\Rightarrow D_L = 2,5 \times 0,93 \times \left(\frac{0,5}{0,22} \right)^{2/3}$$

$$\Rightarrow D_L = 4,01$$

3.4.4. Coefficient de comportement global de la structure « R »

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a des portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide donc :

$$\mathbf{R = 3,5}$$

3.4.5. Facteur de qualité « Q »

$$Q = 1 + \sum_{n=1}^6 pq$$

pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité 'q' est satisfait aux conditions à vérifier.

1. Condition minimum sur les files de contreventement

- Sens longitudinal

$$\frac{l_1}{l_2} \leq 1,5 \quad \text{et} \quad \frac{l_2}{l_3} \leq 1,5 \quad \text{et} \quad \frac{l_3}{l_4} \leq 1,5 \quad \text{et} \quad \frac{l_4}{l_5} \leq 1,5$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{4,50}{4,50} = 1 < 1,5 \quad \text{C.V} \\ \frac{4,50}{4,50} = 1 < 1,5 \quad \text{C.V} \\ \frac{4,50}{4,50} = 1 < 1,5 \quad \text{C.V} \\ \frac{4,50}{4,50} = 1 < 1,5 \quad \text{C.V} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{critère observé } pq_1 = 0$$

Sens transversal

$$\frac{l_1}{l_2} \leq 1,5$$

$$\left. \frac{2,0}{6,60} = 0,30 < 1,5 \quad \text{C.V} \right\} \Rightarrow \text{critère observé } pq_1 = 0$$

1. Chaque étage doit avoir un minimum au plan

- Sens longitudinal

$$7 \text{ files} > 3 \text{ files} \} \Rightarrow \text{critère observé } pq_2 = 0$$

- Sens transversal

$$3 \text{ files} > 3 \text{ files} \} \Rightarrow \text{critère observé } pq_2 = 0$$

1. Régularité en plan

L'excentricité ne doit pas dépasser les 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculaire à la direction de l'action sismique considérée.

$$X_T - X_G \leq 15\% L_{\max}$$

$$Y_T - Y_G \leq 15\% L_{\max}$$

- Centre de gravité

$$XG = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \times x_i}{\sum_{i=1}^n S_i} = 15,3m$$

$$YG = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \times y_i}{\sum_{i=1}^n S_i} = 4,30m$$

- centre de torsion

La forme de la présente structure est régulière donc l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de torsion est très faible ce qui implique que le présent critère est vérifié.

1. Régularité en élévation

Notre construction est classée régulière en élévation } \Rightarrow critère observé $pq_4 = 0$.

2. Contrôle de la qualité des matériaux

On suppose que les matériaux utilisés dans notre projet ne sont pas contrôlés } \Rightarrow Critère non observé $pq_5 = 0,05$

3. Contrôle de la qualité d'exécution

Le suivi de ce chantier est fait par des visites de contrôle} \Rightarrow Critère non observé $p_{q_6} = 0,05$

Donc:

$$Q_L = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,05)$$

$$\Rightarrow Q_L = 1,10 \text{ (sens longitudinal)}$$

$$Q_T = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,05)$$

$$\Rightarrow Q_T = 1,10 \text{ (sens transversal)}$$

3.4.5. Poids total de la construction « W »

$$W_T = \sum W_i$$

Avec:

$$W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

$$\beta = 0,4 \text{ (coefficient de pondération)}$$

a. Plancher terrasse

- Charge permanente W_{G1}

Plancher : $201,6 \times 6,5 = 1310,4 \text{ KN}$

Poutre principale : $25 \times (0,3 \times 0,5) \times (6,9 + 2) \times 7 = 233,62 \text{ KN}$

Poutre secondaire : $25 \times (0,3 \times 0,3) \times 4,2 \times 6 \times 3 = 170 \text{ KN}$

Maçonnerie : $78,4 \times 2,88 = 225,80 \text{ KN}$

$$W_{G1} = 1939,82 \text{ KN}$$

- Charge d'exploitation W_{Q1}

Plancher : $201,6 \times 1 = 201,6 \text{ KN}$

$$W_{Q1} = 201,6 \text{ KN}$$

$$W_1 = W_{G1} + (\beta \times W_{Q1}) \Rightarrow W_1 = 1939,82 + (0,4 \times 201,6)$$

$$\Rightarrow W_1 = 2020,46 \text{ KN}$$

b. Plancher étage courant (Niveau : 3,60m)

- Charge permanente W_{G2}

Plancher : $201,6 \times 5,5 = 1108,8KN$
 Poutre principale : $25 \times (0,3 \times 0,5) \times (6,9 + 2) \times 7 = 233,62 KN$
 Poutre secondaire : $25 \times (0,3 \times 0,3) \times 4,2 \times 6 \times 3 = 170KN$
 Poteau : $25 \times (0,3 \times 0,3) \times \left(\frac{3,30}{2}\right) \times 21 = 77,96KN$
 Maçonnerie : $98,2 \times 2,88 = 282,81KN$

$$W_{G1} = 1873,19KN$$

- Charge d'exploitation W_{Q2}

Plancher : $2,5 \times 158,76 = 396,9KN$
 Hall..... : $4 \times 42,3 = 169,2$

$$W_{Q2} = 566,1KN$$

$$W_2 = W_{G2} + \beta \times W_{Q2} \Rightarrow W_2 = 1873,19 + (0,4 \times 566,1)$$

$$\Rightarrow W_2 = 2099,63KN$$

RECAPITULATION

Tableau 3.6. : Récapitulation du poids de la structure

Niveau (m)	3.3	6.6
Poids W_i (KN)	2099,63	2020,46

$$W_T = \sum_{i=1}^2 W_i = 3470,89 KN$$

Détermination de la force sismique

$$V_l = \frac{0,1 \times 6,02 \times 1,10 \times 3470,89}{3,5} = 656,69KN \text{ (Sens longitudinal)}$$

$$V_t = \frac{0,1 \times 4,01 \times 1,10 \times 3470,89}{3,5} = 437,43KN \text{ (Sens transversal)}$$

3.4.6. Distribution verticale des Efforts sismiques

D'après le **R.P.A 99 V2003**, la résultante des forces sismiques à la base « V » doit être distribuée sur la hauteur de structure selon la formule suivante/

$$V = F_t + \sum F$$

La force concentrée F_t doit être déterminé par la formule $F_t = 0,07 T \times V$

Avec :

T est la période fondamentale de la structure (en seconde).

La valeur de F_t ne doit pas dépasser en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand $T \leq 0,7 s$

On a :

$$T = 0,39 \text{ s} < 0,7 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow F_t = 0$$

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule qui se suit :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times H_i}{\sum_{i=1}^n W_i H_i}$$

Avec :

F_t : Effort verticale revenant au niveau.

H_i : Niveau de plancher où s'exerce la force F_i .

W_i : Poids revenant aux planchers.

$F_t = 0 \Rightarrow$ la relation devienne :

$$F_i = \frac{V \times W_i \times H_i}{\sum_{i=1}^5 W_i \times H_i}$$

Tableau 3.7. : Distribution vertical des efforts au sens longitudinal

Niveau H_i (m)	3,30	6,60
W_i (KN)	2099,63	2020,46
$W_i \times H_i$	6928,78	13335,03
$\sum W_i \times H_i$	20263,81	
V_1 (KN)	656,69	
$V_1 \times W_i \times H_i$	4550060,53	8756980,85
F_i (KN)	240,32	432,15

Tableau 3.8. : Distribution vertical des efforts au sens transversal

Niveau H_i (m)	3,30	6,60
W_i (KN)	2099,63	2020,46
$W_i \times H_i$	6928,78	13335,03
$\sum W_i \times H_i$	20263,81	
V_1 (KN)	437,43	
$V_1 \times W_i \times H_i$	3030856,23	5833142,17
F_i (KN)	160,08	287,86

4. Les causes des désordres

4.1. La fissuration: des origines diverses

La fissuration du béton peut être comparée à la rupture du maillon le plus faible d'une chaîne mise en tension. Elle peut avoir diverse origines possibles :

- le sol argileux très plastique.
- les racines des arbres.
- des erreurs de conception, de construction, de réparation.
- La qualité du matériau exemple : le béton $f_c 28 = 18$ MPa.

4.1.1. Le sol

D'après l'étude de sol effectué sur le terrain mitoyen nous relevons une terre de type marneuse crayeuse, argileuse, très plastique, surconsolidé à l'école Ibn Baytar. (WL=65, IP=32).

Les caractéristiques des terrains argileux sont profondément modifiées par des venues d'eau: c'est ainsi que si la teneur en eau d'une argile augmente, Cette chute de résistance peut prendre plusieurs aspects:

- Tassement différentiel dans les fondations.

Semelle intermédiaire il y a tassement différentiel par ce que $q_{ref} \geq q_{adm}$ et pas la même profondeur de semelle central et mauvaise dimensionnement.

- La diminution de la force portante des terrains

La résistance à la compression d'une argile décroît lorsque la teneur en eau augmente: c'est ainsi que, d'après Terzaghi, On voit donc qu'une fondation posée sur un sol argileux relativement dur pourra s'enfoncer si ce terrain se trouve ramolli par des venues d'eau. Ces venues d'eau peuvent avoir diverses origines:

Les eaux de ruissellement

Ce cas est classique lorsque l'école se trouve implanté dans une zone où les eaux de surface peuvent être abondantes (terrains en pente, etc.). Dans ce cas, les eaux se trouvent tout naturellement conduites au pied des fondations, surtout si le remblai des fouilles est perméable — ce qui est souvent le cas, car cette tranchée constitue maintes fois, hélas, un endroit de prédilection pour les gravois du chantier.

Si aucun dispositif d'évacuation des eaux n'a été prévu, celles-ci vont stagner dans la cuvette constituée par la fouille du bâtiment, et il en résulte deux inconvénients:

- l'eau peut inonder le sous-sol en traversant les murs ou en passant sous la semelle;
- l'eau va, en s'infiltrant sous la fondation, ramollir le sol et diminuer sa force portante : la fondation va s'enfoncer. Malheureusement, l'enfoncement n'est Jamais uniforme, et il en résulte des tassements différentiels.

Les eaux véhiculées par les canalisations

Diverses canalisations peuvent fuir et provoquer des dégâts : les descentes d'eaux pluviales, les tuyaux d'évacuation des eaux.

- Raccordements défectueux ou inexistantes des descentes d'eaux pluviales

Normalement, les descentes extérieures d'eaux pluviales se raccordent, au pied du l'école, dans un regard d'où part une canalisation à faible pente qui les évacue. Cette disposition nécessite, en terrain argileux, une parfaite étanchéité au droit du regard, de façon à éloigner des fondations les eaux de pluie. De nombreux sinistres sont dus à des regards non

étanches, réalisés sur place, souvent en dépit du bon sens, et posés sur du remblai qui tasse, si bien qu'en peu de temps l'eau collectée par la descente se déverse directement le long des fondations.

Phénomène de retrait-gonflement accusé par:

4.1.2. Les racines des arbres

Bien que moins importants que les désordres constatés à l'école, nous connaissons en France des cas de tassements dus à la dessiccation du sol par les racines d'arbres plantés à proximité des bâtiments. C'est le cas, notamment, des peupliers qui exigent, pour croître, une énorme quantité d'eau qu'ils vont chercher dans le sol grâce à leurs racines; ces dernières s'étendent sur une très vaste superficie. On conseille en général de ne pas planter d'arbres trop près des bâtiments. Bien qu'il n'existe en la matière aucune règle précise, on trouve, dans la littérature des indications sur la distance minimale entre les arbres et les bâtiments: suivant les auteurs, cette distance varie entre 1 et 1,5 fois la hauteur de l'arbre. il faut bien dire que cela est, dans beaucoup de cas, difficile à réaliser, surtout lorsque les arbres existent déjà sur la propriété voisine.



Figure 3.6. Les arbres dans l'école Ibn Baytar

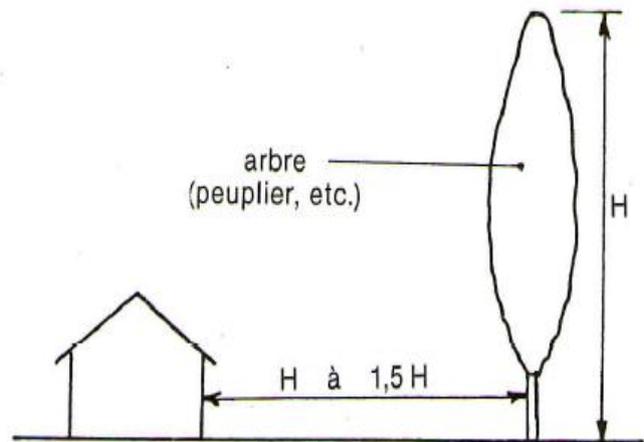


Figure 3.7. : Distance minimal entre les bâtiments et les arbres (LOUIS LOGEAIS-1982)



Figure 3.8. : Apparition des racines dans la cours (Ecole Ibn Baytar)

4.1.3. Absence de trottoir périphérique autour du bloc



Figure 3.9. : Absence de trottoir et regroupement des eaux (Ecole Ibn Baytar)

3-On suspecte aussi qu'il y a eu fuite de canalisation



Figure.3.10.:-Manque d'entretien.
-canalisation endommagée
(Ecole Ibn Baytar)

4.2. Désordres dans l'étanchéité

On remarque que les facteurs liés aux erreurs de conception jouent un rôle primordial dans l'influence sur la dégradation des ouvrages, ce qui entraîne en général des disfonctionnements majeurs du système d'étanchéité qui se traduisent en particulier par des corrosions d'armatures et par la dégradation de certaines structures en maçonnerie.

Les dommages sur le béton non-étanche dans lequel l'eau douce (les pluies) peut s'infiltrer, elle peut extraire l'hydroxyde de calcium de la pâte de ciment durcie. Lorsque l'hydroxyde de calcium est lessivé, le silicate de calcium hydraté (CSH) détache encore de l'hydroxyde de calcium en raison de la perte de résistance.

L'entretien a pour but d'améliorer ou maintenir la sécurité structurale et éviter ou retarder certain type de dégradation des structures, c'est vraiment un facteur négligeable, malgré qu'il soit nécessaire surtout pour certaines parties des ouvrages qui doivent être maintenues dans le temps, comme l'étanchéité, le revêtement, qui n'ont en général qu'une durée de vie limitée. L'entretien et la maintenance devront être assurés par le personnel d'exploitation, ce qu'on appelle l'entretien courant. (Strasbourg, 2008)

- Le manque d'étanchéité **à l'eau** des différentes composantes de l'école devra donc être évalué pour les conséquences qu'il peut avoir comme cause directe d'humidité dans les locaux et comme cause indirecte dans la mesure où la qualité isolante initiale des matériaux peut s'en trouver altérée. Absence de l'enrobage dans les poteaux perce que nul.
- Le manque d'étanchéité **à l'air** devra également être pris en compte car il peut lui aussi annuler le bénéfice d'une bonne isolation thermique.



Figure 3.11. Problème de l'étanchéité à l'école Ibn Baytar

4.3. Structure et matériaux

Dans ce paragraphe, seules les propriétés intrinsèques au béton pouvant aboutir à une fissure sont considérées. On qualifie la fissuration qui en résulte d'accidentelle.

- ✓ Mauvais dimensionnements des poteaux après les calculs.
- ✓ Manque de ferrailage.
- ✓ $F_c = 28 = 18$ MPa après de résultats de scléromètre.
- ✓ La ségrégation dans le béton.
- ✓ Faible enrobage.

a. Prés dimensionnement

Après les calculs on a confirmé un sous dimensionnement des poteaux de l'ordre de (30x30).

b. Manque de ferrillages

Après modélisation on a conclu qu'il y a un ferrailage inadéquat (Longitudinal et transversal) dans les poteaux. $\implies 4T12$

les exigences du R.P.A 99vs 2003 préconisent que le ferrailage doit être au minimum de 0,7% dans la zone 1.

$$0,3 \times 0,3 \times 0,007 = 0,00063 \text{ m}^2 \implies 6,3 \text{ cm}^2$$

c. La mise en place des armatures

Il est nécessaire à l'exécution que toutes les armatures prévues par le bureau d'étude soient mises en place et disposées correctement selon le plan car pour certains éléments, une armature mal placée ne remplira pas son rôle et peut conduire à un dommage pour l'ouvrage.

Mais, sur le chantier, la gestion de la multiplication des lits d'armatures prévus par le bureau d'études, vis-à-vis de leur mise en place n'est pas évidente, voire parfois irréalisable. La question qui peut ainsi se poser est, le bureau d'études a-t-il dessiné la superposition des lits d'armatures qu'il a prévu pour voir si il était possible de les mettre en place en théorie tout en respectant les conditions d'enrobage? La question suivante étant, cette mise en place est-elle réalisable sur le chantier ?

De plus, il est important de respecter l'enrobage des armatures, car il contribue à protéger les armatures des agressions extérieures (exemple : la carbonatation des bétons) fig 3.15.



Figure 3.12. Dans les appuis
Mal positionnement des armatures
(Ecole Ibn Baytar)

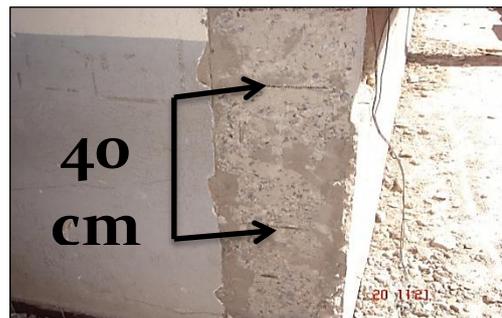


Figure 3.13. Grand espace
Disposition incorrecte des cadres
(Ecole Ibn Baytar)



Figure.3.14. : corrosions des armatures



Figure 3. 15 : manque des d'armatures transversales



Figure 3.16 : Faible épaisseur de l'Enrobage (Ecole Ibn Baytar)

Les facteurs chimiques comme la carbonatation et la corrosion et attaque des chlorures

4.3.1. Résistance du Béton armé

1) Résistance à la compression

Essai sclérométrique : après l'utilisation du scléromètre on a trouvé une résistance à la compression = 18 MPa, non conforme au RPA 99 vs 2003. [C.F .Fig. 3.19]

La résistance à la compression du béton dans les poteaux est relativement faible qui peut être dû à une qualité moyenne du béton lors de la mise en œuvre ou à la fatigue de la structure.



Figure 3.17 : Eclatement des bétons par phénomène de la carbonatation

4.3.2. Enrobage des armatures

L'enrobage des aciers n'est pas indiqué sur les plans de ferrailage. Nous nous sommes donc référés afin de connaître quelles étaient les exigences de ce code. En milieu non agressif, pour les parements exposés aux intempéries ou susceptibles de l'être aux condensations ou eu égard à la destination des ouvrages au contact d'un liquide, la distance d'enrobage est prise égale à **1 cm**. chose qui n'a pas été respecté (l'enrobage a inférieure à 1 cm)



Figure 3.18. Faible l'enrobage
(Ecole Ibn Baytar)

5. Conclusion

Nous avons confirmé dans ce chapitre nos hypothèses avancées dans le pré-diagnostic :

- Le bloc 1 nécessite une consolidation de la structure qui doit être mise aux normes du R.P.A 99 vs 2003.
- Le bloc 1 souffre de dégradations dues à plusieurs facteurs :
 - Vieillesse du bâtiment
 - Infiltration des eaux due à l'absence d'un système de drainage.
 - Mauvaise qualité de l'exécution de l'ouvrage (éclatement et fissuration des ciments)

Les résultats de la modélisation nous orientent vers un renforcement de la structure.

1. Introduction

Notre intervention sur l'école consiste à résorber, après avoir relevé tous les types de désordres, et entrepris des investigations sur les origines, (décrits dans les chapitres précédents).le planning des taches à entreprendre est le suivant :

Méthode de planification et gestion des taches

Dans le cadre du management du projet les objectifs de la fonction d'organisation :

1. Diviser le travail en taches et départements spécifique,
2. Assigner les taches et les responsabilités relatives à chaque travail individuel
3. Coordonner les diverses taches organisationnelles
4. Rassembler les travaux en unité (atelier)
5. Établir des relations entre; les individus, les groupes et les départements,
6. Établir les lignes d'autorité formelle,
7. Et en fin, l'allocation et le déploiement des ressources de l'entreprise.

2. Planning sommaires des taches :

- 1) Eloigner quelques arbres dont les racines influence de structure
- 2) Procéder un drainage périphérique sur le autour de bloc
- 3) Créer bordures de protection et dallage périphérique
- 4) Renforcement et mise au norme de la structure
- 5) Reperdu les dégradations d'étanchéité
- 6) Traiter des fissures
- 7) Revêtement des enduits
- 8) Procéder au Peinture

Nos choix des méthodes de réparation sont décrits dans les paragraphes suivants

3. Choix des méthodes de réparation

Nos choix sont dictée par les méthodes théorique requiert de le chapitre 1 dans et leur fusibilité l'environnement algérienne nous proposent que ce soit le méthode le plus actuelle ce susceptible de d'assuré la printer de l'ouvrages.

3.1. Eloigner quelque arbres

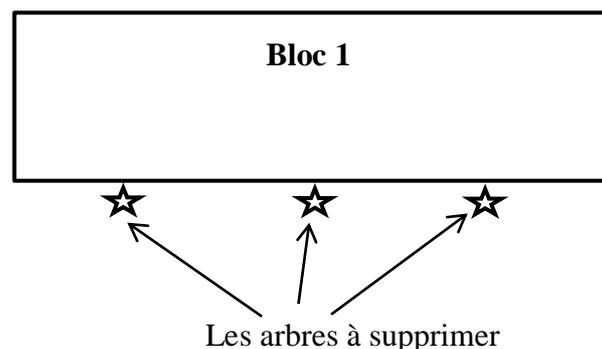


Figure 4.1. Plan de situation des arbres

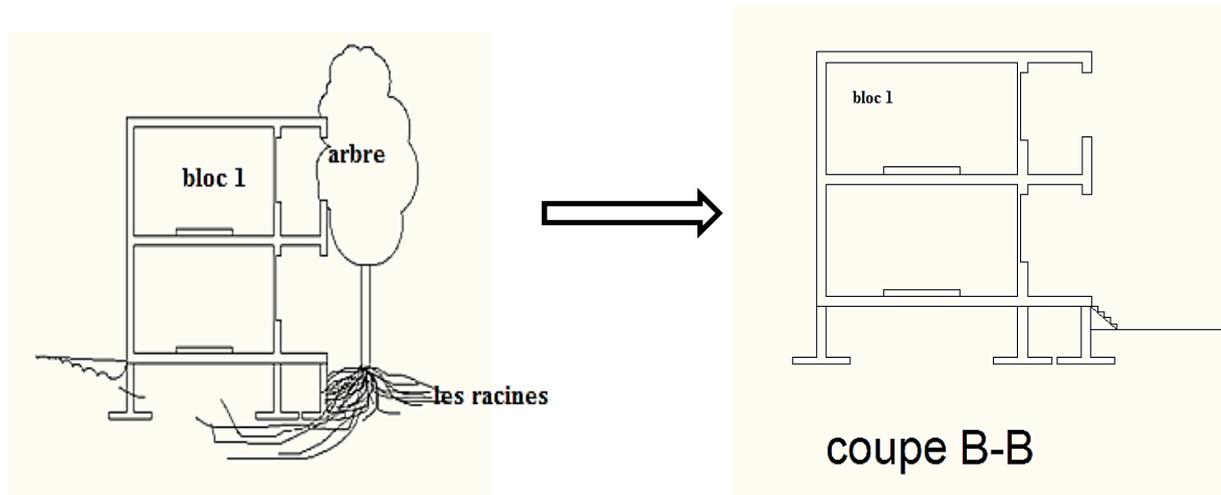


Figure 4.2. Eloigner les arbres

3.2. Drainage périphérique

Il s'agit de canalisations enterrées soit en poterie, en béton de ciment, en fibrociment ou en plastique perforé du côté supérieur, elles permettent de recueillir les eaux et de les évacuer hors du périmètre à aménager.

L'évacuation des eaux captées par les drains est assurée par des canalisations qui collectent successivement chaque file de drain, et conduisent les eaux en dehors du terrain à assainir ; ces canalisations sont appelées collecteurs, leur diamètre est en fonction du débit à évacuer et elles doivent être du même matériau que le drain.

Les avantages précieux que possèdent les drains en plastique leur ont permis d'être les plus utilisés, en effet, les tubes en P.V.C (Chlorure de polyvinyle) améliorent très sensiblement les conditions d'écoulement et commencent à débiter plutôt que les drains en poterie ; il est évident donc que nous optons dans notre étude pour ce type de drains.

Les vitesses dans les conduites ne doivent pas descendre au-dessous d'une valeur minimale afin d'éviter les phénomènes suivants :

- ✓ encombrements des tuyaux par les dépôts de matières en suspension dans l'eau.
- ✓ dépôt d'oxyde de fer produisant quelquefois la destruction complète du drain.

La vitesse minimale qu'il faut respecter est égale à 0.6 m/s.

Le calcul des drains nécessite un nombre important d'informations géotechniques et hydrogéologiques.

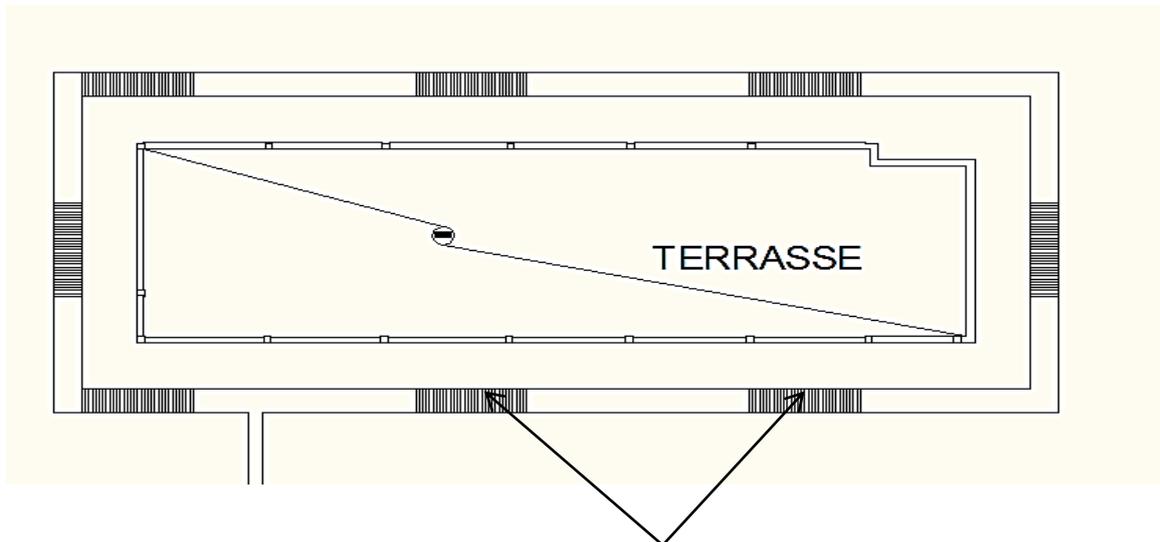


Figure 4.3. : Réseau de drainage

3.3. Bordures et dallage de trottoir

Le trottoir c'est une protection contre les infiltrations d'eau dans le bloc (contact indirect avec l'eau)

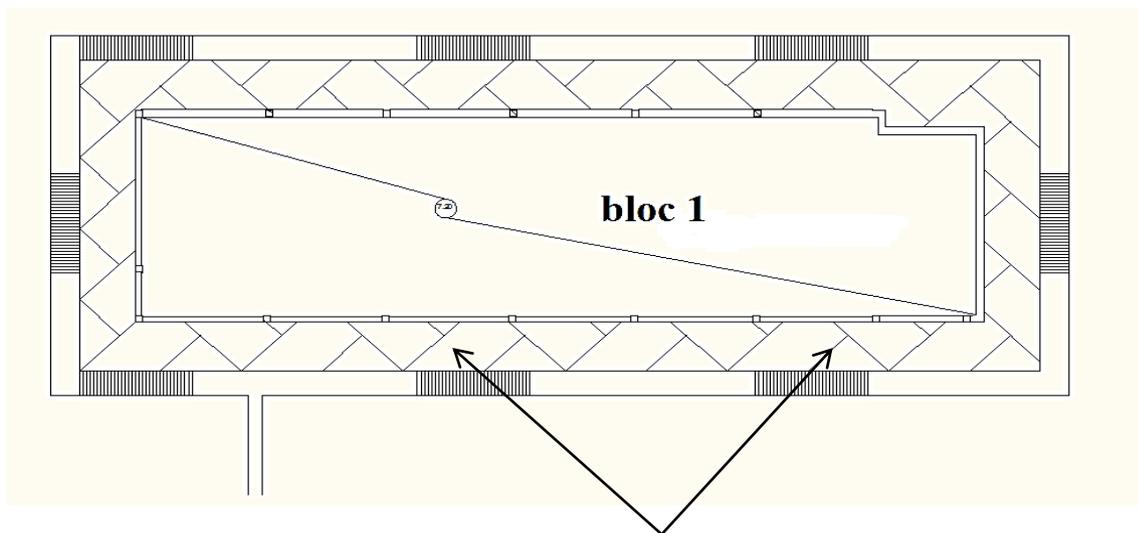


Figure 4.4. : Trottoir périphérique

Dans notre cas, nous prévoyons une bordure périphérique (1m) en ciment.

3.4. Renforcement de la structure

Les causes principales pour augmentés les poteaux et les semelles :

Poteau :

- manque de ferrailage.
- mauvaise qualité de béton (18Mpa)

- Pour diminuer le période par apport au RPA.

Semelles :

- Eviter les tassements différentiels (mal dimensionné)

Les résultats de la modélisation par MSE sur sap (chapitre 1) nous conduisent à prendre l'augmentation des section des semelles de (1,20x1,20) à (1,80x1,80), ainsi que la section des poteaux de (30x30) à (40x40) avec un ferrailage 8T14.

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

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

- a- les semelles

Augmentation des semelles pour la stabilité de bloc et pour éviter le tassement différentielles.

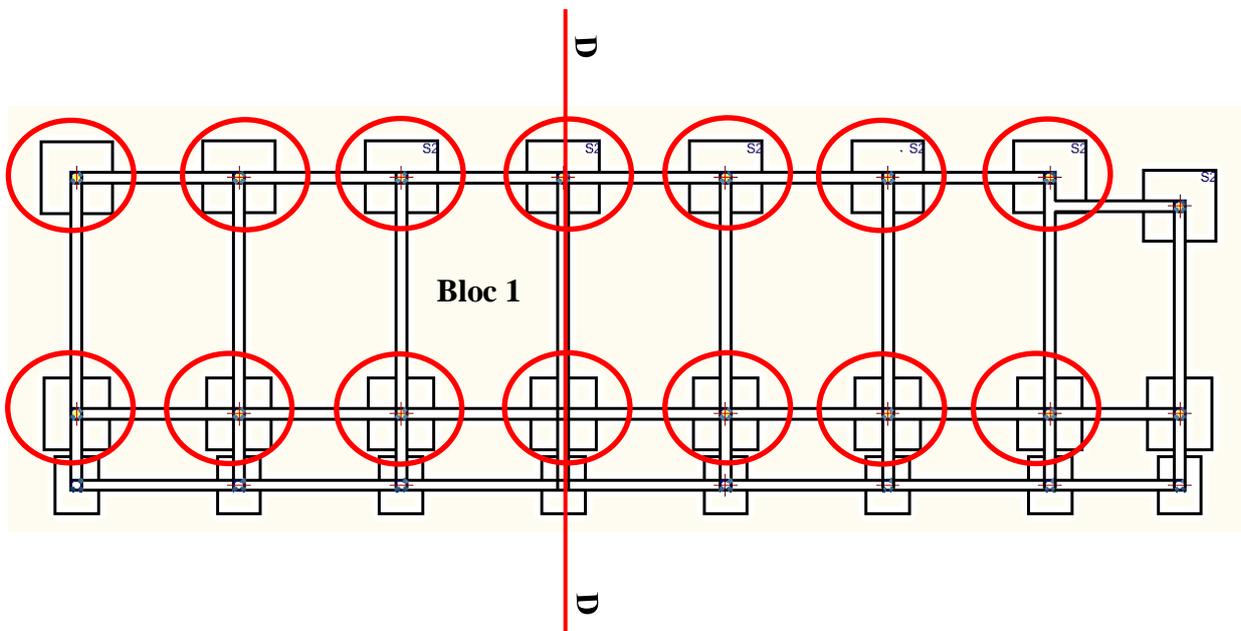


Figure.4.5. Augmentation de dimensionnement des semelles (plan de fondation)

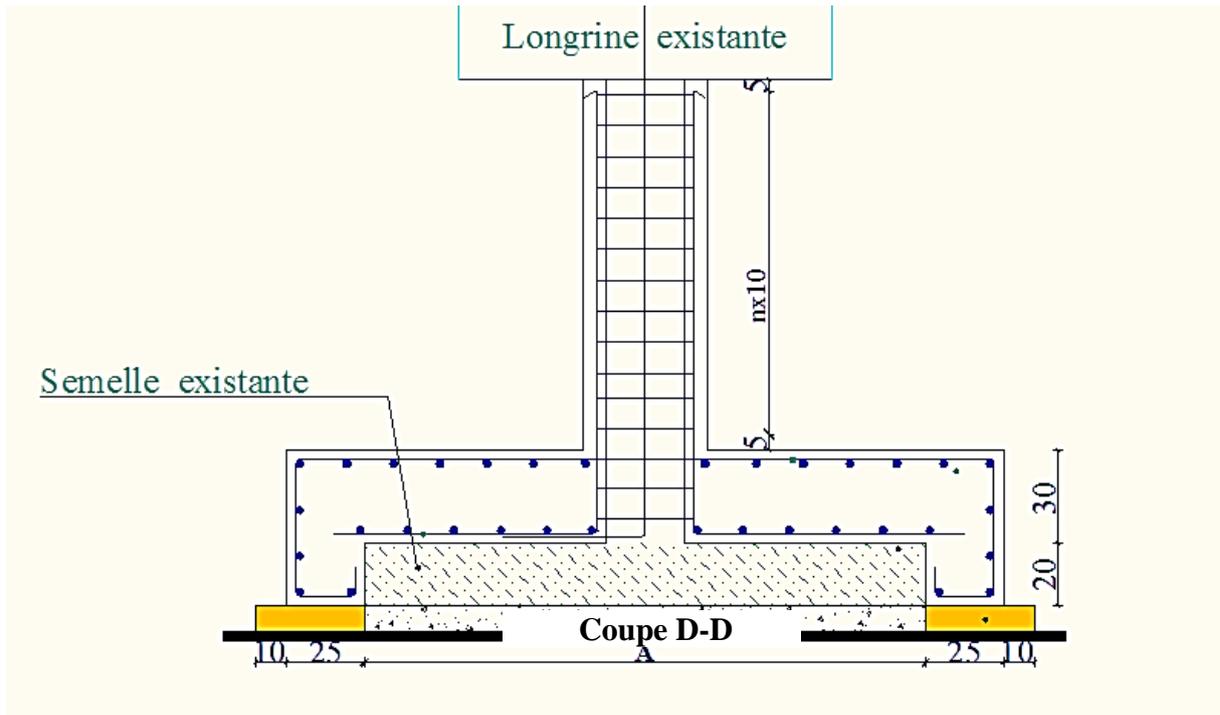


Figure 4.6. : Renforcement des semelles

b- Poteau

C'est un élément essentielle dans n'importe structure, est dans ce cas les poteaux mal exécuté et sous dimensionnés (manque de ferrailage et mauvaise qualité du béton) une mise aux normes de la structure exiger l'augmentation de leur section et du ferrailage voir la figure 4.7 expliquant le procédé de chemisage.

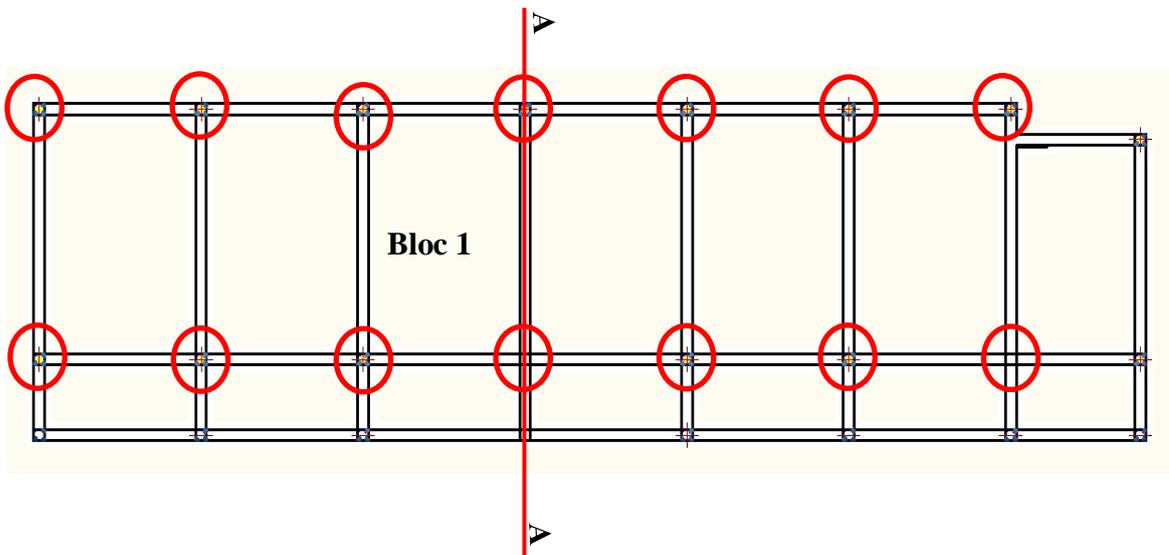


Figure.4.7. Augmentation de dimensionnement des poteaux (plan de RDC)

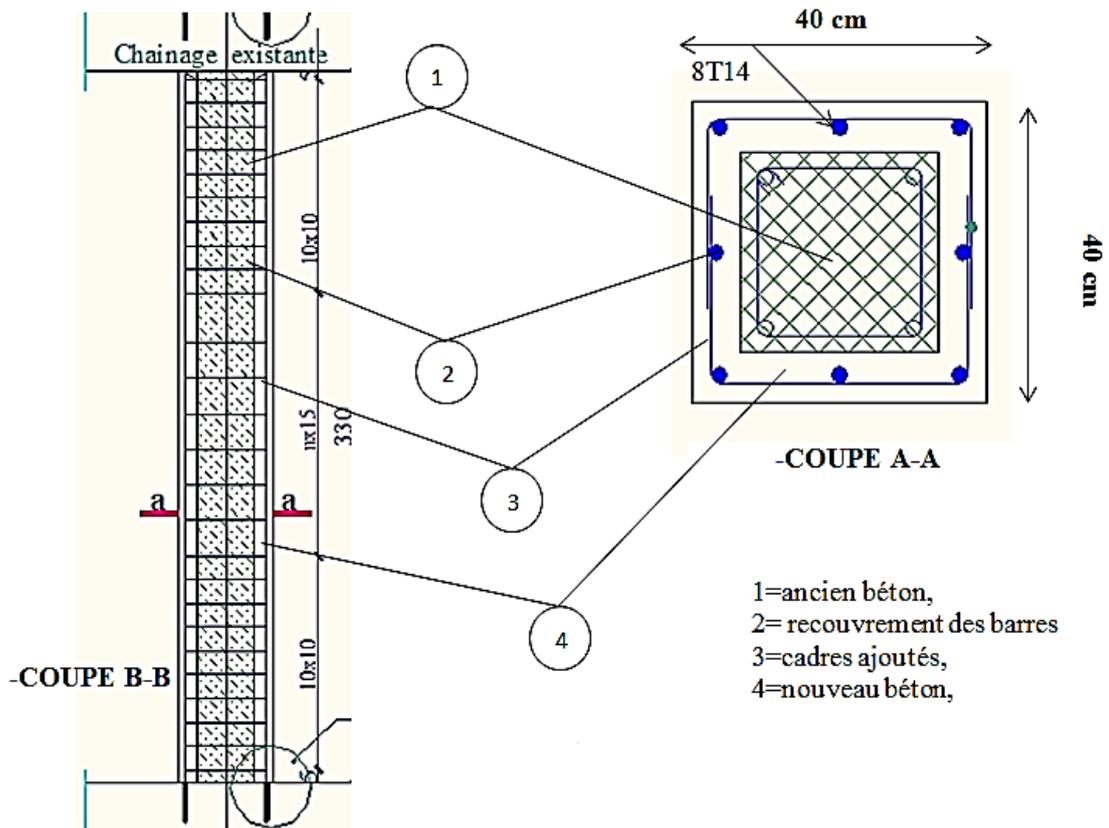


Figure 4.8. : Réparation d'un poteau en béton armé.

Après la modélisation et le règlement parasismique algérien (R.P.A), on a trouvé un ferrailage de 8T14, et le période inferieure de la période R.P.A (après le calcule).donc il doit faire une augmentation des poteaux pour diminuer le période et ajouté le ferrailage dans les poteaux renforcé le bloc 1.

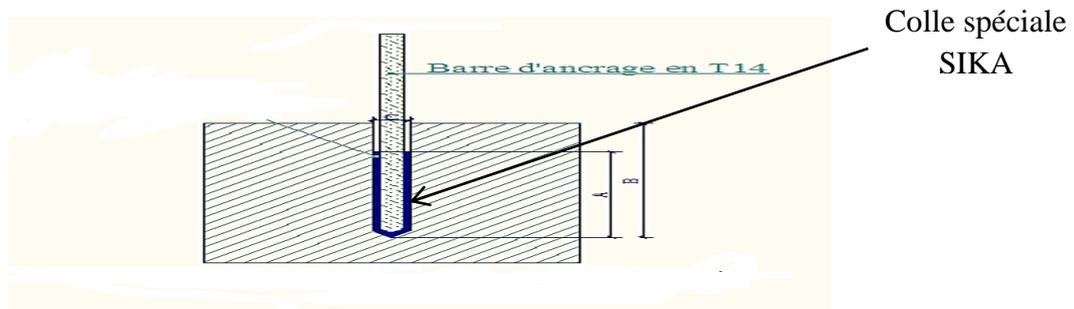


Figure 4.9. Barre d'ancrage

3.5. Renouveau de l'étanchéité

a- Mise en œuvre : notre choix s'est dirigé vers le nouveau procédé de feuillement multicouches

On distingue quatre types de mise en œuvre :

- en indépendance ;
- en semi-indépendante ;
- en adhérence ;
- fixé mécaniquement.

➤ Assemblage



Figure 4.10. : Collage au bitume chaud (EAC) des feuilles bitumineuses

Mise en œuvre par collage de feuilles auto protégées par granulés minéraux



Figure 4.11. : Mise en œuvre par collage de feuilles auto protégées par granulés minéraux

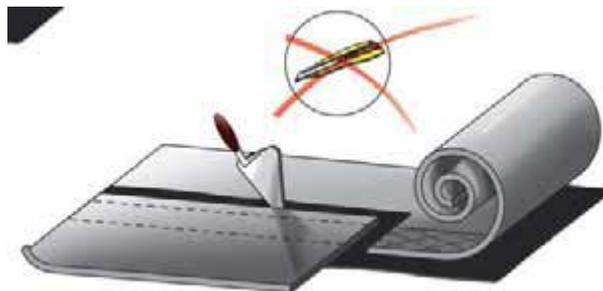


Figure 4.12. Collage au bitume chaud

La quantité de bitume nécessaire au collage est de 1 à 1,2 kg/m², ce qui correspond à une épaisseur d'environ 1 à 1,2 mm

Les feuilles sont déroulées en versant régulièrement le bitume à l'avancement sur toute la surface en ayant soin :

- de répartir à l'aide du « riflard » le bitume sur toute la largeur de la feuille ;
- de conserver l'alignement, donc la largeur minimale de recouvrement ;

Thermosoudure des feuilles bitumineuses

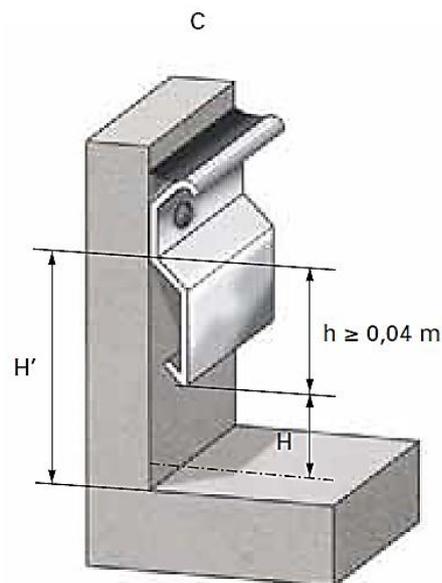


Figure 4.13. Soudage au chalumeau



Figure 4.14. About de lé de feuille auto protégée granulés minéraux

Acrotère

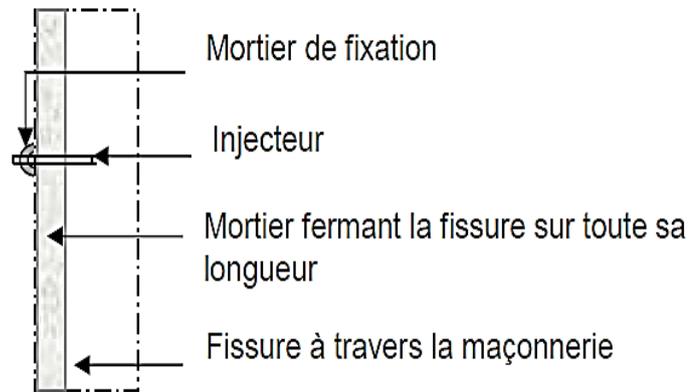
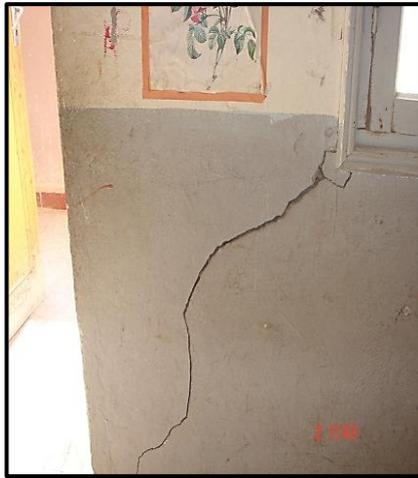


Figures 4.15. : Bandeau en cas terrasse inaccessible

Pour éviter les eaux pluviales avec le mur (contact indirect avec l'eau).

3.6. Traitement des fissures

- Les fissures passives dont l'épaisseur est comprise entre 0.2 et 3 mm peuvent être réparées par injection de mortier de ciment ou d'un autre produit réparateur.



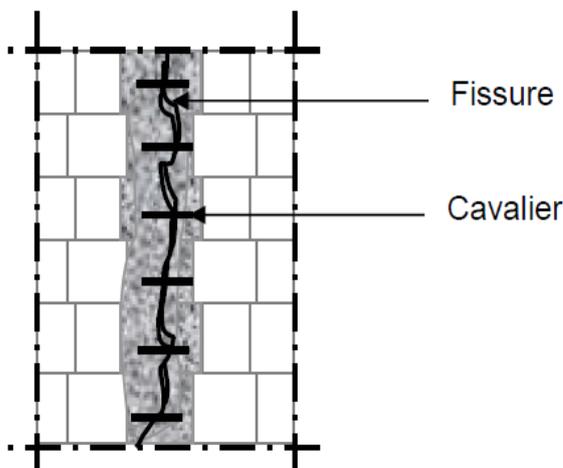
Figures 4.16. Réparation des fissures par injection.

Si la largeur de ces fissures dépasse 3 mm et si les briques ou les moellons sont endommagés le long de cette fissure, l'injection seule n'est plus efficace

Pour les fissures verticales :

_ Agrafage du mur :

On peut restituer à une section fissurée sa résistance à la traction en posant des cavaliers, un peu à la manière dont on coud du tissu. Cette opération consiste à dégager les briques sur une largeur de 15 à 20 cm de part et d'autre de la fissure et de les remplacer soit par d'autres en utilisant un mortier très riche en ciment, soit par du béton avec des fers ronds ou avec des fers plats en forme de U (figure.4.14).



Figures 4.17. Réparation des fissures par injection.

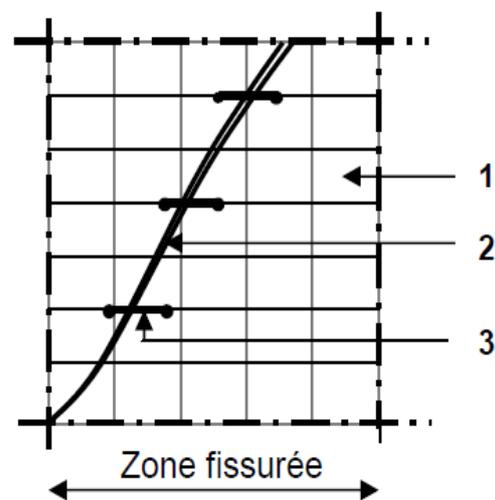


Figure 4.18. Gainage du mur fissuré (Vue de face).

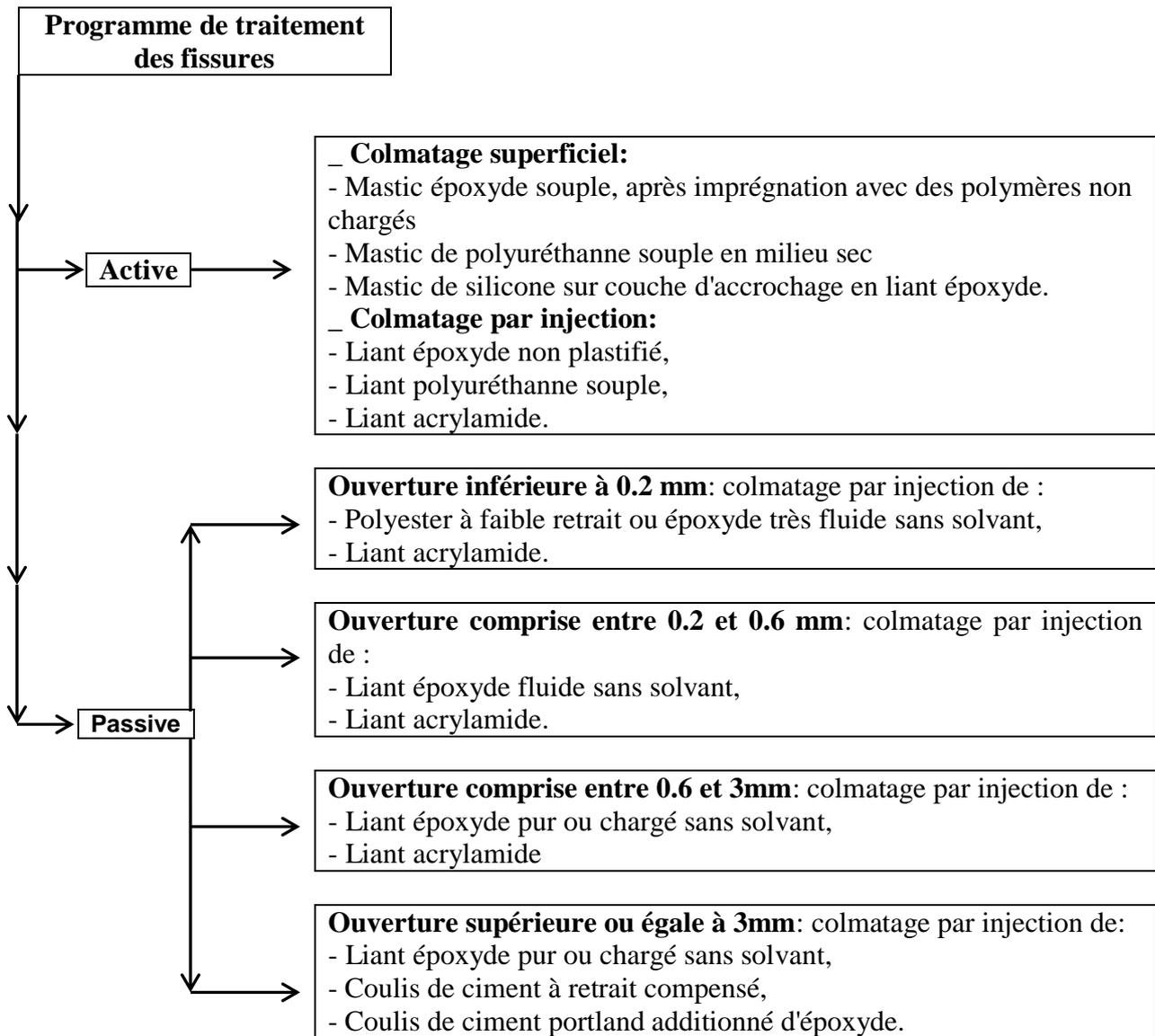


Tableau 4.1. Cheminement à suivre pour traiter des fissures.

3.7. Revêtement des enduits

Préparation des surfaces

Indispensable pour obtenir une protection durable des surfaces contre la corrosion. Et essentielle pour avoir une bonne adhérence entre l'enduit et peinture.



Figure 4.19. Application de l'enduit

3.8. Peinture

Application de peinture : la dernière étape d'une opération de réhabilitation consiste à rénover la peinture

L'application de chaque couche de peinture doit permettre d'obtenir un feuil d'épaisseur uniforme: on doit appliquer chaque couche en autant de passes croisées que nécessaire.

- Tout défaut doit être corrigé avant l'application de la couche suivante.
- Entre chaque couche, on doit respecter le délai de séchage « sec pour recouvrir



Figure 4.20. Application de peinture

Défaillances de peinture

La plupart des défaillances prématurées sont causées par des opérations ou des omissions faites sur le chantier.

Les principales causes sont :

– Une préparation de surfaces inadéquate

Une des responsabilités cruciales du surveillant est de faire respecter les exigences de préparation prévues au devis.

– Des méthodes d'application incorrectes.

– Des problèmes reliés à l'adhérence.

4. Planning des tâches

Pour la planification des tâches nous avons utilisé le logiciel MS. Project, nous présentons ici les résultats obtenus :

4.1. Description des tâches : les tâches sont décrits [cf. tableau 4.2]

Tableau4.2. Planning des tâches

Activité	Taches	La durée (jours)	Taches précédent
A	Eloigner les arbres	3	/
B	Fouiller (semelle et drainage)	10	A
C	Décapage des enduites	5	A
D	Drainage	8	A
E	Bordures et dallage	6	A
F	Chemisage	12	B-C-D-E
G	Travaux d'étanchéité	5	F
H	Traitement des fissures	4	F
I	Revêtement des enduits	4	G-H
J	Peinture	8	I

4.2. Réseau PERT : [cf. figure 4.21]

Les concepteurs PERT ont opté pour une approximation de la distribution bêta pour représenter les durées d'une activité.

Objectif définir clairement et coordonner ce qui doit être fait pour atteindre un objectif fixé dans le délai requis

Dessiner l'enchaînement des tâches

- Affecter à chaque tâche une durée
- Calculer pour chaque nœud la date au plus tôt
- Repartir de la date finale et calculer pour chaque nœud la date au plus tard
- Définir le chemin critique (trajet date au plus tôt = date au plus tard)
- Définir pour les tâches non critiques les marges de temps



Chemin critique, durée 58 jour.

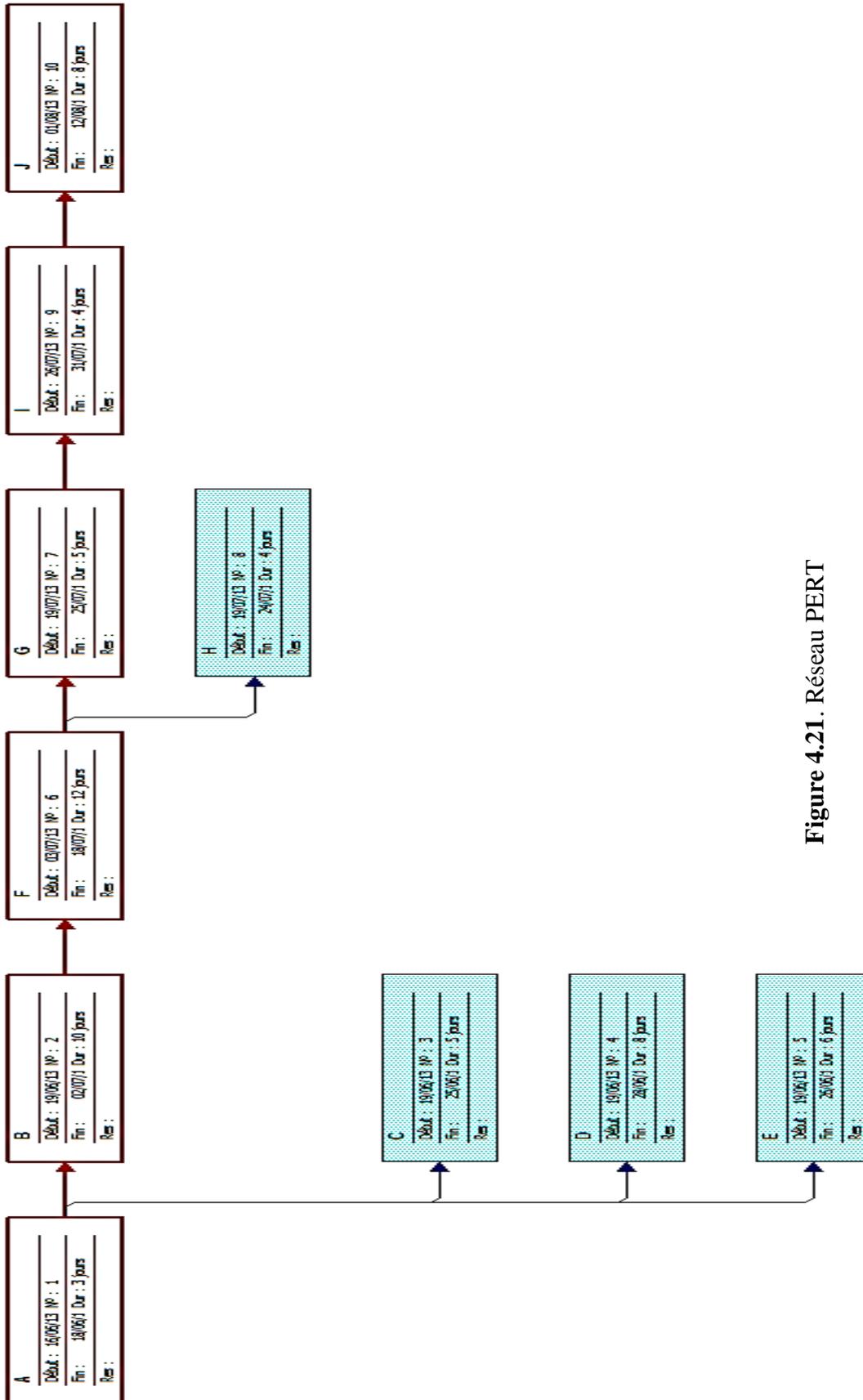


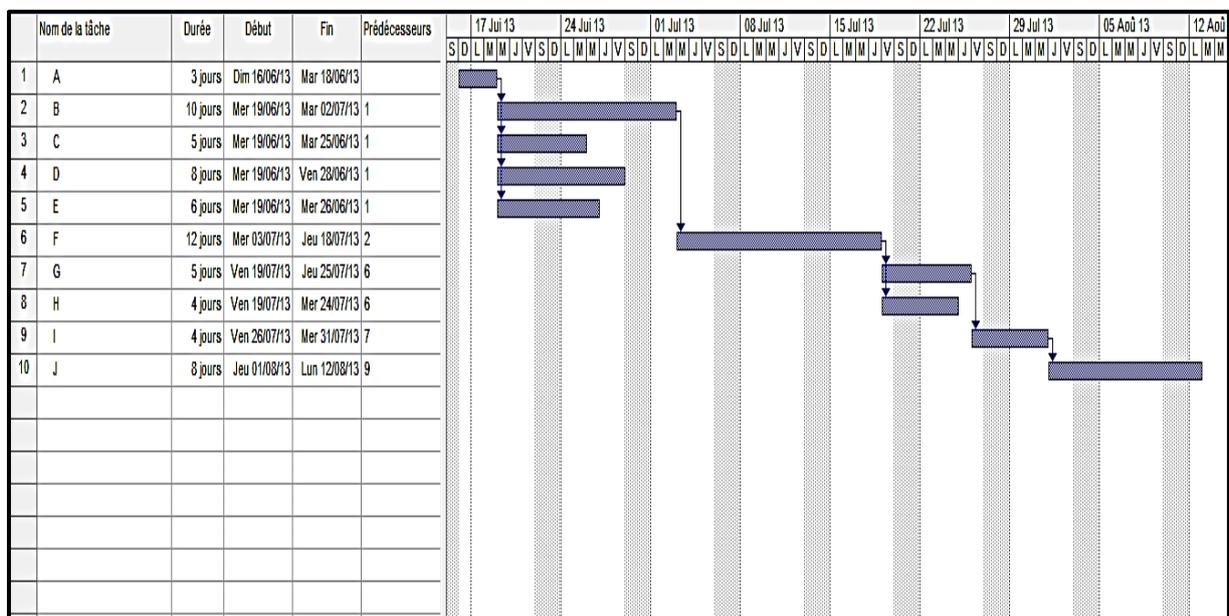
Figure 4.21. Réseau PERT

4.3. diagramme de GANNT

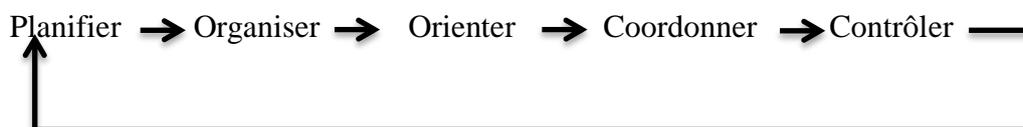
Tableau.4.3. Tableau de GANNT

Activité	TEMPS (jours)									
	3	8	9	11	13	25	29	30	32	42
A										
B										
C										
D										
E										
F										
G										
H										
J										
I										

Tableau.4.4. Le diagramme de Gantt



La planification est une étape nécessaire et indispensable pour le cas d'un projet de réhabilitation d'une école. Par ce que le temps limite et pour cela il doit faire les travaux de réhabilitation dans les vacances d'été pour la disponibilité de l'école. Il a deuxième chose la plus importante c'est le cout de réhabilitation il ne doit pas dépasser le 30% de la valeur initiale;



Le principe outil utilisé pour la réalisation de plannings et le suivi de projet sont MS Project 2003.

4.4. Contrôle des travaux

Pour assurer le déroulement des travaux respectant le planning prévu, il est essentiel d'avoir en parallèle une bonne stratégie de contrôle.

- a- Équipements pour l'inspection
- b- Plan de surveillance
- c- Documents et rapports

4.4.1. Plan de surveillance

Le plan doit prévoir des vérifications et des points de contrôle aux étapes suivantes :

- Avant le début des travaux.
- Lors de la préparation des surfaces.
- Avant, pendant et après l'application des travaux

Chaque étape du plan devrait décrire :

- L'activité à réaliser,
- La norme ou la méthode à respecter,
- L'exigence à satisfaire.

Pour faciliter la planification, faire une évaluation et une identification des zones d'intervention.

- Croquis de l'ouvrage.
- Numérotation des éléments.
- Évaluation des superficies.

Vérifier les matériaux qui seront utilisés ainsi que le matériel prévu par l'entrepreneur.

- Conformité du système avec exigences devis et fiches techniques.
- Abrasifs

Etablir des rapports de chantiers hebdomadaire qui permettent de :

- Conserver les caractéristiques du système.
- Consigner les non-conformités au devis.
- Conserver les détails des travaux pour de futures analyses.
- Servir de support lors de conflits.
- Établir une communication avec les autorités.

4.5. Quantitatif et Estimatif

Tableau.4.5. Devis Quantitatif et Estimatif

N°	Désignation des ouvrages	U	Qte	Pris U(DA)	Montant(DA)
A- Gros Œuvre					
1	a) fouiller	M ³	31,5	500,00	15750,00
2	b) fouiller (drainage)	M ³	12,66	500,00	6330,00
3	c) Dégradé les enduites	M ²	110,88	500,00	55440,00
4	d) Drainage	ML	89,2	300,00	26760,00
5	e) Bordure	ML	87,2	900,00	78480,00
6	f) Dallage	M ²	130,8	1000,00	130800,00
7	g) Chemisage des poteaux	U	28	5000,00	140000,00
8	h) Chemisage des semelles	U	14	5000,00	70000,00
9	i) Traitement des fissures	U	30	300,00	9000,00
Total gros œuvre					532560,00
B- Etanchéité					
1	Exécution de forme de pente en béton maigre	M ²	321,18	600,00	192708,00
2	Etanchéité multicouche pour terrasse en 03x 36S	M ²	321,18	900,00	289062,00
3	Relevé d'étanchéité en paxalumin (ht=60cm)	ML	81,8	700,00	57260,00
4	F.P de gargouilles y compris crapaudines	U	1	2500,00	2500,00
5	Protection en gravier roulé de 6cm d'ép.	M ²	321,18	350,00	112413,00
Total étanchéité					653943,00
C-Peinture intérieure et extérieure					
1	Peinture vinylique sur mur intérieure	M ²	945,54	120,00	113464,80
2	Peinture vinylique sur mur extérieure	M ²	705,42	150,00	105813,00
Total peinture					219277,80
D-Ouvrages divers					
1	Enduit en ciment sur les places dégradé	M ²	28	600,00	16800,00
2	Evacuation extérieure	ML	10	300,00	3000,00
3	Plaque en granito L=35cm sur le trottoir périphérique	M ²	124,8	700,00	87360,00
4	Eloigné les arbres	U	6	10000,00	60000,00
	F/P d'ouvrant pour fenêtre	U	18	4500,00	81000,00
	F/P d'ouvrant pour porte pleine	U	6	12500,00	75000,00
Total					323160,00

RECAPITULATIF	
Désignation des ouvrages	montant
A- Gros Œuvre	532560,00
B- Etanchéité	653943,00
C- Peinture intérieure et extérieure	219277,80
D- Ouvrages divers	323160,00
Montant total	1 728 940,80

Budget des ressources

Le chef de projet devra détailler les budgets des ressources.

Une estimation du montant nécessaire pour la réalisation de chaque élément de base de l'OTP sera faite puis consolidée sur l'ensemble du projet.

Nb: **Organigramme Technique du Projet**

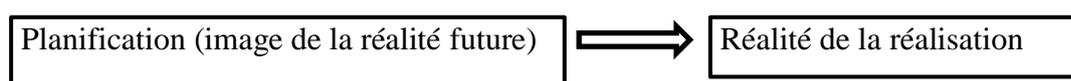
Les coûts prévisionnels de chaque élément de base de l'OTP feront l'objet d'un groupement en lignes budgétaires, dans lequel ils seront regroupés par ensembles cohérents et homogènes.

Le contrôle des coûts

Il s'agira, pour chaque ligne budgétaire identifiée lors de la phase planification, de relever toutes les informations disponibles en matière de coûts, et en particulier:

- Les modifications apportées au contenu du projet de réhabilitation donnant lieu à une révision du budget initial (qui devient le budget à date).
- Les dépenses réelles effectuées,
- Les coûts encourus (travail réellement exécuté à une date donnée,
- Les engagements (montant des commandes passées, ce qui signifie les coûts prévisionnel),

Montant total de réhabilitation du bloc R+1 ci : 1728940,80 DA, donc la valeur c'est a peut pré 10% par rapport la valeur initiale.



4.6. Lecture des résultats MS Projet :

Le délai global est donné par le chemin critique [A, B, F, G, I, J] [cf. figure 4.21], il est de 58 jours.

Aussi nous proposons une intervention pendant les 3 mois de grandes vacances, pour arriver à livrer l'équipement avant la rentrée scolaire, et donc sans déranger son opérationnalité.

- Le coût des interventions est de l'ordre de : 1.728.940.80 DA.

Ce qui est dans la normale et nous conduit à dire que nos choix des décisions d'intervention ne sont pas arbitraires.

5. Conclusion

La concrétisation d'une opération de réhabilitation de qualité à l'école Ibn baytar nous renvoie à plusieurs types d'objectifs :

- garder opérationnel l'équipement
- procéder à des choix pertinent des méthodes d'intervention et des matériaux de réhabilitation
- assurer la pérennité de l'intervention.
- Mise aux normes du bâtiment.

Cette chaîne d'objectif interpelle alors, l'intervention croisée de spécialistes divers et répond aux exigences de plusieurs parties prenants dans le projet : maitre d'ouvrage, maitre d'œuvre, entrepreneurs, fournisseurs.

La réussite d'un projet de réhabilitation dépend tout aussi d'une collaboration efficace dans cette chaine de responsabilité :

Décider de réhabiliter, faire intervenir une bonne équipe, formuler le bon diagnostic, prendre les bonnes décisions d'intervention, assurer une mise en œuvre de qualité, dans un délai raccourci et pour un coût qui ne dépasse pas 20% de cout global de réalisation.

Conclusion Générale

Notre objectif du départ était celui de dresser une méthodologie pour « remettre sur pied » l'Ecole Ibn Baytar, un équipement scolaire à Sidi Bel-Abbes.

Les premières investigations sur l'état actuel du bâtiment et une étude de son historicité nous avaient permis de faire le constat suivant :

- la construction de l'école date de l'année 1985 où les exigences d'édification n'étaient pas encore celles d'aujourd'hui et notamment en matière de parasismique.

- alors la réalisation avait démarré sans étude architecturale ni étude génie-civil, l'entreprise de réalisation avait entamé les travaux tout de suite après la commande des services de l'APC

- ainsi nous avons confirmé sur terrain que la structure est sous-dimensionnée par rapport aux normes de constructions actuelles

- rajouté à cela, le bâtiment souffre de dégradations multiples : fissures dans les murs, dégradation de l'étanchéité, écaillage de la peinture, absence de système de drainage.

Nous avons confirmé donc que ces dégradations sont dues pour la plupart à la vétusté du bâtiment (27 ans d'âge) et relèvent de l'absence d'une maintenance systématique, mais le point qui pose problème est celui de la résistance structurale du bâtiment et notamment face vis à vis d'un éventuel risque de séisme.

Ainsi, nous avons fait le parallèle de nos conclusions avec le rapport d'expertise du CTC, ce qui nous a confirmé l'urgence de mettre à niveau cet équipement par rapport au nouveau règlement parasismique : RPA 99 version 2003.

Nous avons procédé à une modélisation de la structure par la méthode statique équivalente, la comparaison faite entre le modèle obtenu et la structure réelle, nous a démontré la nécessité de renforcer notre structure. Un renforcement adéquat passe par une étude de vulnérabilité.

Actuellement il existe plusieurs méthodes de renforcement en fonction du but recherché: augmentation de la capacité portante, de la ductilité ou les deux simultanément. On peut renforcer la stabilité générale des ouvrages par ajout de certains éléments de contreventement intérieurs comme les voiles, ou bien la stabilité de certains éléments structuraux : poteaux, poutres et voiles par chemisage en béton, confinement en acier ou tissus en matériaux composites ou renforcement en flexion par plaques en aciers. Mais il faut être toujours prudent concernant le comportement de la structure après le renforcement et surtout les endroits de formation des rotules plastique et qui peuvent provoquer la ruine de l'ouvrage après le passage d'un séisme.

Nos conclusions correspondent alors, à des avis fondés sur nos constats, sur les analyses effectuées au scléromètre et sur le modèle de structure défini.

Notre diagnostic aboutit finalement à une véritable prise de position, les solutions que nous avons adoptées visent le renforcement de la structure en priorité puis la résorption des autres dégradations « légères ». Nos recommandations tiennent compte, des enjeux économiques et de la faisabilité technique des travaux préconisés en matière de :

- réparation, renforcement des structures
- traitement des causes et des effets de désordres

Nous nous sommes dirigés alors vers le chemisage des poteaux et automatiquement l'augmentation des dimensions des semelles pour le renforcement de la structure.

Et pour le cas du traitement des causes des fissures sur les murs, nous avons recommandé un drainage périphérique du bloc, une protection par bandes, ainsi que le renouvellement de l'étanchéité et éventuellement la suppression de quelques arbres.

Ainsi, nous espérons que notre méthodologie de travail a abouti sur un bon diagnostic qui recommande d'entreprendre les travaux de réhabilitation adéquats pour donner à l'école Ibn Baytar l'opportunité de vivre une seconde vie.

Bibliographiques.

BEHANNACHI H. Thèse de magister. Réhabilitation et renforcement des poteaux en béton armé Université Constantine. 2009_CONSTANTINE_ALGERIE.

BOUMECHERA N. Les cours master 2 artère Génie civil université TELEMEN. Algérie 2011/2012.

CALLAUD cours de mécanique des sols institut international d'ingénieur de l'eau STRASBOURG 2004.

Centre national de recherche appliquée en génie parasismique C.G.S : Catalogue des méthodes de réparation et de renforcement des ouvrages .1992_ALGERIE

Édition des Journées scientifiques du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton, DURABILITE DES REPARATIONS DE BETON : ENTRE THEORIE ET PRATIQUE PARIS_2006.

Notes des cours de béton armé, en post- graduation. Université de Constantine. Algérie (2007)

LISSANDRE LAURE analyse de la fissure des bétons INSA de STRASBOURG juin 2006

LOUIS LOGEAS : la pathologie des fondations éditions de moniteur, paris, 1982.

LYALL ADDLESON troisième édition < les défauts de la construction> Bruxelles 1993.

STRTES : spécialistes de travaux de réparation et renforcement de structures, STRASBOURG, juin 2008.

WEBOGRAPHIE :

(12) [http : www.eprints2.insa-strasbourg.fr](http://www.eprints2.insa-strasbourg.fr) le 24 /03/2012

(13) [http : www.bu.umc.edu.dc](http://www.bu.umc.edu.dc) le 27 /03/2012

(14) [http : www.cnedimat.space.com](http://www.cnedimat.space.com) le 27/03/2012

Résumé

Notre projet consiste à faire une étude de réhabilitation de l'école primaire Ibn baytar sise à Sidi-Bel-Abbès.

Cette école présente de nombreuses pathologies : fissures, corrosion, éclatement du béton, constaté lors d'un premier diagnostic visuel.

Ce projet d'étude a été construit sur la base d'une recherche de méthodologie de diagnostic que nous avons restitué suivant les étapes : relevé de l'état de fait, investigations in situ, analyse technique des données, que nous avons ensuite consolidé par une comparaison avec les rapports d'expertise (CTC) et les résultats d'une modélisation par MSE.

Nous avons établi donc, suivant cette méthode un diagnostic final avec nos propositions de solutions à engager pour réhabiliter l'école Ibn Baytar et résorber tous les désordres de l'édifice.

Mots clés : désordres, diagnostic, pathologies, sol, réhabilitation.

Abstract

Our project consists in making a study of rehabilitation of the primary school" Ibn Baytar" located at Sidi-Bel-Abbes.

This school presents numerous pathologies: cracks, corrosion, and explosion of the concrete, noticed during a first visual diagnosis.

This study project has been on the basis of a research on diagnosis's methodology of diagnosis which we restored according to the stages: statement of the state makes investigations in situ, technical analysis of the data, that we then strengthened by a comparison with survey reports (CTC) and results of a modeling by MSE.

We thus established, according to this method a final diagnosis with our proposals of solutions in has to commit to rehabilitate the Ibn Baytar school and reduce all the disorders of the building.

Keywords: disorders, diagnosis, pathologies, grounds, réhabilitation.

ملخص

إن خلاصة المشروع يتمثل في اجراء دراسة تأهيل خاص بالمدرسة الابتدائية ابن البيطار، التي تقع على جهة سيدي- بلعباس ا

هذه الدراسة قدمت العديد من الأعراض: تصدع وتآكل الخرسانة. محقق كمرحلة اولى عبر رؤية العينين. مشروع هذه الدراسة بني على اساس هذه المنهجية للوصول إلى اقتراح انسب الحلول مثل : تحليل فني للبيانات , كشف متري والحالات المرضية، أسباب وتأثيرات الاضطرابات و مقارنتها مع خبرة CTC , ونتائج حبكة إعلامية ESM . نحن في الأخير اتبعنا طريقة تشخيص النهائية مع اقتراح بعض الحلول لتأهيل مدرسة الابتدائية ابن البيطار.

كلمات رئيسية: تشخيص الأعراض، الاضطرابات الأرضية، التأهيل