

32-620-3-1

32-620-3-1

République Algérienne Démocratique & Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITÉ DE BLIDA  
INSTITUT DE GÉNIE CIVIL



Mémoire de Magister  
Spécialité : Génie Civil  
Option : Construction Civil & Industrielle

**PATHOLOGIE ET QUALITÉ DES CONSTRUCTIONS  
DANS L'OUEST ALGÉRIEN - Etude Statistique**

**Par  
Abderrahmane LARIBI**

Présenté devant le jury constitué de :

Mr :Nour Edinne BOURAHLA,	Maître de Conférence,	U.Blida,	Président
Mr : Said KENAI,	Maître de conférence,	U.Blida,	Rapporteur
Mr : Fettoum KHARCHI ,	Maître de conférence,	U.Bab Ezzouar,	Examinatrice
Mr : Nasser Edinne HANNACHI ,	Professeur,	U.Tizi Ouzou,	Examineur
Mr : Mustapha BOUKENDAKDJI,	Maître de Conférence,	U.Blida,	Examineur

Blida, Algérie

# DEDICACES

Je dédie ce modeste travail, fruit d'énormes sacrifices :

A ceux qui mon toujours soutenus, ma très cher mère Fatma Zohra et mon cher père Ahmed.

A ma très chère et regrettée sœur Leila.

A ma très chère sœur aînée Latifa, son mari Hakim et leur enfant lotfi.

A mes chères sœurs et frères Soumia, Naziha et Abdelhalim.

A toute la famille, en particulier ma grand-mère Hanifa, mes tantes Abla, Schahrazed et Amina, mon cousin Ouathek et mon oncle Cherif.

A mes meilleurs ami(e)s Boulahia, Rahmani, Mokhtar, Salim, Bichou, Mohcen, Karima et Saida.

A tous ceux qui, de près ou de loin, par leur soutien matériel et/ou moral m'ont apporté un plus.



## REMERCIEMENTS

Je voudrais saisir l'occasion qui m'est offert pour remercier chaleureusement en lui exprimant ma profonde gratitude, mon Directeur de thèse D<sup>r</sup> Saïd KENAI, pour son dévouement et ses conseils et critiques toutes au long de l'élaboration de mon mémoire de Magistère.

Il m'est particulièrement agréable d'exprimer mes vifs remerciements à Messieurs Abdelaziz BERROUBI du C.T.C Centre et Mohamed GHRICI, du Centre Universitaire de Chlef, pour leur disponibilité et pour leurs aides précieuses durant la phase de collecte et d'analyse des données.

Je remercie les responsables des C.T.C Centre, Chlef, Oran et leurs agences (Djelfa, Tiaret, Mostaganem, Relizane), pour leurs aides et compréhensions durant la phase de consultation des archives.

Je tiens également à remercier le corps enseignant de l'Institut Génie Civil de l'Université de Blida et en particulier au Directeur de l'Institut M<sup>er</sup> B.MENADI et au responsable du centre de calcul, D<sup>r</sup> M.ABED.

J'adresse mes vifs remerciements aux membres examinateurs, pour avoir accepté de juger avec toute l'attention voulue, mon travail.

Enfin, je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin, de quelque manière que ce soit, à la réalisation de ce travail et en particulier mon oncle Cherif, mon cousin Ouathek et ses amis Sofiane et Fethi, mes collègues et amis(es) Mohcen, Karima, Madjed, Bichou et Saida.



## ملخص

الهدف الرئيسي لدراسة تصدعات المباني هو تفادي تكرارها في المستقبل. نحاول بهذه الدراسة الإحصائية المشاركة في تطوير بنك معلومات لحالات التصدعات في الجزائر.

تتقسم هذه الدراسة الى ثلاثة أجزاء مترابطة فيما بينها:

- الجزء الأول يخص دراسة إحصائية ل 484 حالة تصدع حدثت في الفترة الممتدة ما بين سنة 1984 و 1997 في الغرب الجزائري، عن طريق تحليل دقيق لمحاضر معاينة التصدعات، المنجزة من طرف هيئات المراقبة التقنية للبناء (C.T.C).

- في الجزء الثاني، نهتم بإظهار أسباب التذبذب في نوعية الخرسانة المنتجة، عن طريق دراسة إحصائية محضة بتحليل لمحاضر إختبارات مقاومة الضغط على اسطوانات خرسانية.

- الجزء الأخير هو عبارة على معاينة ميدانية لأحد للعناصر الأساسية القادرة على التأثير على ديمومة البنايات الخرسانية المسلحة، وهو سمك الغطاء الخرساني .

أثبتت نتائج هذه الدراسة أن السبب الرئيسي للتصدعات يعود إلى نقص الصيانة و الإستعمال اللاعقلاني للبنايات و أن المقاومة المتوسطة للخرسانة في الورشات تقل عن الخرسانة المميزة المستعمل في التصميم و أن سمك الغطاء الخرساني الأمثل لاينجز غالبا.

## RESUME

L'objectif principal de l'étude de la pathologie des constructions est la collecte et l'analyse des sinistres afin d'éviter leur renouvellement. Cette étude statistique vise à contribuer à la réalisation d'une banque de données des cas pathologiques en Algérie.

L'étude est composée de trois parties étroitement liées entre elles :

- La première partie concerne l'analyse statistique de 484 cas pathologiques survenus durant la période allant de 1984 à 1997 dans l'Ouest algérien, à partir de l'examen critique des rapports d'expertise de sinistre établis par les organismes de contrôle technique de la construction (C.T.C).

- Dans la deuxième partie on s'intéresse à montrer la cause de la variation de la qualité du béton mis en œuvre, par une approche purement statistique, à partir de l'analyse des procès verbaux d'écrasement d'éprouvettes cylindrique en béton, de 21 projets.

- La dernière partie est une inspection sur chantier de l'un des paramètres majeurs susceptibles d'influencer la durabilité des constructions en béton armé, à savoir l'enrobage.

Les résultats de cette étude ont montré que la cause majeure des sinistres est celle liée à l'entretien et l'exploitation des ouvrages, que la résistance du béton sur chantier est inférieure à la résistance caractéristique de calcul et que l'enrobage nominal est rarement atteint.

## ABSTRACT

The main objectif of the study of failure cases is to avoid their future occurrence. This statistical study tries to contribute to the development of a failures data base in Algeria.

This study is divided into three parts closely linked together :

- The first part concerns the statistical analysis of 484 failure cases which occurred during the period going from 1984 to 1997 in the West of Algeria based on failure reports established by technical control efencies (C.T.C).

- In the second part, we are interested to show the cause of the variation of the quality of the concrete implemented by a purely statistical approach from the analysis of cylindrical compressive strength results.

- The last part is an inspection on site of one of the major parameters that influence the durability of reinforced concrete constructions, namely the cover.

The results of this study showed that the main reason of failure is linked to the lack of maintenance and the exploitation of buildings, that the average compressive strength of concrete on site is below the characteristic strength used in design ant that the cover to reinforcement is rarely achieved.

## TABLE DES MATIERES

LISTES DES FIGURES .....	vii
LISTES DES TABLEAUX .....	x
<b>INTRODUCTION GENERALE</b>	
GENERALITES : .....	1
POSITION DU PROBLEME : .....	1
BUT DU PROJET : .....	2
PLAN DES CHAPITRES : .....	2
<b>CHAPITRE I : PATHOLOGIE DE LA CONSTRUCTION</b>	
I.1 GENERALITES : .....	3
I.2 CAUSES ET ORIGINES DES DESORDRES : .....	3
I.2.1 Au stade de l'étude.....	3
I.2.2 Durant la phase de construction .....	9
I.2.3 Durant la mise en service de la construction.....	11
I. 3 DIAGNOSTIQUE ET REPARATION : .....	31
I.3.1 Diagnostique.....	31
I.3.2 Réparation .....	33
<b>CHAPITRE II : ANALYSE STATISTIQUE DES CAS PATHOLOGIQUES</b>	
II.1 GENERALITES : .....	44
II.2 METHODE D'ANALYSE : .....	44
II.3 ANALYSE STATISTIQUE : .....	44
II.3.1 Répartition du nombre de sinistres par Wilaya .....	45
II.3.2 Répartition des sinistres en fonction du niveau des désordres .....	45
II.3.3 Répartition des sinistres en fonction du secteur d'activité .....	47
II.3.4 Répartition des sinistres en fonction de l'usage de la construction .....	47
II.3.5 Répartition des sinistres en fonction du nombre d'étages .....	49
II.3.6 Répartition des sinistres en fonction du système constructif .....	50
II.3.7 Répartition des sinistres en fonction de l'âge de la construction .....	52

II.3.8 Répartition des sinistres en fonction du type de plancher .....	53
II.3.9 Répartition des sinistres selon les causes et origines des désordres .....	54
II.3.10 Répartition renseignements utiles omis des rapports d'expertises .....	60
II.4 COMPARAISON AVEC DES ETUDES ULTERIEURES .....	60
II.4.1 Comparaison des origines des désordres dans différentes régions du territoire algérien .....	61
II.4.2 Comparaison des origines des désordres dans les bâtiments et les ponts : .....	61
II.4.3 Comparaison des origines des désordres dans différents régions du monde : .....	62
II.5 CONCLUSION .....	63
 <b>CHAPITRE III : ANALYSE STATISTIQUE ET CONTRÔLE DE LA QUALITE DU BETON</b>	
III.1 INTRODUCTION : .....	64
III.2 QUALITE DU BETON : .....	64
III.3 CONTROLE DE LA QUALITE DU BETON : .....	65
III.4 CRITERE DE CONFORMITE : .....	66
III.4.1 Contrôle de la qualité du béton dans différents règlements étrangers .	67
III.5 ASPECT STATISTIQUE : .....	68
III.5.1 Loi de distribution Normale ( Loi de LAPLACE GAUSS) .....	69
III.5.2 Paramètres de la loi Normale.....	71
III.5.3 Résistance caractéristique .....	72
III.5.4 Test de conformité .....	72
III.6 METHODE D'ANALYSE : .....	74
III.7 ANALYSE STATISTIQUE : .....	75
III.7.1 Résultats et discussion .....	75
III.8 COMPARAISON AVEC DES ETUDES ULTERIEURS : .....	85
III.8.1 Résistance moyenne ( $f_{moy}$ ) .....	86
III.8.2 Ecart type ( $\sigma$ ) .....	86
III.8.3 Coefficient de variation (V) .....	86
III.8.4 Taux de risque .....	87
III.9 RESULTATS ET CONCLUSIONS : .....	87



**CHAPITRE IV : INSPECTION DES DETAILS D'ENROBAGE SUR  
CHANTIER**

IV.1 GENERALITES : .....	88
IV.2 FACTEUR INFLUENÇANT LA DURABILITE DU BETON ARME : .....	88
IV.3 L'ENROBAGE DES ARMATURES : .....	89
IV.4 CAUSES D'INSUFFISANCE D'ENROBAGE : .....	91
IV.4.1 Exécution .....	91
IV.4.2 Conception.....	93
IV.5 ENQUETE SUR CHANTIER : .....	94
IV.5.1 Méthode d'analyse .....	94
IV.5.2 Observations .....	95
IV.5.3 Discussion des résultats .....	96
IV.6 COMPARAISON AVEC D'AUTRES ETUDES : .....	98
IV.7 CONCLUSION : .....	100

**CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS**

GENERALITE : .....	101
CONCLUSIONS : .....	101
RECOMMANDATIONS : .....	102

**REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES****ANNEXES**

- Annexe 1 : Modèle de fiche technique pour le recueil des renseignements sur les sinistres.
- Annexe 2 : Modèle d'un P.V d'écrasement d'éprouvette cylindrique en béton
- Annexe 3 : Fiche d'identification pour l'essai de compression.
- Annexe 4 : Résultats individuels d'écrasement d'éprouvettes en béton de quelques projets.

## LISTE DES FIGURES

Figure N°	Titre	Page
I.1	Coupe transversale d'un double auvent dissymétrique .....	4
I.2	Disposition prévue : Liaison poteau – poutre .....	5
I.3	Disposition correcte : Liaison poteau – poutre .....	6
I.4	L'emplacement des fissures résultant d'une trop faible longueur des barres de renfort en travée .....	7
I.5	Longueur des chapeaux sur appuis de deux travées de portée très différente .....	7
I.6	Ferraillage d'une volée d'escalier .....	8
I.7	Effondrement d'un plancher au cours de coulage .....	9
I.8	Les étais horizontaux télescopiques ont une flexibilité propre, indiquée par le constructeur, dont l'entrepreneur doit tenir compte .....	10
I.9	Déformations importantes de voûtes après décoffrage .....	10
I.10	Propagation des fissures au droit d'un joint diapason .....	12
I.11	Vue en plan de l'auvent d'une station de service .....	13
I.12	Fissuration des fondations par réactions alcalis – silice.....	15
I.13	Processus de corrosion électrochimique des armatures.....	18
I.14	Variation de la couche carbonatée en fonction du temps.....	19
I.15	La fondation A et B supporte des charges inégales d'où, fissuration en C	21
I.16	Tassements différentiels provoqués par des différences de charges entre deux appuis.....	22
I.17	Présence d'une zone molle en B donne naissance à un tassement de la fondation .....	22
I.18	Tassement différentiel de la tour de Pise.....	23
I.19	Le clocher penché de l'Eglise de Saint-Martin.....	23
I.20	Rabattement de la nappe phréatique du à une réalisation de fouille.....	24
I.21	Rabattement du à l'implantation des arbres.....	24
I.22	Distance minimale par rapport aux bâtiments, des plantations avides d'eau (peupliers, etc. ).....	24

I.23	Réalisation de B peut entraîner des tassements différentiels sous la fondation de l'ouvrage A.....	25
I.24	Règle du 2/3.....	25
I.25	Dégâts provoqués par le ramollissement du sol de fondation par les eaux de ruissellement.....	26
I.26	Accumulation des eaux de ruissellement dans le remblai des fouilles, si celui-ci est perméable.....	26
I.27	Important dégâts provoqués par le défaut de fonctionnement d'un drain	27
I.28	L'évacuation des E.P avait été faite à l'aide d'un dauphin qui déverse directement sur un trottoir périphérique.....	28
I.29	Affaissement du carrelage a permis l'infiltration des E.P.....	28
I.30	Important désordres dus à un ramollissement de sol argileux des fondations .....	28
I.31	Préparation de la zone à réparer.....	37
I.32	Traitement d'une fissure active.....	38
I.33	Traitement d'une fissure active avec des bandes en caoutchouc.....	39
I.34	Renforcement d'un poteau par chemisage.....	40
I.35	Renforcement des poteaux par des organes de liaison.....	40
I.36	Renforcement des planchers par une sur-épaisseur en béton armé.....	41
I.37	Renforcement des poutres par une sur-épaisseur de béton armé.....	42
I.38	Renforcement des fondations – cas où le poteau est déjà renforcé par gainage .....	43
I.39	Renforcement des fondations – cas où le poteau n'est pas renforcé .....	43
II.1	Répartition des sinistres par wilaya .....	45
II.2	Répartition des sinistres en fonction du niveau des désordres.....	46
II.3	Répartition des sinistres par wilaya en fonction du secteur d'activité.....	47
II.4	Répartition des sinistres par wilaya en fonction de l'usage de la construction .....	48
II.5a	Répartition des sinistres en fonction du système constructif.....	51
II.5b	Répartition des sinistres par wilaya en fonction du système constructif ...	51
II.6	Répartition des sinistres par wilaya en fonction de l'âge de la construction .....	53
II.7a	Répartition des sinistres en fonction de leurs origines .....	55

II.7b	Répartition des sinistres par wilaya en fonction de l'origine des désordres .....	55
II.8a	Répartition des sinistres relatifs à des erreurs de conception .....	56
II.8b	Répartition par wilaya des sinistres relatifs à des erreurs de conception ..	57
II.9a	Répartition des sinistres relatifs à des erreurs d'exécution.....	58
II.9b	Répartition par wilaya des sinistres relatifs à des erreurs d'exécution.....	58
II.10a	Répartition des sinistres relatifs à des erreurs d'entretien et d'exploitation	59
II.10b	Répartition par wilaya des sinistres relatifs à des erreurs d'entretien & d'exploitation.....	59
III.1	Loi de distribution normale .....	69
III.2	Relation entre $\sigma$ et la surface sous la courbe.....	70
III.3	Loi de distribution normale de la variable réduite $z$ .....	71
III.4	Evolution mensuelle de la résistance à la compression moyenne durant la période 90-97 .....	76
III.5	Evolution saisonnière de la résistance à la compression moyenne pour la période allant de 1993 à 1997.....	77
III.6	Distribution des résistance dans les intervalles CI, CII, CIII, CIV.....	78
III.7a	Distribution normale et théorique d'un projet type dans la wilaya de CHLEF .....	79
III.7b	Distribution normale et théorique d'un projet type dans la wilaya de TISSEMSILT.....	79
III.8	Evolution de la résistance à la compression $f_{cj}$ en fonction de l'âge.....	82
IV.1	Différents type de Cales .....	91
IV.2	Talonnette au pied d'un poteau .....	91
IV.3	Cadre mal façonné (plus large que ce qui a été prévu) .....	92
IV.4	Coffrage mal placé (incliné par rapport à la verticalité) .....	92
IV.5	Croquis représentant les bandeaux dégradés .....	93
IV.6	Distribution de l'enrobage horizontal des voiles (Projet 1 : 1100 logements) .....	96
IV.7	Distribution de l'enrobage horizontal des fondations (Projet 2 : Ecole fondamentale).....	97
IV.8	Histogramme de l'enrobage des armatures des dalles en Inde .....	98
IV.9	Distribution de l'enrobage mesuré sur deux sites en Angleterre .....	99
IV.10	Enrobage mesuré sur des bâtiments et des ponts en Australie comparés à des seuils de l'enrobage nominal .....	100

<b>LISTE DES TABLEAUX</b>
---------------------------

Tableau N°	Titre	Page
I.1	Evaluation de l'agressivité chimique des sulfates pour chaque milieu.	20
I.2	Aperçus des données à rassemblées avec indication de l'endroit où les obtenir.....	31
II.1	Classement des sinistres selon leur degré de gravité .....	46
II.2	Répartition des sinistres en fonction du secteur d'activité.....	47
II.3	Répartition des sinistres en fonction de l'usage de la construction.....	48
II.4a	Répartition en moyenne des sinistres en fonction du nombre d'étages.	49
II.4b	Répartition par wilaya des sinistres en fonction du nombre d'étages....	50
II.5	Répartition des sinistres en fonction de l'âge de la construction.....	52
II.6	Répartition des sinistres en fonction du type de plancher.....	54
II.7	Répartition des renseignements utiles omis des rapports d'expertises...	60
II.8	Répartition des origines et causes des désordres en pourcentages pour différentes régions du territoire algérien.....	61
II.9	Répartition des origines des sinistres dans les ponts et les bâtiments....	61
II.10	Répartition des origines et causes des désordres en pourcentages pour différentes région du monde.....	62
III.1	Résumé des critères de contrôle de la qualité du béton dans 04 codes.....	68
III.2	Distribution des résultats d'écrasement à différents âges à travers la période 90-97.....	75
III.3	Répartition $f_{cj}$ selon différentes classes de résistance.....	77
III.4	Tableau récapitulatif des paramètres de statistiques ( $f_{moy}$ , $\sigma$ , $V$ , $f_{ck}$ ).....	80
III.5	Répartition de l'écart type en pourcentage.....	82
III.6	Valeurs usuelles de l'écart type ( $\sigma$ ).....	83
III.7	Répartition du coefficient de dispersion pour les différents âges d'écrasement.....	83
III.8	Valeurs usuelles du coefficient de (V) variation selon l'A.C.I.....	84
III.9	Le pourcentage du risque encouru pour $f_{moy} < 250$ bars et $f_{moy} < 180$ bars.....	85

---

III.10	Répartition de $f_{c28}$ en pourcentage dans trois études distinctes.....	86
II.11	Répartition de $\sigma$ en pourcentage dans trois études distinctes.....	86
III.12	Répartition du coefficient de variation (V) dans les trois études .....	87
III.13	Taux de risque encouru pour $f_{mi} < 250$ bars et $f_{mi} < 180$ bars à l'Ouest et au Centre et algérien.....	87
IV.1	Spécification d'un béton selon la Norme anglaise.....	89
IV.2	Spécification de l'enrobage selon BS8110 pour un béton à agrégats de dimension maximal de 20 mm .....	90
IV.3	l'enrobage minimal selon A.C.I 318-83 .....	90
IV.4	Les observations de l'enrobage sur les deux projets.....	95
IV.5	Distribution de l'enrobage mesuré pour les deux projets.....	97
IV.6	Le pourcentage de l'enrobage réalisé sur site en dessous et au-dessus de l'enrobage spécifié dans 25 projets inspectés en Angleterre .....	99

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

# INTRODUCTION GENERALE

## GENERALITES

L'acte de construire a été depuis toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses préoccupations majeures. De nos jours, le processus de construction connaît un grand essor dans la plupart des pays, et l'Algérie n'est pas épargnée de ce cercle vu la crise persistante de logement qui nous touche et oblige l'Etat a augmenté la cadence d'édification dans le but de palier à cette crise. C'est ainsi que les travaux de constructions vont subir les influences de la situation économique et sociale et seront confrontés à des impératifs contradictoires difficiles à réunir, tel que : Le budget alloué au projet, les moyens mis en œuvre, la durée du projet, la compétence du personnel et le comportement des différents acteurs dans le processus de construction. Tous ces facteurs vont se combiner, se cumuler pour converger vers un ensemble de fautes, d'importances diverses, provoquant ainsi des sinistres, qui sont parfois spectaculaires et engendrent désormais des pertes humaines, dont aucun n'aurait sans doute provoqué le sinistre à lui seul, mais qui ont, chacun une part de la marge de sécurité qu'il devait préserver.

## POSITION DU PROBLEME

De temps à autre, la presse généraliste nous communique des cas de sinistres spectaculaires et excessivement coûteux. Ces cas de sinistres sont intéressants à analyser, mais les enseignements que l'on peut tirer d'eux sont de portée limitée. Par contre, certaines catégories de sinistres dont le coût de réparation nous paraît peu élevé, reviennent finalement fort cher au trésor de l'Etat, car elles sont répétitives et seules la collecte et la centralisation des informations pathologiques, permet de les déceler et d'entamer une prévention efficace.

L'objectif primordial de la pathologie des constructions est de confronter cet ensemble représentatif d'expériences malheureuses afin d'avoir une vue correcte d'ensemble pour pouvoir organiser l'analyse critique et remonter aux causes déterminantes qui sont à l'origine des désordres. La connaissance des sinistres et de leurs causes permet d'une part, de les corriger et d'éviter leur renouvellement et d'autre part, tirer des enseignements et les porter à la connaissance des concepteurs, des constructeurs et des utilisateurs. Dans la majorité des pays développés, il existe un organisme central ou une agence chargée de la collecte, de l'analyse et de la publication des cas de sinistres, par contre, en Algérie ce type d'organisme est inexistant et peu d'études sont menées sur ce thème.



## **BUT DU PROJET**

Ce projet rentre dans le cadre d'un projet de recherche national sur la pathologie et la qualité des constructions en Algérie. Le but principal de cette étude est de contribuer à élucider et éclaircir d'avantage les principales causes et origines des sinistres et notamment les plus fréquents et les plus préoccupants dans l'Ouest algérien, à travers :

- Une analyse statistique des cas de sinistres enregistrés dans l'Ouest Algérien pour en tirer les causes les plus répandues et proposer des recommandations pour les éviter.
- Une analyse statistique de la qualité du béton mis en œuvre dans la même région en se basant essentiellement sur les résultats d'écrasement d'un ensemble de projets pris comme échantillon.
- Une inspection de l'enrobage sur des chantiers en cours.

## **PLAN DES CHAPITRES**

Après une introduction générale sur l'intérêt des études pathologiques, nous abordons dans le chapitre I l'étude bibliographique. Cette dernière est subdivisée en deux grandes parties :

- La première partie représente une synthèse bibliographique exhaustive des différentes causes des sinistres.
- La deuxième partie est consacrée exclusivement à la description en détail des différents modes de diagnostic et de réparations des ouvrages sinistrés.

Le chapitre II couvre les travaux d'analyse statistique des cas pathologiques survenus dans l'Ouest Algérien et une comparaison avec d'autres études menées ultérieurement à l'étranger et en Algérie.

L'analyse par le biais d'une approche purement statistique de l'une des causes des sinistres la plus répandue et qui n'est autre que la qualité du béton mis en œuvre à travers la résistance à la compression est abordée dans le chapitre III.

Le chapitre IV est consacré exclusivement à une enquête sur chantier des détails d'enrobages réalisés sur site dans deux projets en cours de réalisations.

Et enfin, des conclusions générales et quelques recommandations sont présentées.

# **CHAPITRE I :**

## **PATHOLOGIE DE LA CONSTRUCTION**

# CHAPITRE I : PATHOLOGIE DE LA CONSTRUCTION

## I.1 GENERALITES

Toute étude pathologique doit être menée d'une façon organisée et structurée. Elle commence par une description des désordres suivie par la détermination de leurs origines après élimination des causes les moins probables. Le choix du mode de réparation et enfin les enseignements tirés de ses désordres afin d'éviter leur renouvellement.

## I.2 CAUSES ET ORIGINES DES DESORDRES

Les origines et causes des désordres résultent d'une ou de plusieurs sortes de causes, alors il s'avère indispensable de les classer afin de pouvoir les traiter.

D'une manière générale, on peut classer les causes et origines des désordres en fonction des différentes phases d'intervention :

- ⇒ Au stade de l'étude (bureau d'étude) ;
- ⇒ Au stade du chantier - Durant la phase de la construction ;
- ⇒ Après achèvement et mise en service de la construction

### I.2.1 AU STADE DE L'ETUDE

#### I.2.1.1 Sinistres dus à des erreurs de conception

Les sinistres qui trouvent leur cause principale dans les défauts de conception sont très spectaculaires car ils conduisent le plus souvent à des effondrements partiels ou totaux de la structure. Les cas les plus couramment rencontrés sont :

- Absence de contreventement pour résister aux efforts horizontaux (action du vent ou poussées de terre).
- Instabilité sous l'action des charges verticales.
- Poussées des voûtes ou de fermes non équilibrées.

Généralement, ces erreurs sont dues à la méconnaissance ou la négligence des principes d'équilibres des forces statiques, où souvent les ingénieurs se contentent de calculer la résistance des pièces élémentaires (poutres, poteaux etc.) d'une structure, sans se préoccuper des conditions générales d'équilibre de la structure. Les cas les plus typiques concernent les éléments en porte-à-faux (élément en console, auvents, etc.). C'est le cas d'un double auvent réalisé en Afrique du Nord dans les années 70, cet ouvrage présente dans son sens transversal un porte-à-faux de 5 m d'un côté et de 3 m

de l'autre, appuyé sur poteaux fondés sur des semelles superficielles (Figure I.1). L'effet du seul poids propre donnait naissance à des moments de flexion assez importants dans les poteaux et qu'ils auraient fallu répercuter sur les encastremements dans les semelles de fondation. L'effondrement s'est produit peu après décoffrage, où l'ouvrage s'est renversé autour du raccordement entre le pied de poteau et la semelle, du côté de porte à faux de 5m. On remarque qu'un simple examen de la forme de l'auvent, des dimensions de la base des poteaux et des semelles laisse à douter de la stabilité de l'ouvrage.

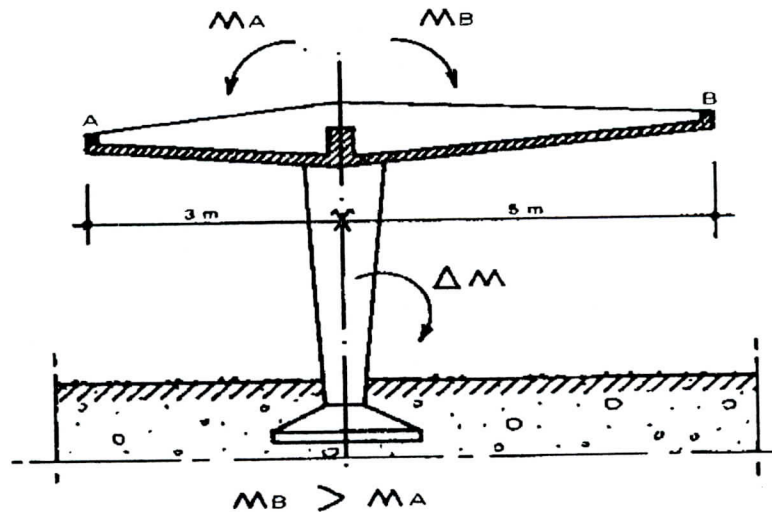


Figure I.1 : Coupe transversale d'un double auvent dissymétrique [1]

Alors une vérification des conditions d'équilibre de l'ensemble d'une structure et des différents éléments qui la constituent doit être considérée par l'ingénieur comme une obligation fondamentale surtout pour les structures complexe à degré d'hyperstaticité élevé.

### I.2.1.2 Sinistres dus à des erreurs de calcul

Le cas le plus courant correspond à l'inexistence ou déficience d'étude (calcul et plan). Ce type de sinistre est actuellement en voie de disparition, du fait des exigences des règlements de calcul et contrôle, néanmoins ce type d'accident est encore possible avec des maisons individuelles où le règlement en vigueur n'exige pas de note de calcul, qui sont souvent construites par des artisans non qualifiés, qui procèdent souvent par analogie ou habitude et même par extrapolation de cas connus. Ce qui conduit souvent à des désordres correspondant bien heureusement à des fissures ou déplacement, où le remède consiste souvent à une démolition partielle des éléments.

Les sinistres dus à des erreurs de calcul ne peuvent être évitées que si l'étude soit faite de façon correcte et complète, c'est à dire jusqu'aux détails de certains éléments vulnérables tels que les pièces en porte-à-faux. Pour cela il est indispensable et même impératif de vérifier l'équilibre de l'ensemble de la structure en commençant par faire l'inventaire de toutes les forces, de manière à ne pas oublier ou sous-estimer certains effets (actions thermiques, efforts

horizontaux et obliques de certains éléments de structures tels que les voûtes, poteaux inclinés, etc.).

### I.2.1.3 Erreurs de dessin et disposition à priori défectueuse des armatures

Il s'agit le plus souvent, de sinistres qui résultent de dispositions défectueuses qu'un simple examen des plans par un ingénieur ayant un peu d'expérience permet de déceler, généralement en l'absence de tous calculs, des dispositions incorrects d'armatures, soit dans une même pièce, soit à la liaison de plusieurs pièces. Ses erreurs sont souvent dues à l'ignorance du fonctionnement du matériau béton armé par le dessinateur chargé des plans d'exécution, et à la négligence des détails d'exécution.

Les dispositions les plus courantes qui sont la source de désordres ou au moins d'incidents très gênants correspondent aux cas suivants :

#### a) Absence d'armatures devant assurer la transmission des efforts

Les problèmes les plus fréquents se posent au niveau du croisement de poutres et poteaux, des poutres principales et secondaires ainsi qu'au raccordement d'un arc et d'un tirant.

a) Croisement de poutres et de poteaux : L'exemple le plus courant correspond à un nœud de portique où la disposition prévue comporte un poteau dont les armatures verticales étaient prolongées verticalement sur la face extérieure du poteau (Figure I.2). Les désordres constatés correspondent :

- A une fissure inclinée à  $45^\circ$  (1) et largement ouverte vers la partie supérieure de la poutre.
- A une série de petites fissures inclinées sur la face extérieure du poteau (2) dans la hauteur de la poutre.
- A quelques fissures sur la partie inférieure de la poutre (3).

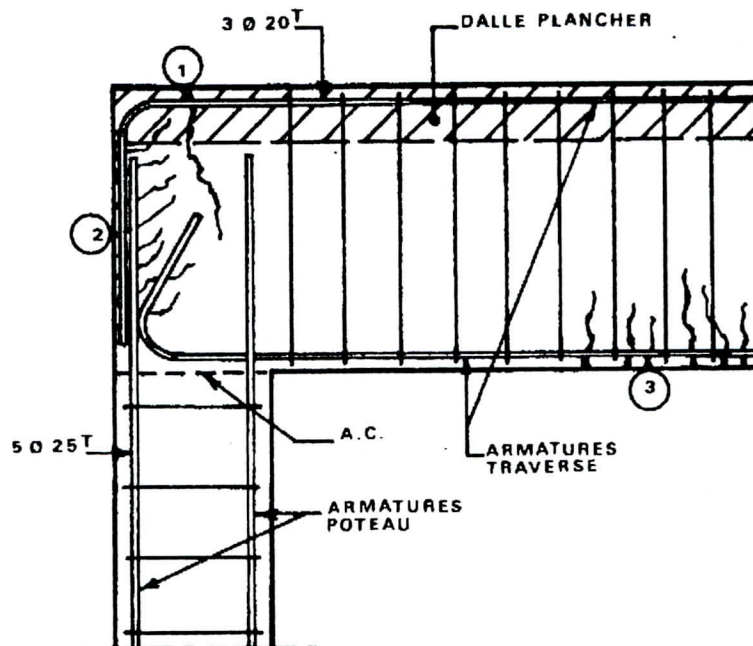


Figure I.2 : Disposition prévue incorrecte : Liaison poteau - poutre [1]

L'analyse des désordres a montré que les causes des fissures et qui sont :

- La fissure (1) provient d'un défaut de continuité des armatures de poteau (insuffisance d'aciers tendus pour absorber le moment d'encastrement à l'angle poteau - poutre ).
- Les fissures (2) sont dues à l'absence d'armatures de couture dans une zone tendue.
- Les fissures (3) correspondent à une insuffisance d'armatures en travée par suite de défaut d'encastrement (diminution du moment d'appui et augmentation du moment en travée).

Les dispositions correctes (Figure I.3) correspondent à :

- Un retournement à l'horizontale dans la partie haute de la poutre des armatures verticales du poteau (1).
- A la mise en place d'armatures de coutures (2) sur la hauteur de la poutre (armature en forme de U).

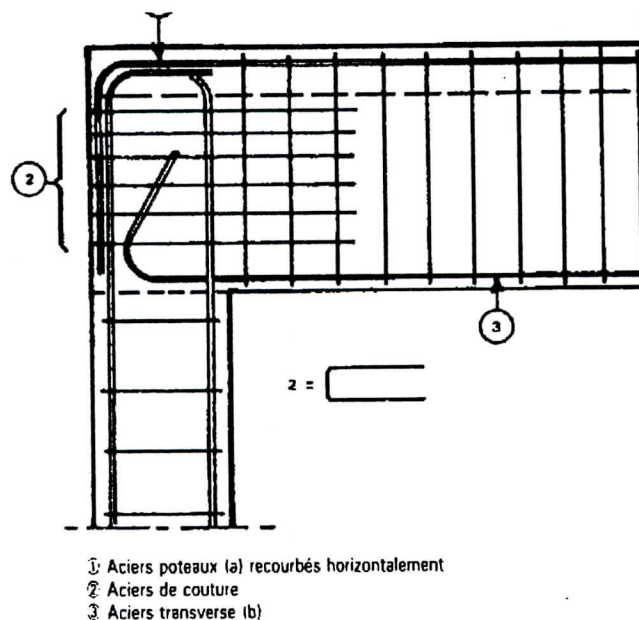


Figure I.3 : Disposition correcte : Liaison poteau - poutre [1]

### ***b) Disposition ou façonnage incorrectes des armatures***

Le ferrailage courant des poutres et des dalles correspond généralement à des dispositions hyperstatiques développant :

- Des moments en travée nécessitant des armatures inférieures.
- Des moments sur appuis nécessitant des armatures supérieures.

Les erreurs les plus courantes relatives au façonnage ou à la mise au point des armatures sont :

b.1- longueur insuffisante des barres de renfort en travée : Souvent le non-respect de la réglementation en vigueur concernant la longueur des barres de renfort en travée, donne naissance ou favorise la formation de fissures localisées aux extrémités des barres de renfort de second lit ou troisième lit (Figure I.4).

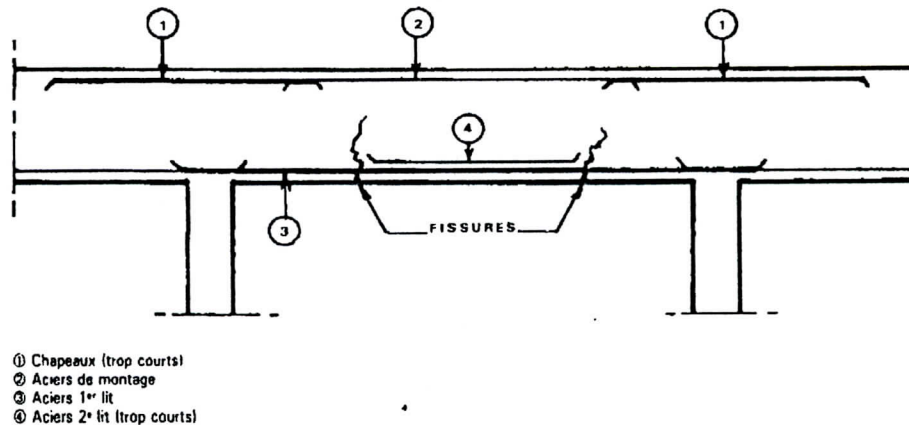


Figure I.4 : L'emplacement des fissures résultant d'une trop faible longueur des barres de renfort en travée [1]

b.2- Armatures supérieures sur appuis de longueur inadaptée : Les sinistres se manifestent sous forme de fissures aux extrémités des barres supérieures (chapeaux) de longueurs inadaptées. Souvent dus à l'application injustifiée de la règle du 1/5 de la portée, valable uniquement dans le cas des travées de portée voisines supportant une charge de même ordre de grandeur. Par contre dans le cas des poutres comportant soit des travées inégales ou inégalement chargées, les armatures supérieures (chapeaux) doivent s'étendre sur une longueur plus grande que celles de la travée les plus longues et les plus chargées (Figure I.5).

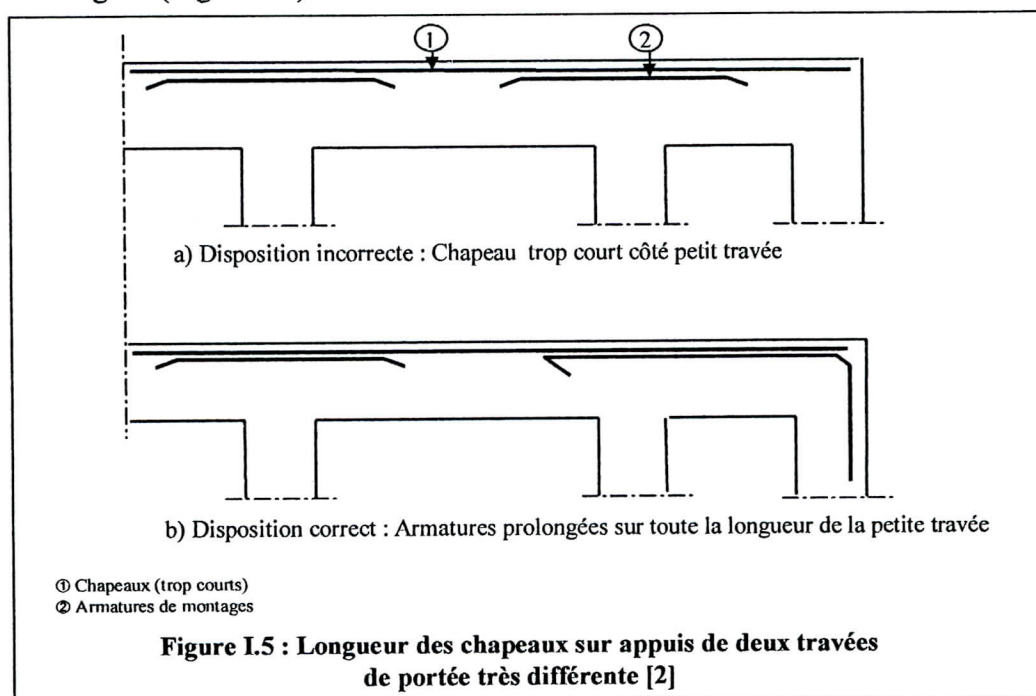


Figure I.5 : Longueur des chapeaux sur appuis de deux travées de portée très différente [2]

b.2- Armatures transversales : Les erreurs relevées le plus souvent sont celles relatives à une répartition non conforme aux variations de l'effort tranchant, notamment dans le cas de charges concentrées importantes appliquées au voisinage du milieu de la portée.

**c) Disposition des armatures donnant lieu à des «poussés au vide ».**

Ce cas encore trop fréquent résulte d'une méconnaissance fondamentale du fonctionnement du béton armé. Il intervient à chaque fois qu'un changement de direction dans une pièce correspond à la position des armatures tendues.

Les exemples les plus courantes de telles dispositions, mentionnées dans tous les cours de béton armé sont ceux des :

- Armatures tendues disposées suivant la face inférieure comportant un angle rentrant des poutres brisées et notamment des paillasse d'escaliers. L'exemple suivant illustre le cas particulier d'une volée d'escalier (Figure I.6), où la disposition (a) est incorrecte et dangereuse car elle risque de faire éclater le béton au point C et provoquer des fissures de la dalle de la paillasse. En effet, l'acier tendue AB subissent deux forces F égales qui se composent selon le parallélogramme des forces en une force G qui provoque l'éclatement du béton, puisque cette zone n'est protégée que par une très faible épaisseur de béton d'enrobage. La disposition (b) est correcte car les barres tendues AD et BE sont ancrées dans la zone comprimée du béton suivant une longueur d'ancrage minimale correspondante à l'effort de traction et aux conditions d'ancrage et se croisent au point B.

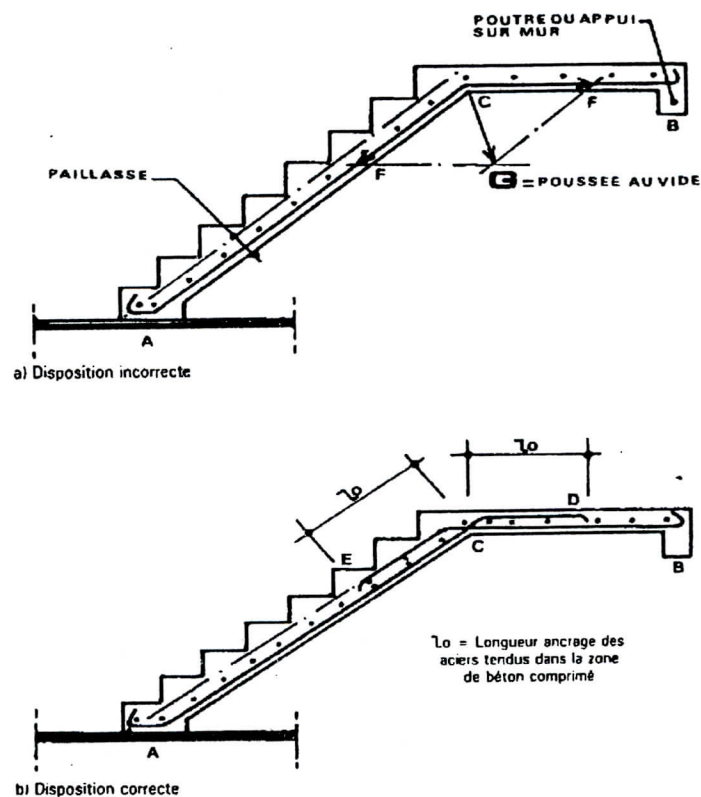


Figure I.6 : Ferrailage d'une volée d'escalier [1]



- Armatures de goussets.
- Armatures tendues sur appui d'une poutre continue présentant un décrochement.

## I.2.2 DURANT LA PHASE DE CONSTRUCTION

### I.2.2.1 Fautes dans l'exécution des travaux

#### a- Les échafaudages

Ce sont des constructions provisoires offrant des planchers de travail permettant d'accéder à tous les points d'un ouvrage. Ils sont nécessaires soit pour les travaux d'édification, soit pour les travaux d'entretien.

Les échafaudages constituent des véritables constructions et leurs caractères temporaires ne l'empêche pas d'obéir aux règles ordinaires de la résistance des matériaux.

Les accidents d'échafaudages sont souvent spectaculaires et graves de conséquences, car elles se produisent généralement pendant la construction et coulage, lorsque des ouvriers travaillent, ce qui provoque des accidents qui peuvent aller jusqu'à la mort. C'est le cas d'un effondrement spectaculaire d'un plancher en cours de coulage, pour cause les trois nervures directement sollicitées étaient incapables de porter la charge du plancher supérieur amenée par les étais. Quand la masse de béton coulée eut atteint la valeur qui devait provoquer leur rupture, elles cédèrent, entraînant l'ensemble coffrage, plancher inférieur, celui en cours d'exécution et les ouvriers. ( Figure I.7).

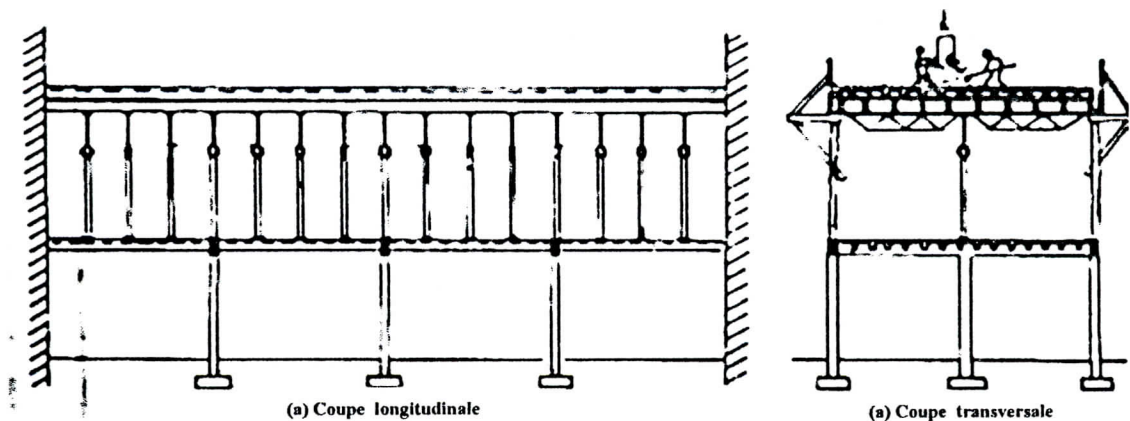


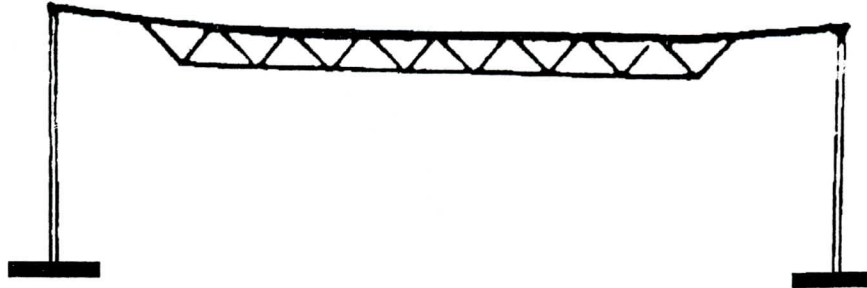
Figure I.7 : Effondrement d'un plancher au cours de coulage [3]

#### b- Opération de coffrage

Le coffrage joue un rôle fondamental dans la phase initiale de la construction, puisqu'il maintient sans se déformer d'une façon appréciable, le béton frais avant durcissement et donne sa forme à la surface du béton, par le biais de moule et d'étais.

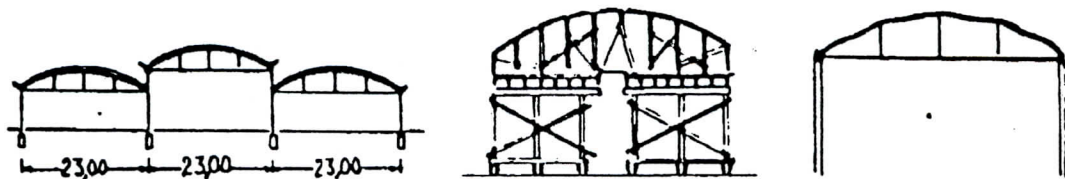
Les incidents les plus fréquents et les plus graves sont dus principalement à :

- Des déformations excessives dues à l'utilisation de poutres trop déformables comme les étais horizontaux télescopiques (Figure I.8)
- Une utilisation de coffrage glissant sans suivre les règles qu'imposent cette technique.



**Figure I.8 :** Les étais horizontaux télescopiques ont une flexibilité propre, indiquée par le constructeur, dont l'entrepreneur doit tenir compte [3]

La forme du coffrage à une importance essentielle dans la résistance de l'ouvrage, tel est le cas de la Figure I.9, où des voûtes subissent après décoffrage des déformations importantes qu'il a fallu démolir carrément. Pour cause, l'entreprise n'avait pas mis en œuvre les moyens capables de réaliser la forme prescrit avec le maximum de précision.



**Figure I.9 :** Déformations importantes de voûtes après décoffrage [3]

Préparation de coffrage avec un bois ancien non étanche provoquant lors du bétonnage une perte excessive de laitance.

### *c- Opération de bétonnage*

Le comportement dans le temps d'une structure en béton armé ainsi que sa durabilité dépend essentiellement de la qualité du béton mis en œuvre. Parmi les défauts dont il faut se méfier:

- L'excès de vibration qui provoque une ségrégation, par contre une sous vibration risque fort de nous procurer un béton mal serré,
- L'excès d'eau de gâchage cause une chute de résistance et donne naissance à un béton poreux,
- L'absence de cure ou d'une protection contre la dessiccation des éléments à grande surface libre (dalle) dans les régions à climat chaud (Sahara algérien) provoque un retrait plastique et faïençage du béton de surface.

- Le déversement du béton d'une hauteur libre de chute supérieure à 1 m, dans le cas de coffrage d'éléments hautes et minces (voiles, poteaux, etc.), sans précautions particulières (fixation de tube ou entonnoirs à l'extrémités des bennes de bétonnage, envisager des ouvertures et des cheminées de bétonnage dans le coffrage sur plusieurs points de sa hauteur, etc.) peut engendrer des graves défauts tel que porosité, ségrégation et nids de graviers mal enrobés.
- De même, le transport du béton prêt à l'emploi sur une distance qui excède les 15 kilomètres en circulation libre avec des bennes ordinaires ne comportant pas de tambour de malaxage ou durant une période (entre le début de prise et l'instant de mis en œuvre du béton dans le coffrage) qui dépasse une heure par temps chaud et sec et deux heures par temps humide et froide peut donner naissance à un béton poreux ségrégué et présentant des nids de cailloux.

#### *d- Erreurs dans les opérations de décoffrage*

Les sinistres dus à des fautes dans les opérations de décoffrage sont peu nombreuses, mais on peut citer à titre indicatif le cas des régions froides où :

- Le décoffrage sans tenir compte du fonctionnement réel des pièces (cas des porte-à-faux, où le décoffrage doit commencer à l'extrémité et non pas au niveau de l'encastrement)
- Le décoffrage prématuré sans tenir compte du ralentissement ou même de l'arrêt du durcissement du béton en période de froide à cause du gel, peut causer des désordres spectaculaires.

#### *e- Erreurs de ferrailage*

Respecter certes les sections et les dispositions des aciers, mais ne pas oublier l'épaisseur de l'enrobage et n'admettre aucune tolérance surtout pour des parements exposés aux agents agressifs. Parmi les fautes les plus fréquentes rencontrées pendant les opérations de ferrailage on peut citer :

- L'inversion du ferrailage par le personnel de chantier, notamment dans le cas des portes à faux (balcons, consoles, auvents) et également dans les radiers, dont lesquels les armatures principales se sont trouvées disposés à la partie inférieure.
- Le non-respect de la distance d'enrobage surtout pour les éléments exposés aux intempéries et qui a provoqué dans plusieurs cas l'apparition de taches de rouille, voir également la corrosion des armatures.

### **I.2.3 DURANT LA MISE EN SERVICE DE LA CONSTRUCTION**

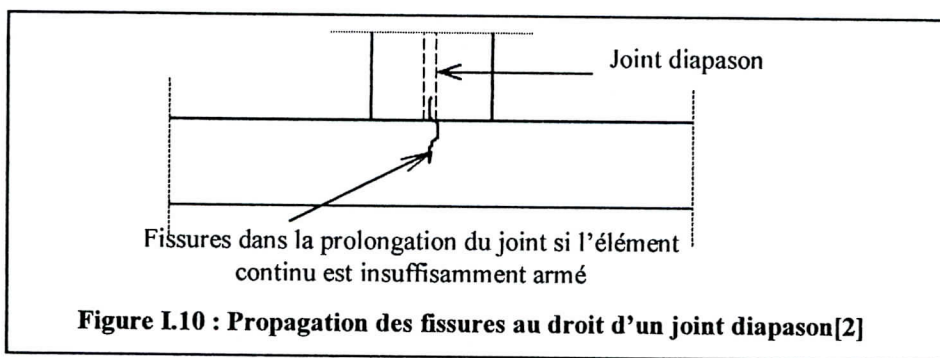
#### **I.2.3.1 Désordres dus aux effets des variations dimensionnelles**

Les variations dimensionnelles sont essentiellement dues au retrait et aux variations de la température. La majorité des désordres affectent les planchers terrasses et les maçonneries de l'étage sous-jacent ainsi que les ouvrages extérieurs aux bâtiments tels que : acrotères, balcons, corniches, loggias,

bandeaux, saillants. Leur caractère de gravité est variable, souvent il s'agit que de fissures susceptibles de nuire à l'esthétique de la construction, mais dans d'autres cas, les fissures tendent à ouvrir la voie à des pénétrations d'eau et entraînent des travaux de réfections coûteuses. Ces désordres ont pour causes principales, d'une part les longueurs excessives entre joints, et d'autre part des sections d'armatures longitudinales insuffisantes.

#### a) Désordre affectant les étages courants des bâtiments à ossature en B.A

Ces désordres affectent généralement les planchers, ils se traduisent le plus souvent par des fissures, soit dans les zones affaiblies par la présence de tremis, soit vers les extrémités des planchers voisins des pignons. Elles sont souvent perpendiculaires aux bissectrices des angles formés par les façades et les pignons. Il faut signaler aussi des fissures qui sont produites au prolongement des joints en élévation par suite de l'absence d'armatures supérieures dans les semelles ou les chaînages continus de répartitions sous poteaux de joint. (Figure I.10).



#### b) Désordre dans les éléments extérieurs aux bâtiments

Concernant les éléments extérieurs aux bâtiments et qui sont fréquemment exposés aux intempéries telles que les balcons, acrotères, garde-corps, loggias, corniches et coursives, les désordres qui les touchent apparaissent sous forme de trace d'humidité correspondant toujours à des fissures dans ses éléments, cette dernière favorisent quelquefois la corrosion des armatures et donne lieu à des taches de rouille sur certaines faces vues.

#### 1.2.3.2 Déformations excessives

Les sinistres résultant des déformations excessives sont peu spectaculaires. Ils se traduisent le plus souvent par des fissures dans les murs ou cloisons. Elles se manifestent le plus souvent :

- Lorsque la portée des éléments fléchis porteurs de cloisons ou murs dépassent 8 à 10 m (cas des salles de cinéma, théâtres, mosquées et les établissements scolaires), même avec des hauteurs de section satisfaisant aux conditions réglementaires.

- Eléments en porte à faux de grandes longueurs où les déformations sont assez importantes. Comme exemple relevant de cette catégorie de désordre, nous citons le cas d'un auvent d'une station de service (Figure I.11), de forme rectangulaire supportée par six poteaux dont quatre au droit de la façade (1,2,3 et 4), et deux intermédiaires (5 et 6). Les poutres comportant :

\* dans le sens longitudinal, une poutre de façade (1.2.3.4), une poutre A reposant sur les poteaux 5 et 6 et prolongée de chaque côté par des consoles d'une portée de 5.00 m, ainsi qu'une poutre bordure B.

\* dans le sens transversal, quatre poutres (C, D, E et F) dont les deux centraux reposaient sur les poteaux 5 et 6 avec des portes à faux de 3.50 m jusqu'à la poutre bordure B. Les poutres C et F en rive s'appuyaient sur les extrémités de la poutre A et se prolongeaient en console jusqu'à la poutre bordure B. Cette poutraison supportait des plaques ondulées d'amiante-ciment.

Les désordres constatés correspondaient :

⇒ à des fissures :

- \* dans les poteaux 1 et 4 sous l'appui des poutres C et F,
- \* dans la poutre bordure B au droit des appuis des poutres D et E.

⇒ à des déformations très importantes correspondantes à :

- \* des flèches de l'ordre de 10 cm environ, aux angles extérieurs (Figure I.11) des poutres consoles C et F.

⇒ à des ruptures d'une vingtaine de plaque ondulées.

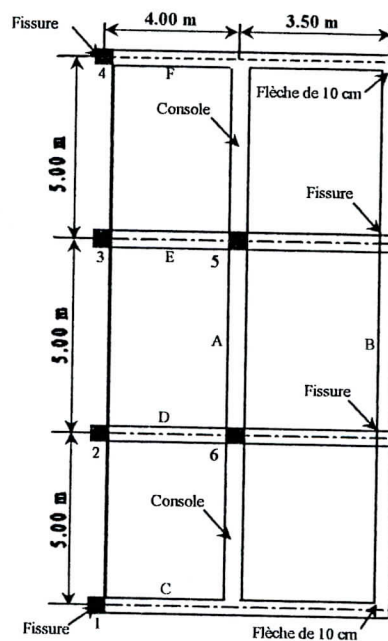


Figure I.11 : Vue en plan de l'auvent d'une station de service [1]

### I.2.3.3 Défaut d'entretien & mauvaise usage

a) *Absence d'entretien* : L'absence d'entretien en particulier en ce qui concerne les conduites d'évacuation (chênaux) de tous genres (pluviales, ruissellements, etc.) et l'étanchéité a une influence directe sur la durabilité de l'ouvrage puisqu'elle favorise la pénétration de l'eau à travers le plancher terrasse provoquant à long terme la corrosion des armatures et l'éclatement du béton de surface. Ainsi les petits désordres (détachement,

fissures, etc. ) doivent être réparés le plutôt possible pour éviter leur généralisation.

**b) Erreurs d'exploitation :** Parmi les erreurs d'exploitation qui provoquent des désordres plus ou moins importants, on peut citer :

- \* Le changement d'usage des planchers (exemple : plancher d'habitation devient entrepôt),
- \* Procéder à des ouvertures excessives sur les éléments résistants principaux (voiles en béton armé) sans précaution.
- \* L'ajout de niveau supérieur sans faire appel à des spécialistes.

#### **1.2.3.4 Qualité du béton (altérations des bétons)**

Le béton est un matériau complexe, composé d'agréments, d'eau de gâchage, de liant hydraulique (ciment) et d'adjuvants mélangés dans des proportions bien déterminées. En général l'altération du béton est due principalement à deux facteurs :

- Facteurs internes : c'est à dire ceux qui sont préexistants dans le béton et sont par conséquent liés au ciment, agrégats, eau de gâchage et adjuvants.
- Facteurs externes : C'est à dire ceux provenant de l'environnement externe.

##### **1. Facteurs Internes :**

**1. Ciment** les procédés de fabrication des ciments se sont améliorés considérablement, de ce fait les accidents qu'on peut leur imputer sont devenus assez rares. Néanmoins, quelques points délicats méritent d'être mentionnés.

- La présence de la chaux libre (CaO) en grande quantité peut entraîner :

1. Des expansions et des fissurations, si la chaux libre se trouve en grande quantité dans le Clincker (supérieurs à 0.5%) et sa distribution est uniformément répartie.

2. La formation de cônes d'éclatement centimétrique si elle est distribuée en granulés relativement gros dans la gamme 0.2 à 2 mm.

- La magnésie (MgO) : les accidents résultant varient, selon la manière dont la magnésie (MgO) est distribuée.

1. Une distribution uniforme conduirait à des gonflements (expansions) accompagnés de fissurations.

2. Une distribution en grains millimétriques entraîne au contraire la formation de cônes d'éclatement.

**2. Granulats** les agrégats en général sont des matériaux pierreux inertes entrants dans la composition des bétons et jouant un rôle prépondérant dans la

résistance du béton. Cependant certains types d'entre eux sont source de désordre, c'est le cas :

\* Agrégats minces facilement cassables qui contribuent à faire chuter la résistance finale du béton.

\* Certains types d'agrégats contiennent de la silice réactive, cette dernière réagit avec les alcalis solubles de ciment pour former un gel alcalino-silicieux qui attire l'eau disponible et cause par conséquent un gonflement accompagné d'éclatements localisés dans le cas où les agrégats réactifs seraient en très faible proportion. Par ailleurs si un fort dosage en ciment ou une présence d'agrégats réactifs en grande quantité surtout en milieu humide, les dégâts peuvent s'étaler sur l'ensemble des éléments de la structure. A titre d'exemple, les ouvrages du Central Electricity Generating Board (C.E.G.B) et le parking Charles Cross [4], où les fondations ont été entièrement fissurées par la réaction alcali-silice (Figure I.12). En Algérie un cas d'alcalis réaction a été enregistré très récemment dans un ouvrage d'art stratégique qui n'est autre que le front de mer de la ville d'Oran. Cet ouvrage a été estimé (par deux bureau d'études l'un Algérien (ENROS) et l'autre Français (SEEE)) en danger d'effondrement à terme, si aucune mesure pour sa sauvegarde ne venait à être prise.

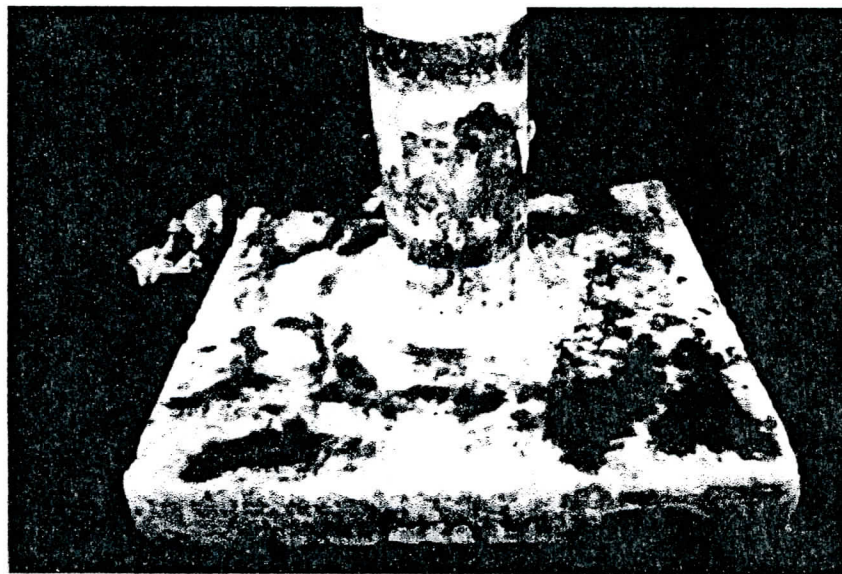


Figure I.12 : Fissuration des fondations par réactions alcalis – silice [4]

**3. Eau de gâchage** l'eau étant un facteur indispensable à la prise des liants hydrauliques. Sa qualité doit être telle qu'aucune modification de la structure des matériaux soit possible. D'où les éléments critiques à surveiller sont :

1. Utilisation d'eau chaude (cas de la région de Ghardaïa et en particulier la commune de Zelfana par exemple) sans refroidissement préalable provoque un retrait excessif.
2. Teneurs en chlorures.
3. Teneurs en sulfates.
4. Teneur en magnésies.

**4. Adjuvants** ce sont des produits qui, intégrés au béton, confèrent à ce dernier des qualités particulières. Il est alors indispensable de se montrer très prudent dans le choix des produits à adopter, du point de vue qualité (n'opter qu'aux produits venants d'usines qui offrent toutes les garanties à l'utilisateur), et du point de vue quantité (les dosages prescrits par le fabricant doivent être scrupuleusement respectés).

1) **Accélérateurs de prise** : Certains produits tels que les Chlorures de Calcium ( $\text{CaCl}_2$ ) joue un rôle extrêmement actif dans la corrosion des armatures. L'exemple [1] que nous vous proposons concerne l'utilisation de poutrelles préfabriquées en tôle mince pliées, dont la membrure était enrobée dans un talon de béton. Les désordres se sont manifestés par des fissures horizontales en sous face du talon le long de laquelle apparaissent des taches de rouilles. Après enquête il s'est avéré que lors de la fabrication, du ( $\text{CaCl}_2$ ) avait été ajoutée au béton pour accélérer la prise et permettre une rotation plus rapide des moules, les analyses chimiques ont décelé souvent des pourcentages élevés de Chlorure de Calcium dépassant les normes admises (plus de 2% du poids du ciment).

2) **Les antigels** : Certains antigels tels les sels (d'ammoniac, de cuisine), et qui offrent la possibilité d'effectuer des travaux de bétonnage en période de gel en permettant d'abaisser la température de gel des bétons; sont très agressives à cause de leurs impacts qui se traduisent par une corrosion des armatures.

## ***2-Facteurs externes :***

1) **Corrosion des armatures.** La corrosion des armatures dans le béton apparaît comme le défaut le plus fréquemment rencontré dont il faut tenir compte dans toute conception d'ouvrage en béton armé. Elle aura lieu à la suite de la carbonatation du béton d'enrobage et/ou pénétration de matières nuisibles (chlorures, sels, acides etc.) jusqu'au niveau des armatures. Généralement, ce phénomène est dû soit à une mauvaise technique de mise en œuvre du béton (mauvaise compacité, mauvais dosage en ciment, excès d'eau, d'adjuvant,



mauvaise disposition des armatures) ou à une exposition au milieu très agressif sans précaution.

Normalement les aciers sont bien protégés des influences corrosives grâce :

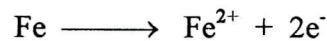
- A la haute alcalinité du béton,
- L'enrobage suffisant des armatures.

Cette haute alcalinité (PH~13) est responsable de la formation d'une couche microscopique d'oxyde de fer ferme et sans pore autour de l'armature, l'acier est ainsi dans un état dit «passif». Cependant si le béton est exposé à des substances agressives (chlorures, sels, acides, etc.), le PH du mélange diminue provoquant ainsi la dépassivation de la couche protectrice d'où déclenchement du processus de corrosion des armatures. Cette corrosion des armatures dans le béton est un phénomène électrochimique, cela signifie qu'outre les réactions chimiques, participent également à ce processus, des particules chargées (ions, électron).

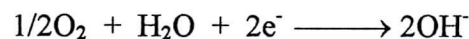
Schématiquement le processus est alors le suivant:

La surface de l'acier est hétérogène et présente des zones anodiques et cathodiques. En la présence d'oxygène O<sub>2</sub> et de l'eau H<sub>2</sub>O, un mécanisme de pile électrochimique se déclenche

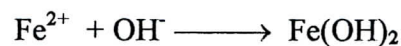
- A l'anode, se déroule le processus de dissolution du métal (Fer):



- A la cathode, les électrons libérés par l'anode et transportés par un conducteur qui n'est autre que l'armature, sont consommés par réduction d'oxygène en la présence de H<sub>2</sub>O:



- Les ions OH<sup>-</sup> ainsi formés réagissent avec les ions de fer pour former des tâches de rouille :



Si rien ne vient empêcher le processus décrit précédemment, les hydroxydes de fer Fe(OH)<sub>2</sub> formés initialement et qui apparaissent sous forme de tâches de rouille, deviennent finalement des composantes assez complexes (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>.H<sub>2</sub>O et Fe<sub>3</sub>O<sub>4</sub>) qui apparaissent sous forme de couches assez minces de rouille (Figure I.13).

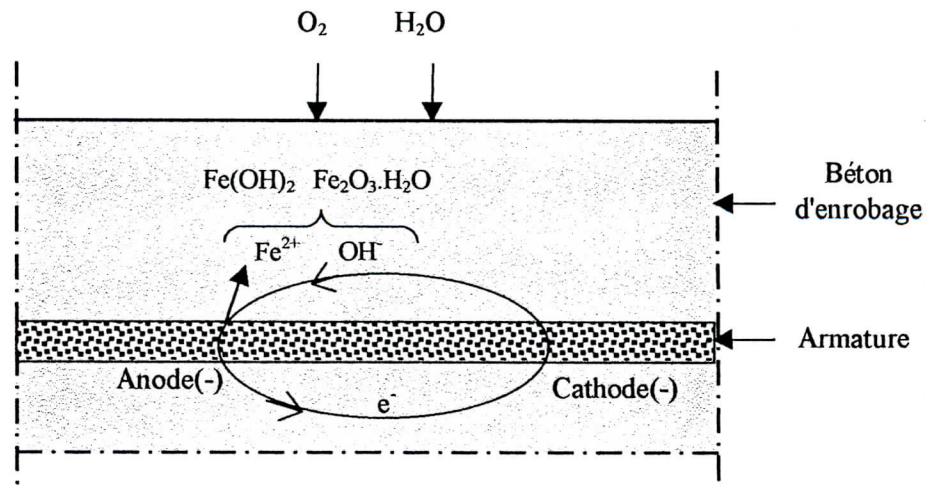


Figure I.13 : Processus de corrosion électrochimique des armatures

**2) Carbonatation :** C'est une réaction entre le gaz carbonique (CO<sub>2</sub>) existant soit en phase gazeuse, soit par suite de solubilité dans l'eau (eaux pluviales) avec la chaux (Ca(OH)<sub>2</sub>) libérée lors de l'hydratation des silicates bicalcique (C2S) et tricalciques (C3S) pour former le Carbonate de Calcium (CaCO<sub>3</sub>) appelé aussi calcite.



Cette réaction n'est pas en elle-même pathologique et doit être considérée comme une évolution normale du béton. Cependant, elle consomme peu à peu la réserve d'alcalinité du milieu assurée par la chaux, qui a un PH initial compris entre 12 et 13, et évolue vers la neutralité (PH ≈ 9). Conséquence, l'alcalinité n'est plus capable de maintenir la passivité du film d'oxyde. Une telle situation augmente considérablement la vulnérabilité des armatures aux phénomènes de corrosion, en particulier si des facteurs aggravants (sels, chlorures, eaux etc.) se trouvent présents. L'extension et l'intensité de la carbonatation sont pilotées par plusieurs facteurs

\* La compacité du béton : le dosage en eau a une importance primordiale sur la compacité et donc sur la carbonatation comme il est montré sur la Figure I.14, où l'on a représenté l'épaisseur de la couche carbonatée en fonction du temps pour des bétons dont le rapport E/C est différent. On remarque très bien que l'épaisseur de la couche carbonatée n'est que de quelques millimètres pour des faibles rapports E/C, alors qu'elle atteint plusieurs centimètres pour des rapports E/C élevés.

- \* Climat (L'humidité atmosphérique).
- \* L'état plus ou moins saturé du béton.
- \* Exposée ou non aux eaux agressives (eau de pluie).

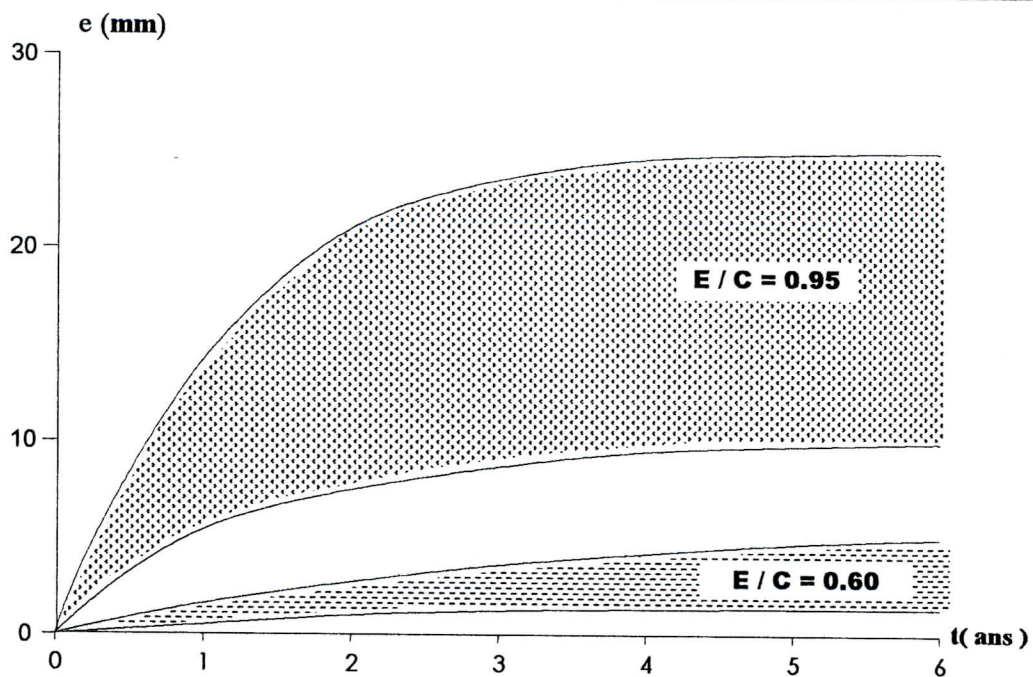


Figure L14 : Variation de la couche carbonatée en fonction du temps [5]

La conséquence néfaste de la carbonatation est principalement la corrosion des armatures. Comme exemple pathologique rentrant dans cette catégorie on peut citer le cas d'un atelier de SONATRACH [6] situé à Hydra où les dégradations se présentent sous forme de tâches de rouilles, fissuration au niveau de la toiture voûtée des ateliers. Après analyse (mécanique, chimique et minéralogique), il s'est avéré que l'origine des désordres est la carbonatation du béton en présence de gaz carbonique provenant d'échappement des gaz à l'intérieur des ateliers par différentes machines.

**2) Sulfatation :** Les sulfates présentent l'une des sources d'altération affectant non pas les armatures mais le béton lui-même. Ils sont d'autant plus dangereux et peuvent être présents dans la nature sous plusieurs formes, solides (gypse), dissous dans les eaux souterraines et les eaux de surface mais aussi dans le sol. Le degré d'agressivité des sulfates dépend de leur concentration (tab.I.1). Les sulfates n'agissent que sous forme ionisée c.-à-d. en solution dans l'eau. Généralement deux mécanismes de dégradation totalement différents existent :

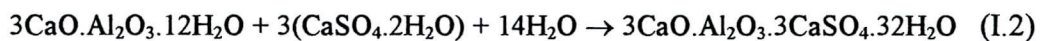
\* Le premier, provoque la décohésion du ciment durci sous l'action de l'acide sulfurique, ce cas pathologique trouve lieu essentiellement dans les conduites d'eaux usées (égouts). En effet, la pâte de ciment durcie possède une grande cohésion entre ses composants de base (l'hydroxyde de calcium, silicate de calcium et l'hydroxyde d'aluminate calcique), l'acide sulfurique transforme cette cohésion en composés non ou très peu cohérents dont certains vont se dissoudre dans l'eau et entraînés par délavage. Cette décomposition engendre

une perte de cohésion suivie par la libération des granulats. Les pertes en béton de surface sont estimées à plus de 0.5 mm par an [7] et la vitesse à laquelle le processus d'altération évolue dépend de la densité structurale du béton.

\* Le deuxième provoque la destruction en profondeur de l'élément touché, par la réaction expansive des composés sulfatés. En effet, les sulfates vont réagir avec la chaux libre dans le béton pour former du gypse selon :



En présence d'une quantité d'eau suffisante l'aluminate bicalcique hydraté (C<sub>3</sub>A) réagit avec le gypse formé pour donner naissance à l'ettringite.



La production de ce dernier s'accompagne d'une augmentation de volume pouvant atteindre huit (08) fois le volume initial provoquant ainsi des multiples fissures et des plans de rupture qui se situent entièrement dans la pâte de ciment durcie. L'attaque par les sulfates doit être prise en considération dans les constructions à hauts risques de présence de ce produit :

\* Soit par l'utilisation de ciments spéciaux (ciment portland à haute résistance aux sulfates (CPRHS), ciment riche en silicates (ciment de laitier), cendres volantes ou micro-silice), pour des concentrations en sulfates faibles ou modérés.

\* Soit par la protection de la surface de contact direct avec le milieu agressif par un revêtement protecteur ou envisager un enrobage supplémentaire étayé par un contrôle très rigoureux et régulier.

Tableau I.1 : Evaluation de l'agressivité chimique des sulfates pour chaque milieu [7]

Environnement	Agressivité (classe d'exposition)		
	Faible	Modérée	Forte
Gaz (milieu humide HR>75%)			
- SO <sub>2</sub> (mg/m <sup>3</sup> )	< 0,5	0,5 - 10	10 - 200
- H <sub>2</sub> S (mg/m <sup>3</sup> )	< 0,1	0,1 - 10	10 - 200
Eau :			
- degré d'acidité (pH)	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	4,5 - 4
- Sulfate SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (mg/l)	200 - 500	500 - 1000	1000 - 6000
Sol :			
- degré d'acidité selon Baumann-Gully	> 20	X (*)	X (*)
- Sulfate SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (mg/kg)	2000 - 3000	3000 - 12000	12000 - 24000
(*) X : conditions d'attaque non observées en pratique.			

### I.2.3.5 Pathologie des fondations

Tout sol de fondation doit faire l'objet d'une reconnaissance convenable de ses caractéristiques. Cette dernière concerne :

- \* La reconnaissance de la nature et de l'état du sol (teneur en eau, limite d'Atterberg, pression de gonflement).
- \* L'examen de l'environnement immédiat de l'ouvrage (niveau de la nappe phréatique, relief du sol, végétation, etc.).
- \* L'analyse des documents existants (cartes géologiques, hydrogéologique, banques de données).

Toute cette reconnaissance va nous permettre de préciser :

- Le type, dimension et niveau des fondations.
- Le travail du sol.
- L'estimation du tassement.
- Ainsi que les précautions particulières à prendre en compte s'il y a lieu.

Parmi les désordres les plus rencontrés on peut citer:

1)- Tassement différentiel: C'est une déformation sous un certain chargement, elle se produit lorsque certains points d'appui du bâtiment ne travaillent pas dans les mêmes conditions, les causes de ses mouvements différentiels des fondations sont nombreuses et variées, on peut citer :

1.a)- Fondations supportant des charges inégales : La partie (I) de la construction est plus chargée que la partie (II), d'où un tassement en A plus important qu'en B, donc risque de fissuration en C (Figure I.15). C'est le cas de la Figure I.16 représentant un tassement différentiel provoqué par la différence de charge entre deux points d'appui.

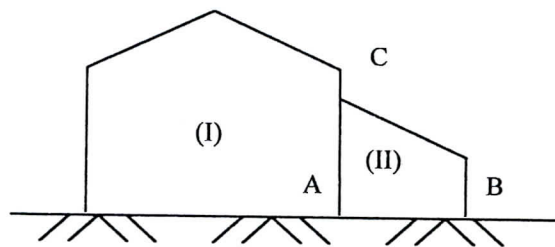
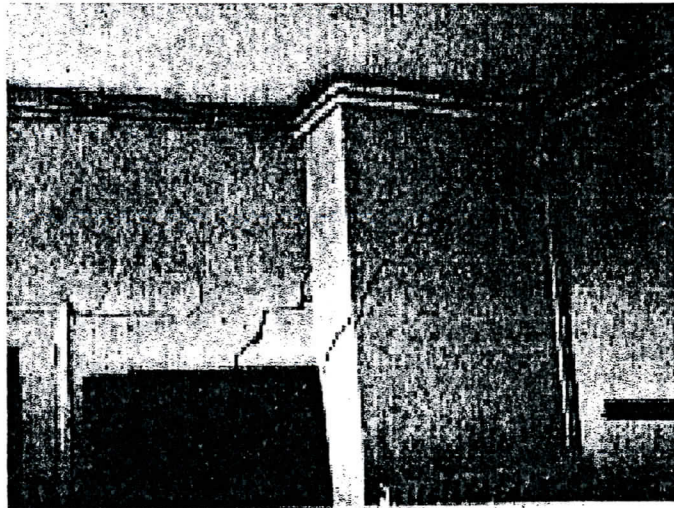
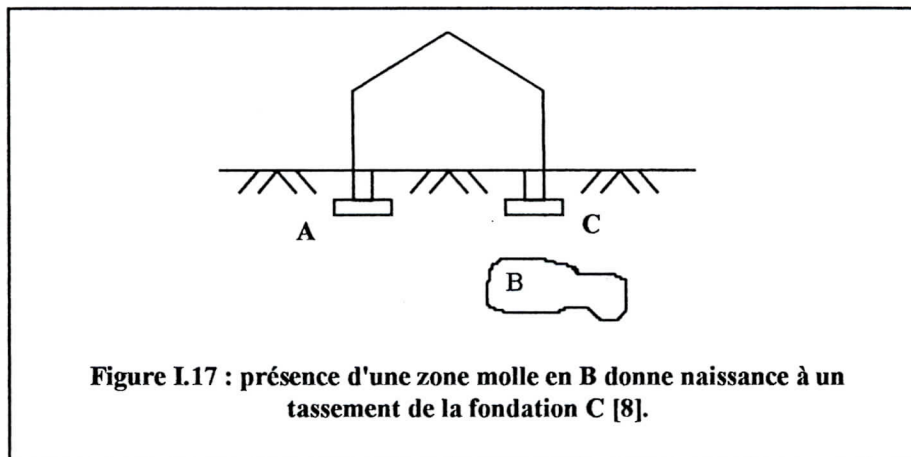


Figure I.15 : La fondation A et B supportent des charges inégales d'où, fissuration en C [8].



**Figure I.16 : Tassements différentiels provoqués par des différences de charges entre deux points d'appui [9].**

1.b)- Le sol sous l'ouvrage est de nature hétérogène: La présence d'une zone molle ou dure B (cavité, failles, exploitation minière etc.) sous une partie de l'ouvrage peut donner lieu à un tassement supplémentaire ou inversement (Figure I.17).



**Figure I.17 : présence d'une zone molle en B donne naissance à un tassement de la fondation C [8].**

L'exemple le plus célèbre et le plus remarquable des tassements différentiels, la tour de PISE [8], où la fondation de cette dernière repose sur un sol hétérogène ayant provoqué un tassement de l'ordre de 3m côtés Sud et de 1.2m côtés Nord, soit un tassement différentiel de 1.8m (estimation de l'année 90) (Figure I.18). D'autres exemples moins célèbres : par exemple le clocher de l'Eglise Saint Martin d'Etapes à PARIS (Figure I.19).

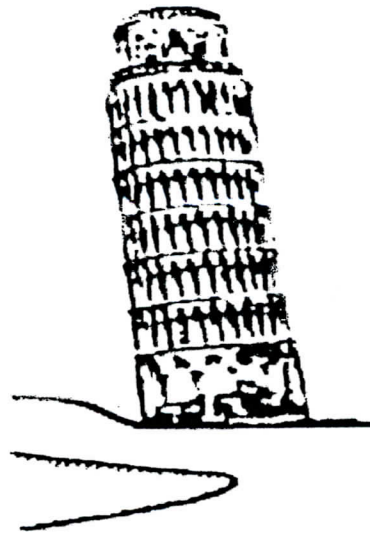


Figure I.18 : Tassement différentiel de la Tour de PISE [8]



Figure I.19 : Le clocher penché de l'Eglise Saint-Martin [9]

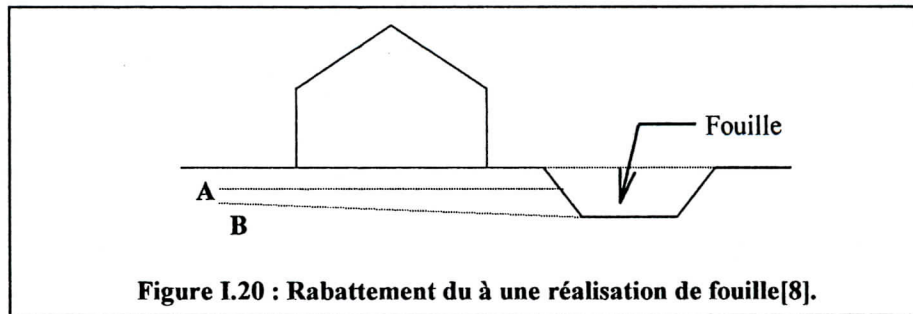
*1.c) - Variation du niveau de la nappe phréatique:*

Si une modification du régime d'écoulement des eaux souterraines ou un changement du niveau de la nappe phréatique a eu lieu, cela peut donner naissance à des tassements assez importants et non uniformes du sol. Parmi les cas rentrant dans cette catégorie de désordres:

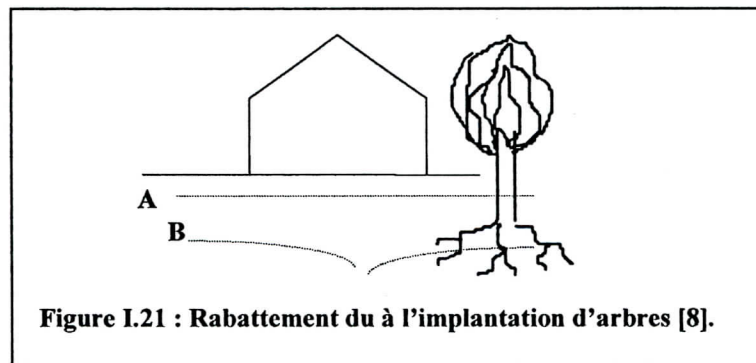
- Pompage de l'eau au voisinage d'ouvrages existants: C'est le cas de sous-sol du port de Long Beach en Californie, qui a tassé en 12 ans de 3m (1937-1949) [8]. La cause principale c'était le pompage en profondeur du pétrole.

- Réalisation de fouille ou excavation pratiquée au voisinage d'ouvrage existant : La réalisation d'une fouille au voisinage d'ouvrage existant sans

précaution peut rabattre le niveau de nappe phréatique du niveau (A) au niveau (B)(Figure I.20).

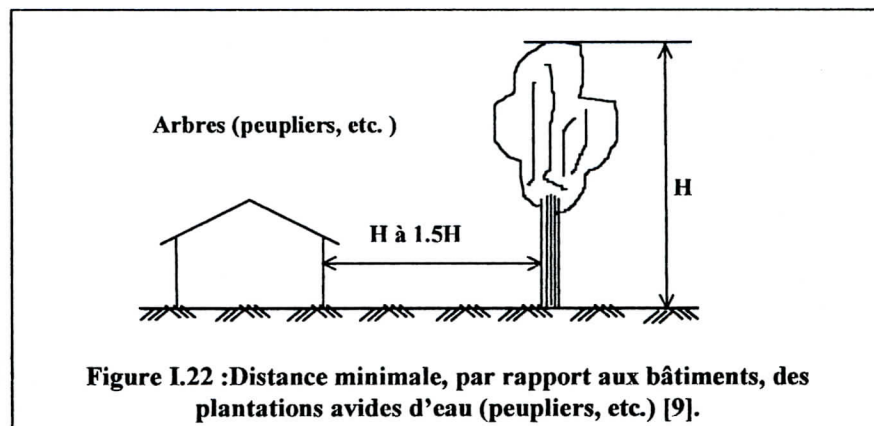


- Végétation: L'implantation de certains arbres tels que les peupliers et les saules qui sont gourmandes en eau (300 litres d'eau par jour) pour assurer leur croissance ; leurs racines vont chercher de l'eau à des distances assez importantes et peuvent ainsi dessécher le sous-sol sous la fondation donc rabattement de la nappe phréatique et tassement des fondations (Figure I.21).



C'est pourquoi il est toujours conseiller de planter de tels arbres (Figure I.22).

- à une distance  $H$  du bâtiment s'il s'agit d'un arbre isolé.
- et à  $1.5 H$  s'il s'agit d'un groupe d'arbres,  $H$  représentant la hauteur prévisible de la végétation considérée.

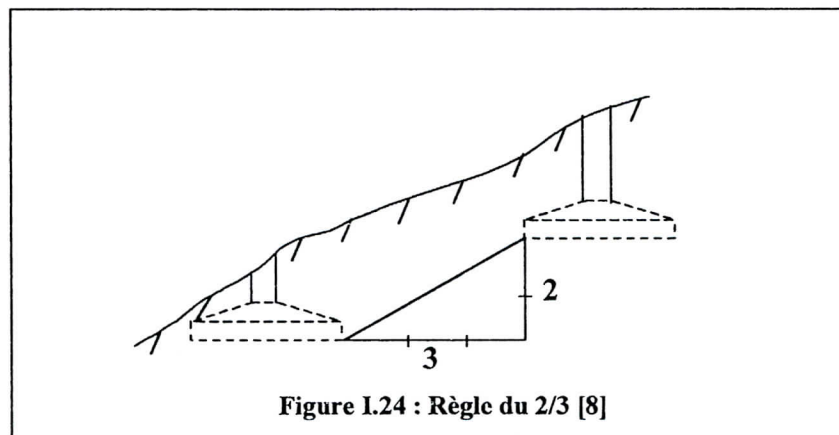
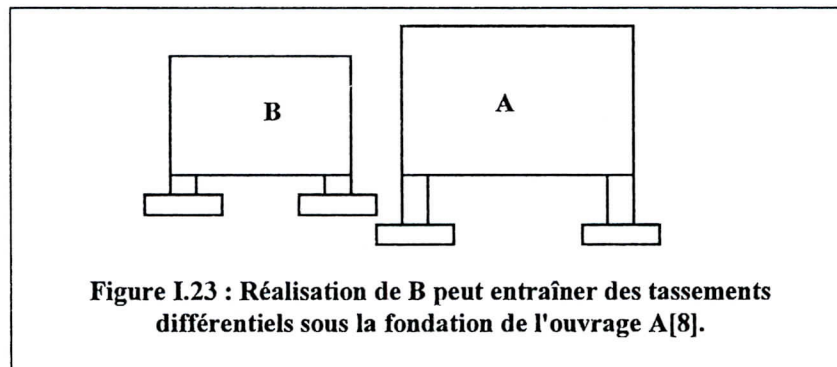




1.d) - Environnement:

Avant d'entreprendre l'exécution d'une nouvelle construction, il est indispensable d'examiner l'état des ouvrages situés à proximité, car le type de fondation à adopter à la nouvelle construction et son mode d'exécution peut dépendre de la présence des ouvrages avoisinants, ainsi :

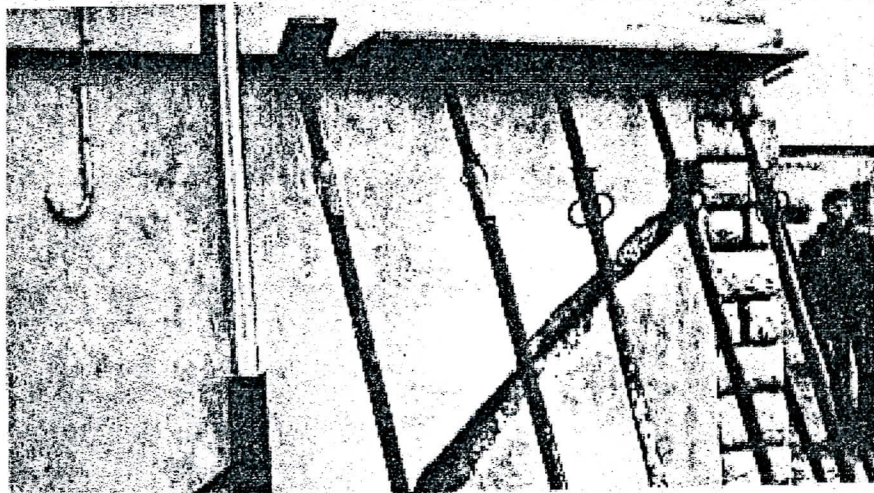
- Le battage des pieux peut provoquer des vibrations et en conséquence des désordres vont subir les bâtiments situés dans le voisinage.
- De même, il convient d'éloigner au maximum les fondations nouvelles des anciennes, car elles peuvent provoquer un tassement différentiel dans ces dernières (Figure I.23). Empiriquement, on admet la règle définie par la (Figure I.24).



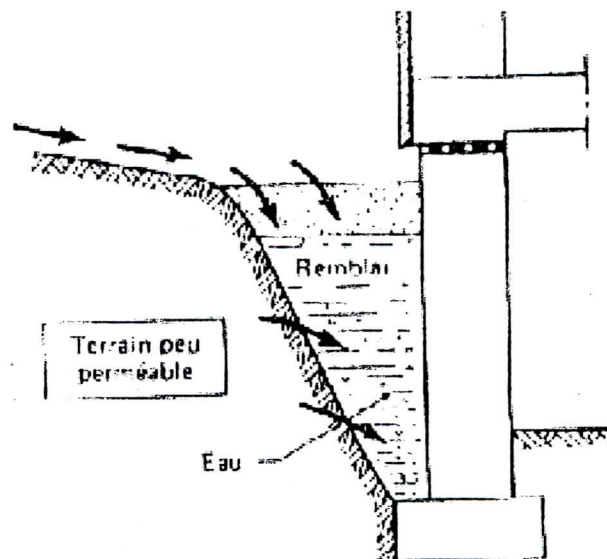
1.e) - Poinçonnement du sol par la fondation :

C'est le cas des terrains argileux où l'action de l'eau pouvait modifier la force portante de ses derniers, au point de rendre la contrainte qu'exerce la fondation sur le sol supérieure à la résistance au poinçonnement de ce dernier. Parmi les eaux capables d'engendrer un poinçonnement, l'on rencontre :

1. Les eaux de ruissellement: lorsqu'elles ne sont pas collectées et évacuées loin des fondations par un réseau de drainage. La Figure I.25 nous montre ce qui peut arriver lorsqu'un bâtiment se trouve dans la situation de la Figure I.26, si aucun dispositif d'évacuation des eaux de ruissellement n'a été prévu, celles-ci s'accumulent autour du bâtiment, dans l'excavation qui à été creusée pour recevoir les fondations, ce qui peut entraîner deux conséquences toutes aussi importante l'une que l'autre :



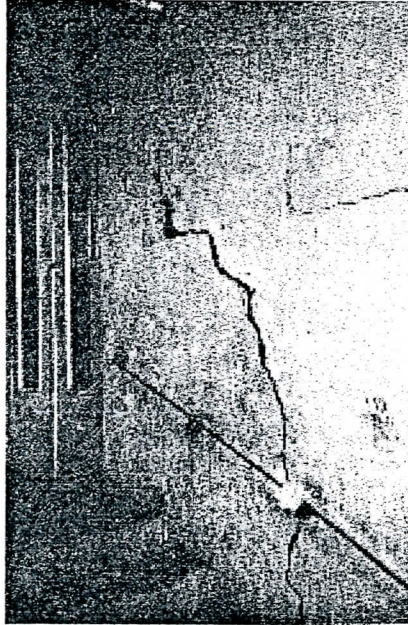
**Figure I.25 : Dégâts provoqués par le ramollissement du sol de fondation par les eaux de ruissellement [9].**



**Figure I.26 : Accumulation des eaux de ruissellement dans le remblai des fouilles si celui-ci est perméable [9]**

- Importante suintement, voire l'inondation du sous-sol, si le mur de ce dernier n'offre pas une étanchéité suffisante.

- Ramollissement du terrain d'assise du bâtiment d'où, poinçonnement du sol à long terme. Il en résulterait des enfoncements d'angles. C'est le cas de la Figure I.25, où le sol en question est constitué par une marne argileuse, la fissure visible à l'œil nue, on remarque bien les étaitements mis en place avant de procéder à une coûteuse reprise en sous œuvre, qui devra être suivie de la réalisation d'un réseau de drainage. Tout ce surcoût a pu être évité si un réseau de drainage a été conçu et parfaitement exécuté, car de nombreux constructeurs ratent leur drain, comme le montre la Figure I.27.



**Figure I.27 : Important dégâts provoqués par le défaut de fonctionnement d'un drain [9]**

2. Les eaux pluviales : lorsqu'on les laisse ruisseler en l'absence de gouttière ou lorsque leur évacuation s'effectue par des tuyaux qui déversent directement sur le sol ou dans des regards mal confectionnés, permettant ainsi la fuite des eaux, et les conséquences sont toujours un ramollissement du sol suivi de fissures inclinées. C'est le cas d'une école dans l'Algéroise fondée pendant l'ère coloniale sur une argile, où le maître d'ouvrage a opté pour un système d'évacuation à l'aide de tuyaux terminés par un dauphin (Figure I.28), l'éloignement des eaux étant obtenu grâce à un trottoir périphérique, malheureusement les fondations de ce trottoir, constituées par une couche maigre de béton à permis l'apparition de fissures dans les joints du carrelage notamment à cause de la circulation des élèves. De ce fait, une partie des eaux pluviales s'est infiltrée dans le terrain d'assise du trottoir, accélérant son tassement et l'ouverture des fissures (Figure I.29). Le résultat est qu'au bout de quelques années, la majeure partie des eaux pluviales se déversent directement dans la tranchée des fouilles. Cinq ans après, la construction a subi

d'importants dégâts (Figure I.30) et ont amené les responsables à envisager à un moment la démolition pure et simple de l'ouvrage.

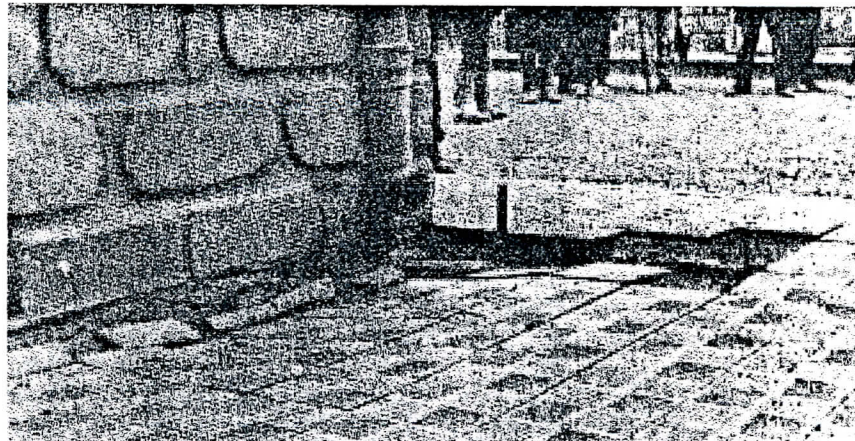


Figure I.28 : L'évacuation des E.P avait été faite à l'aide d'un dauphin qui déverse directement sur un trottoir périphérique [9]

3. Les eaux usées : elles sont susceptibles de ramollir le sol de la fondation. Il peut être ainsi lorsque les canalisations d'évacuation se brisent dans le sol ou lorsque leurs raccordements (joint entre tuyaux, regards) ne sont pas suffisamment étanches.

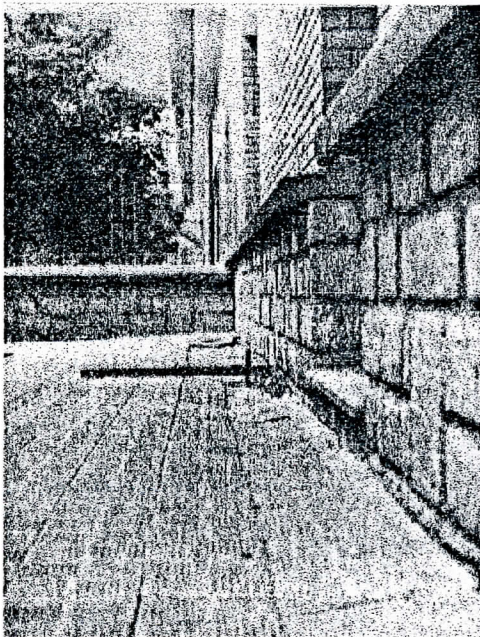


Figure I.29 : Affaissement du carrelage a permis l'infiltration des E.P [9]

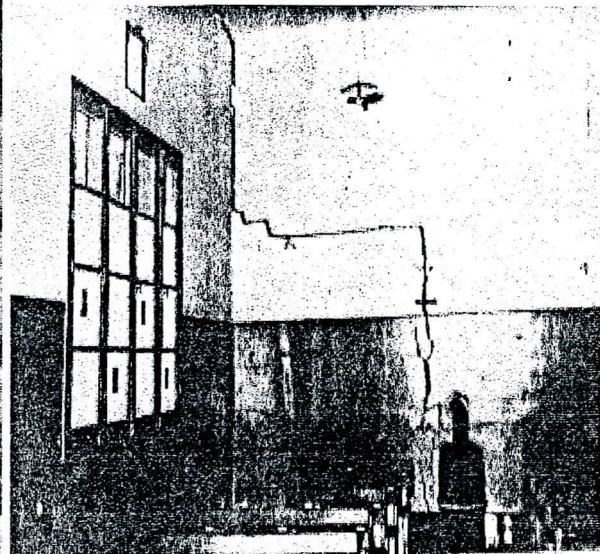


Figure I.30 : Important désordres dus à un ramollissement de sol argileux des fondations [9]

#### - 1.f) Gonflement des argiles.

Le phénomène de gonflement des argiles est assez répandu dans la littérature de mécanique des sols. Rappelons que certaines argiles surconsolidées mises en présence d'eau, absorbent celle-ci par capillarité et augmentent de volume. Inversement, ces mêmes argiles, lorsqu'elles sont plus ou moins humides, peuvent en période de sécheresse, perdre toutes ou une partie de leur eau, leur dessiccation s'accompagne alors d'une diminution de

volume. Il résulte que des bâtiments entiers ou parfois toute une zone (cas de la ville de Mexico), fondés sur de tels terrains, vont en fonction de leurs poids suivre plus ou moins la variation de volume de l'argile. Le phénomène des argiles gonflantes est bien connu dans certains régions du monde (Amérique Centrale, Nord Afrique, Moyen Orient etc.). Cependant l'Algérie n'a pris connaissance du problème que très récemment où la région de Ain Aménas a été classée zone à haut risque pour l'édification vue le nombre très élevé de dégâts enregistrés dans plusieurs constructions, où la pression ascendante du sol atteint parfois les 13 bars.

1.g)- Glissement des talus : Le glissement est un phénomène progressif, il est parmi les problèmes les plus difficiles à résoudre. Il concerne une grande masse qui se détache et glisse sur le massif en place le long d'une certaine courbe dite «courbe de glissement ». Son origine peut être soit :

Internes :

- Dégradation des caractéristiques mécaniques (C et  $\gamma$ ) de talus.
- Modification du régime d'infiltration de l'eau. C'est le cas d'un accident survenu en novembre 1930 à la colline de Fourvière à Lyon où les eaux de pluie tombant sur un bassin versant de 8 km<sup>2</sup>, après infiltration à travers les couches superficielles perméables, venaient ruisseler sur une couche d'argile imperméable. C'est cet écoulement qui a provoqué l'accident.

Externes :

- Travaux exécutés au voisinage de talus qui perturbent l'équilibre préexistant (terrassement et ouvertures de tranchée). C'est l'ouverture d'une tranchée (tranchée de Culebra) qui borde le canal de Panama. Son ouverture a provoqué un glissement spectaculaire augmentant les terrassements à exécuter d'environ 35 millions de m<sup>3</sup>.

### 1.2.3.7 Sinistres d'origine accidentelle

#### a) *Catastrophes naturelles :*

Les sinistres dus à des catastrophes naturelles ont pour la plupart un caractère imprévisible, ce qui les rend terrifiantes : tremblement de terre, raz de marée, glissement d'ensembles, crues, avalanches, ouragans, etc. Alors il s'avère nécessaire de prendre toutes les précautions nécessaires pour chaque cas :

- Séisme : établissement de carte de zonage et le respect des dispositions constructives des règlements parasismiques durant la conception des ouvrages.
- Glissement de site : élaboration de carte géotechnique indiquant les zones à haut risque de glissement (comme c'est le cas pour la ville d'Azazga [10]).
- Ouragans, raz de marée, avalanches, crue : l'élaboration de dispositifs de prévention et des mécanismes d'alerte rapides et efficaces permettant de sauver des vies humaines et des biens avant chaque catastrophe.

ossatures en béton armé résistent assez bien au feu à l'inverse des structures en bois et surtout en charpente métallique qui sont très vulnérables.

**c) Chocs :**

Les sinistres qui trouvent leurs origines dans des accidents de choc sont souvent spectaculaires et provoquent dans la majorité des cas, des effondrements partiels ou total qui peuvent causer parfois des pertes humaines :

- Choc d'un véhicule sur un ouvrage suite à une rupture des freins,
- Chute d'un aéronef (avion, hélicoptère),
- Choc d'engin pendant les travaux de chantier contre des ouvrages existants.

## I. 3 DIAGNOSTIQUE ET REPARATION

### I.3.1 Diagnostique

Avant d'entamer la phase de réparation, il est nécessaire d'abord de passer en revue les principales techniques de diagnostic. Il est indispensable de bien connaître au préalable l'état de la construction (matériaux, charges, etc.), l'ampleur mais surtout les origines et les causes des désordres. Toutes les données ainsi rassemblées permettent de faciliter la tâche des décideurs (experts) et ensuite d'élaborer une stratégie optimale de réparation. Le tableau I.2 donne un aperçu des données à rassembler et indique l'endroit où ces données peuvent s'obtenir :

Tableau I.2 : Aperçus des données à rassembler avec indication l'endroit de les obtenir [11]

Données	Méthode d'examen		
	Enquête	Observation in-situ	Essais en laboratoire
<b>Mise en œuvre prévue</b>			
1. Composition du béton: - Type et dosage en ciment - Rapport E/C - Type d'adjuvant	X X X		
2. Qualité du béton: - Résistance exigée - Cylindre de contrôle	X X		
3. Armatures: - Types d'aciers - Diamètres, sections et positionnements - Enrobages prescrits	X X X		
4. Dimensions des éléments: - Dimensionnement et calcul	X		
<b>Mise en œuvre réalisée, dégâts constatés et environnement :</b>			
1. Composition du béton: - Composition - Type et dosage en ciment - Rapport E/C			X X X
2. Qualité du béton: - Résistance constatée - Homogénéité		X	X X
3. Armatures: - Niveau de formation de la rouille - Diamètres et positionnements - Etat des aciers (rompus, déformées, etc.)		X X X	
5. Fissures: - Largeurs et profondeurs - Actives ou stables - Allures - Nids de graviers		X X X X	
6. Carbonatation - Profondeur		X	X
7. Chlorures - Concentration et Profondeur		X	X
8. Flexion, déformation excessives, flambement, tassement des éléments		X	

On peut subdiviser les opérations de diagnostic en trois phases :

- Construction (usage, environnement),
- Matériaux (béton, aciers),
- Désordres (corrosion, carbonatation, fissuration, déformation excessive).

### 1. Usage de la construction & environnement.

Il s'agit dans ce cas de rassembler les informations suivantes :

- Destination de l'ouvrage (charges, etc.),
- Présence ou non de produits nocifs dans le voisinage (usines de produits chimiques, etc.)
- Degré d'exposition de l'ouvrage aux conditions climatiques extérieures.

### 2. Béton.

#### a) *Propriétés chimiques.*

Elles sont généralement déterminées au laboratoire:

- Dosage en ciment et type de ciment,
- Quantité d'eau liée chimiquement,
- Porosité.

#### b) *Propriétés mécaniques.*

Outre les méthodes destructives où l'on détermine la résistance à la compression à partir d'échantillons prélevés, il est possible de déterminer la résistance du béton de manière non destructive:

- Par sondage au marteau : (Un béton sain rend un son clair),
- Scléromètre (Schmidt) : En effet, on mesure la dureté de la surface au moyen de ces appareils qui permettent de mesurer la hauteur de rebond, celle-ci est généralement proportionnelle à la résistance à la compression. Là où la couche de surface est fort effritée, on trouve souvent des valeurs trop faibles.
- Ultrason: C'est un appareil assez performant qui permet de mesurer la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques.

Généralement il est conseillé d'utiliser à grande échelle les méthodes non destructives et de les comparer à quelques résultats d'écrasement d'éprouvettes prélevées.



### 3. Armatures.

Le détecteur d'armatures (pachomètre) permet de déterminer non seulement l'enrobage des armatures mais aussi leur diamètre et leur emplacement. La formation de rouille est généralement détectée de différentes manières:

- Fissuration, souvent parallèles aux aciers,
- Tâche de rouille sur la surface,
- Nids de graviers (zones poreuses et fissures peuvent indiquer que, dans cet endroit, l'armature est corrodée).

### 4. Carbonatation.

La mesure de la profondeur de la couche carbonatée s'effectue de façon semi-destructive. Généralement le béton carbonaté se caractérise par une diminution du PH (<10), on utilise alors un indicateur de PH, généralement de la phénolphthaléine. Ce liquide est pulvérisé sur une surface fraîchement décapée, si le béton n'est pas carbonaté l'indicateur devient rose, sinon sa couleur reste inchangée. Cette technique permet de définir in-situ la profondeur de la carbonatation, si un examen plus précis de la profondeur de carbonatation est nécessaire, on peut éventuellement prélever des carottes qui, après avoir été fendues, pourront être examinées chimiquement en laboratoire.

### 5. Teneur en chlorures.

L'examen de la présence de chlorure dans le béton peut être faite grâce au nitrate d'argent pulvérisé sur la surface du béton. Si l'indicateur devient jaune alors il est fort probable d'une présence des chlorures, au contraire si la couleur devient rouge ou marron on peut conclure que le béton est sain.

### 6. Fissures.

Les fissures peuvent se détecter visuellement, néanmoins les informations suivantes ont leurs importances:

- *La largeur de la fissure* : à définir au moyen d'une loupe graduée ou une règle.
- *Stabilité* : en collant des témoins en plâtre de part et d'autre de la fissure et suivre dans le temps l'évolution de l'ouverture de la fissure.
- *Emplacement et allures* : (longitudinales, transversales, obliques, dans les poteaux, poutres, voiles, dalles, etc.).

## I.3.2 Réparation.

L'objectif de base pour n'importe quel travail de réparation est de rétablir les dommages des structures, qui sont apparus dans leur condition d'origine et de protéger ainsi la structure des dommages similaires dans l'avenir.

De nos jours, on remarque que les maîtres d'ouvrage et parfois désormais les experts oublient de faire un diagnostic détaillé pour déterminer l'origine des désordres et ne s'occupent qu'à redonner un aspect esthétique à l'ouvrage en ne

s'intéressant qu'à retaper en surface les dommages visibles. Et même si le travail est bien fait, on constate que les mêmes défauts vont se reproduire impliquant des réparations supplémentaires, coûteuses et répétitives.

En conclusion, pour que les travaux de réparations soit parfaitement réussite et afin de minimiser les coûts de réparations, un ensemble d'actions doivent être prise :

- (1) Traiter les causes et non les symptômes des désordres.
- (2) Faire une évaluation correcte et complète des travaux.
- (3) L'utilisation de produits de réparations fiables, certifiés et conformes aux normes, étayés par des documents explicatifs.

### **I.3.2.1 Etapes de réparations.**

Il y a plusieurs étapes de base qui doivent être suivies, pour assurer le rétablissement et la protection des éléments endommagés, celles-ci comprennent :

- a) Diagnostic de l'ouvrage.
- b) Choisir des bons produits ou matériaux de réparations.
- c) Opter pour une main d'œuvre qualifiée et spécialisée dans les travaux de réparation.
- d) Préparation du support pour assurer l'adhérence des matériaux de réparation avec le support, car ce dernier doit être sain et cohésif.
- e) Après réparation, une protection généralisée est indispensable pour assurer la durabilité de l'ouvrage, et reconstituer l'esthétique.

### **I.3.2.2 Produits de réparation.**

Les produits et techniques de réparation, doivent répondre à un certain nombre de spécification technique et à des exigences de mise en œuvre et d'esthétique. Actuellement, la réparation exige des produits de réparations de haute performance et de qualité constante, ces derniers n'ont cessé d'évoluer grâce à l'apport des adjuvants et des liants synthétiques (résine et émulsion) de plus en plus performants et répondant de mieux en mieux aux exigences de qualité de la réparation des ouvrages. En effet, pour qu'une réparation soit efficace et durable, les produits ou matériaux utilisés doivent présenter les caractéristiques suivantes :

- a) Des résistances mécaniques supérieures ou égalant celle du béton existant.
- b) Une très bonne imperméabilité à l'eau pour éviter l'amorce ou le déclenchement de nouveau du mécanisme de dégradation.
- c) Une adhérence parfaite sur le support.
- d) Un coefficient de dilatation thermique identique à celui du support existant pour éviter les décollements en cas de chocs thermiques.

- e) Un aspect esthétique de surface régulier pour permettre l'application de peintures et revêtements.
- f) Une résistance à la carbonatation élevée afin d'assurer une protection efficace et durable des armatures.

Actuellement plusieurs types de produits sont disponibles sur le marché, on peut les classer en trois grandes familles :

- Liants à base de ciment.
  - Résines (liants polymères).
  - Liants mixtes (ciments-polymères).
- Liants ciments : c'est surtout dans le passé et même actuellement, que la plupart des dommages encourus par le béton étaient réparés au moyen de liants ciments. Ce type de mortier permettait une réalisation simple et moins coûteuse, mais présentait les inconvénients d'une compacité et adhérence relativement mauvaise. Ces liants ciments sont souvent modifiés par l'ajout d'adjuvant adéquat et servent actuellement qu'aux réparations temporaires.
  - Mortier à base de résine synthétique : Les mortiers à base de résine synthétique sont des mortiers dont le liant est une matière synthétique ou polymère (macromolécule constituée d'un enchaînement de petite molécule appelée monomère), actuellement les résines synthétiques sont associées aux projets les plus futuristes, tels les fusées, grâce à leurs propriétés que même les métaux ne possèdent pas. Le domaine de la construction s'est intéressé à ces produits, dès leur apparition, en les incorporant sous forme de produits (mortier, colles, chapes de protection pour les sols industriels). En effet, ces résines synthétiques se présentent sous forme de liquides plus ou moins visqueux ; après addition d'un durcisseur elles deviennent solides, s'adhérant parfaitement au support et en conservent leur volume initial avec un retrait presque nul ou très faible. Du point de vue technologique, ces résines synthétiques, se classent en deux grands groupes:
    - Les thermoplastes : ce sont des résines qui après polymérisation produisent des structures en chaîne linéaires, ils se caractérisent par la possibilité de se ramollir à nouveau à température croissante jusqu'à l'état liquide, où ils peuvent être réutilisés. Ces produits sont fréquemment utilisés dans la fabrication des peintures, colles, membranes préfabriquées, et le latex. Parmi ces produits, on peut citer le PVC (chlorure polyvinylique), copolymère acrylique, polyéthylène, le caoutchouc, etc.
    - Les thermodurcisseurs : Les résines synthétiques utilisées pour les réparations, sont le plus souvent des systèmes à deux composants (résine + durcisseur) ou plus. Après durcissement, les thermodurcisseurs deviennent des véritables liants qui assurent une cohésion et une parfaite continuité du matériau final. A l'inverse des thermoplastes, les thermodurcisseurs ne reviennent jamais à l'état

liquide pour des températures très élevées, ils sont divisés en plusieurs familles :

- . Résines epoxydiques (EP).
  - . Résines polyuréthannes (PU).
  - . Résines dite méthylméthacrylate (MMA) à base d'acrylique.
  - . Polyesters (UP).
- Mortier à base de liants hydrauliques additionné à des résines synthétiques : Il s'agit de mortier à double liant : un liant hydraulique qui est le ciment et un liant synthétique qui est la résine. En générale, on utilise 5 à 20% de résine par rapport au poids du ciment. Pendant le durcissement, la réaction d'hydratation du ciment et la réaction de polymérisation de la résine avec le durcisseur sont simultanées. Ce sont surtout les résines epoxydiques qui agissent comme co-liant et certains polyuréthannes et polystyrènes. Les propriétés du mortier issues de la combinaison de deux liants sont les suivantes :
    - Haute résistance à la traction et à la flexion.
    - Moins chers que les mortiers à base de résine synthétique seules.
    - Excellent adhérent sur béton.
    - Haute résistance chimique.

### 1.3.2.3 Techniques et méthodes de réparation.

Pour ce qui est des méthodes de réparations, plusieurs cas sont envisagés en fonction du problème à résoudre :

#### A. Corrosion des armatures.

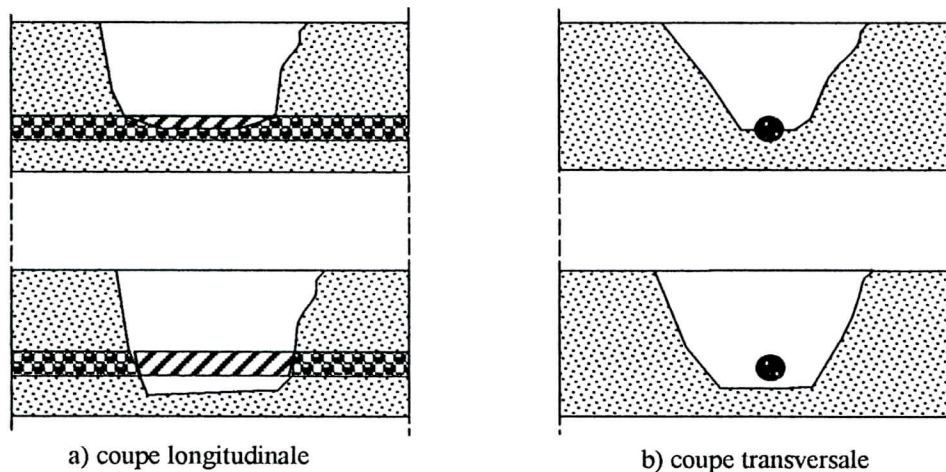
- Lorsqu'on est en présence d'un début de corrosion et le béton est seulement carbonaté en générale dans les ouvrages en bord de mer ou soumis aux sels de déverglaçages, il existe actuellement des adjuvants inhibiteurs de corrosion à base organique qui ont la caractéristique de migrer naturellement vers l'armature à une vitesse de 2 à 20 mm par jour (en fonction de la compacité du béton), jusqu'à une profondeur de 8 cm, par simple application sur les parois du béton à traité. Ces inhibiteurs de corrosion vont créer à la surface de l'acier un film protecteur de 100 Å (angströms) pour empêcher l'oxygène d'atteindre les armatures et multiplie ainsi par deux l'espérance de vie des structures soumises à des ambiances agressives.

- Si les désordres dus à la corrosion des armatures sont très importants (éclatement du béton, corrosion et diminution de la section des armatures), un ensemble de mesures préparatoires doit être suivi pour la réussite des travaux de réparation.

1<sup>er</sup> étapes : Préparation du support.

La préparation du support est une phase déterminante car l'adhérence des produits de réparation ne peut se faire que sur un support sain et cohésif. Il est

dés lors nécessaires d'éliminer les zones de béton friables et fissurées ainsi que toutes les tâches de produits qui peuvent nuire à l'adhérence (poussière, peinture, graisse, huile, etc.). Le béton doit de préférence être décaper selon la forme indiquée sur la Figure I.31. Pour les aciers corrodés, ils doivent être totalement dégagés et débarrassés de toute trace de rouille par brossage ou, mieux par sablage.



**Figure I.31 : Préparation de la zone à réparer [11]**

### 2<sup>ème</sup> étape : Protection des armatures.

Une fois la surface est prête, on prévoit un revêtement anticorrosion appliqué au pinceau sur toute la surface des armatures apparentes. L'action de ce revêtement est double, d'une part, il protège l'armature par son alcalinité et empêche ainsi le développement de la corrosion grâce à la présence d'un inhibiteur de corrosion et d'autre part, il sert de couche d'accrochage pour le béton de réparation.

### 3<sup>ème</sup> étape : Mise en œuvre du mortier de réparation.

Le mortier de réparation est appliqué directement après la réalisation de tous les travaux préparatoires décrits précédemment. Ce dernier est mis en œuvre selon les méthodes traditionnelles à la taloche ou à la truelle ou mécaniquement par projection en plusieurs couches ou encore en utilisant un coffrage si la profondeur de reprise est assez importante (plus de 10 cm). Un bon compactage est nécessaire du point de vue étanchéité et adhérence. Après mise en œuvre du mortier une protection (par recouvrement) ou un traitement (arrosage, produit de cure) de la surface reprise contre la dessiccation s'avère nécessaire.

### B. Traitement des fissures.

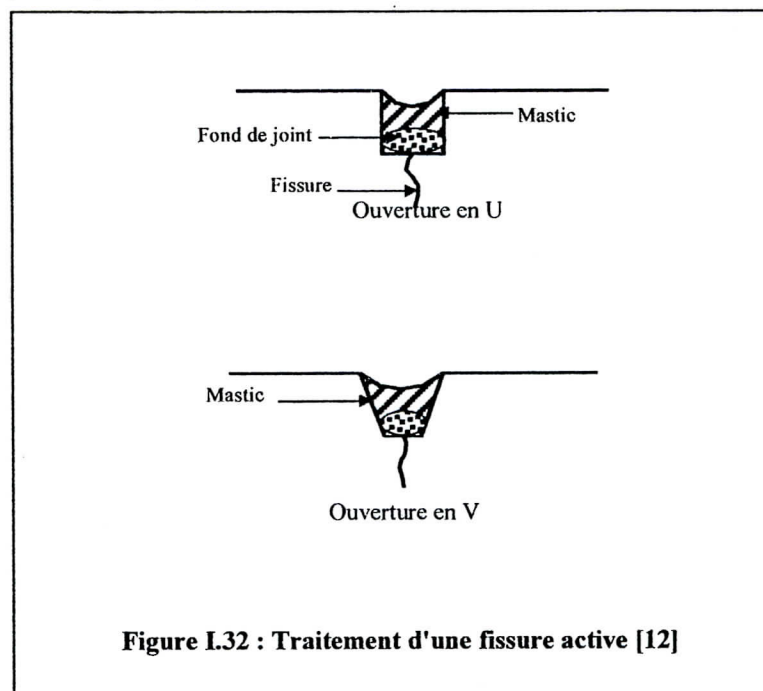
Les fissures dans le béton sont nombreuses et variées, habituellement elles sont classées en deux grandes catégories :

1. Là où il y a encore mouvement dans la structure, celles-ci sont dites "fissures actives".
2. Là où il n'y a plus de mouvement, elles sont dites "fissures stables ou passives".

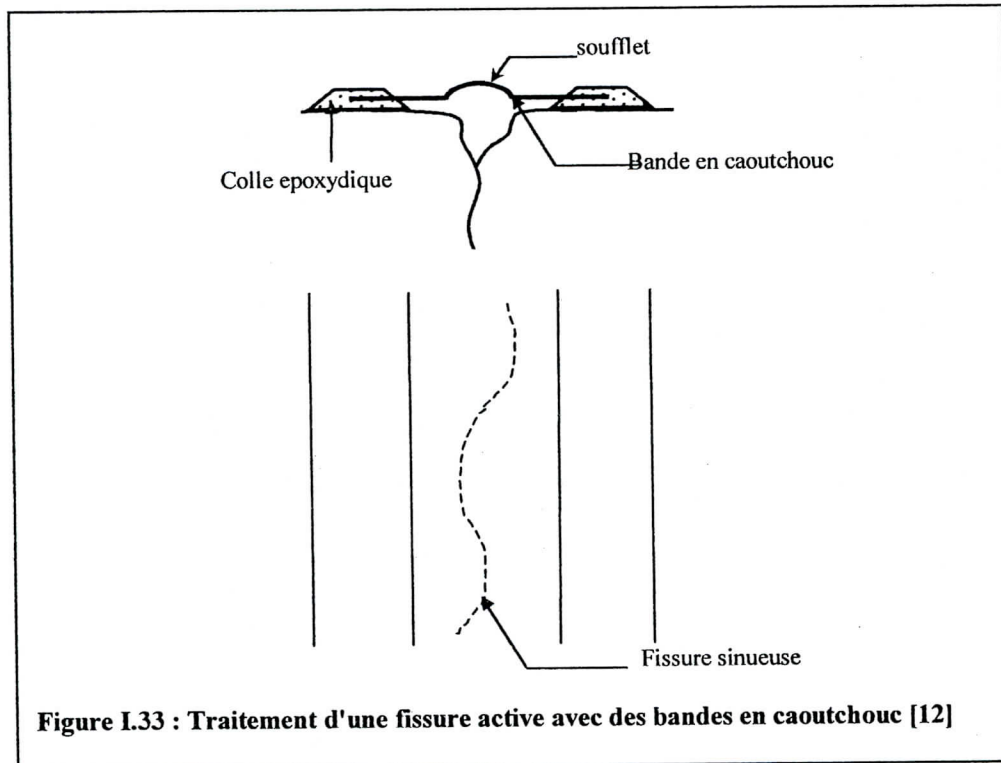
Dans le cas des fissures stables, un traitement par un mortier riche en ciment est suffisant.

Au contraire si les fissures sont actives (cas des fissures dues aux variations de la température, aux charges excessives ou à des tassements des fondations), le traitement par un liant hydraulique s'avère insuffisant et il y a recours de plus en plus aux liants synthétiques. Il existe actuellement trois techniques pour le traitement des fissures en fonction de la largeur de la fissure et de l'intensité des sollicitations.

- Si la largeur de la fissure ne dépasse pas les 2 mm, on utilise des résines à élasticité permanente pour permettre la continuité des mouvements. Généralement les mastics (à base de résine acrylique ou à base de polyuréthane ou de silicones) sont les plus couramment utilisés. Ces produits présentent la qualité d'avoir un bas module d'élasticité ( $< 0.4$  MPa) et un allongement à la rupture supérieur à 100%. Le mastic se présente en poche ou en cartouche, il est mis en œuvre à l'aide d'un pistolet manuel ou pneumatique dans la fissure après avoir dégraissé et débarrassé les lèvres de la fissure de toutes sortes d'éléments non cohésifs telles que poussière, ancienne peinture et lissé le mastic à l'aide d'une spatule.
- Lorsque la fissure est assez ouverte ( $> 2$  mm), on est amené à confectionner un joint ou une saigné à l'aide d'une meule ou de préférence à la scie à béton soit en U ou V (Figure I.32) à l'endroit et selon le tracé de la fissure. Une fois le joint est confectionné, on applique un fond de joint (profilé de mousse en polyéthylène de section circulaire (Figure I.32), pour d'une part, respecter la profondeur et les dimensions du joint et d'autre part, maîtriser la consommation du mastic et assurer un serrage efficace. On passe ensuite à l'opération de remplissage du joint par le mastic et à l'aide toujours d'un pistolet manuel ou pneumatique directement sur le fond de joint et avec serrage soigné du mastic contre les lèvres du joint pour assurer une adhérence parfaite du mastic avec les lèvres du joint après polymérisation.



- Dans le cas des fissures très sinueuses, on utilise actuellement pour couvrir la zone fissurée des bandes de caoutchouc synthétique qui seront collées à l'aide d'une colle epoxydique. La bande doit être collée de part et d'autre des bords de la fissure sur environ 5 cm de largeur, la partie couvrant la fissure reste libre et peut suivre les mouvements de la fissure, pour cela, il est nécessaire de laisser un soufflet pour permettre les mouvements relatifs, sans tirer sur les collages (Figure I.33).



### C. Renforcement des éléments.

Les procédés de renforcement varient suivant la nature des éléments d'ossature qu'il concerne (poteaux, poutres, dalles, etc.) et suivant les natures des désordres ou des insuffisances. On rencontre notamment les cas ci-après

**c.1) Renforcement des poteaux.** Le problème peut se poser dans le cas d'un doute de la qualité du béton mis en œuvre, de sous dimensionnement de la section transversale du béton ou ferrailage insuffisant, et quelquefois dans le cas de changement de l'usage ou modification des conditions d'exploitation de locaux. Le procédé classique, dont l'efficacité a été largement vérifiée par l'expérience du passé, consiste à chemiser le poteau en augmentant sa section transversale par mise en œuvre d'une épaisseur de béton sur tout le périmètre du poteau touché

(Figure I.34). Pour que le procédé soit efficace, il faut suivre les étapes suivantes :

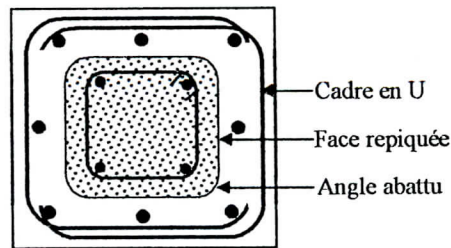


Figure I.34 : Renforcement d'un poteau par chemisage [2]

- a) Abattre préalablement les angles du poteau et repiquer ces faces,
- b) Bétonner sur une épaisseur suffisante ( $> 6$  cm), le coffrage doit être monté non pas directement sur toute la hauteur du poteau mais progressivement par tranche de faible hauteur.
- c) Disposer des armatures longitudinales aux angles de renforcement et surtout des armatures transversales en U assez resserrées ( $\text{esp} < 10$  cm) de façon à compléter l'effet de frettage résultant du retrait du béton de renforcement par rapport à l'ancien béton. Lorsqu'il n'est pas possible de faire un chemisage complet, comme généralement en façade, un renforcement par le placage d'éléments métalliques ou l'augmentation de la section du poteau sur deux faces opposées, dans ce cas les éléments de renforcement seront reliés par des organes de liaison (boulons) traversant la section du poteau (Figure I.35).

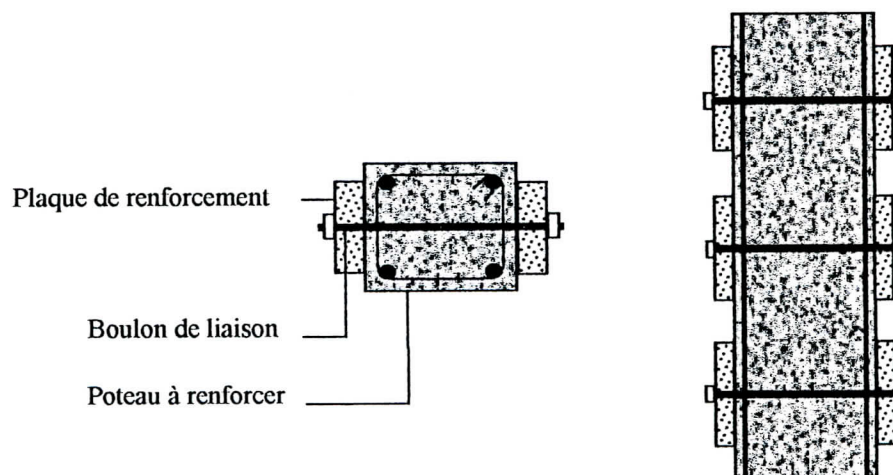


Figure I.35 : Renforcement des poteaux par des organes de liaison [13]



**c.2) Renforcement des planchers.** La méthode traditionnelle consiste à renforcer la dalle par la mise en place d'un sur-épaisseur de béton armé coulé sur la face supérieure de la dalle concernée, après application d'une colle spéciale pour permettre à l'ensemble de travailler d'une façon monolithique (Figure I.36).

Les armatures de la dalle renforcée doivent être calculées de façon à reprendre les efforts supplémentaires. Il ne faut pas oublier à la fin de l'opération d'examiner l'effet de l'accroissement du poids propre de la dalle sur les sollicitations des poutres.

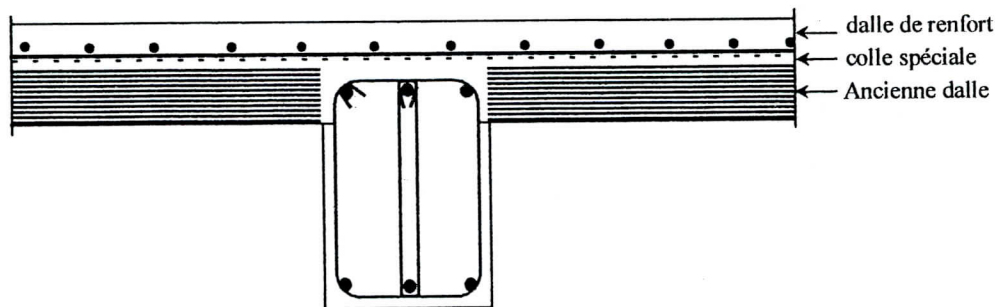
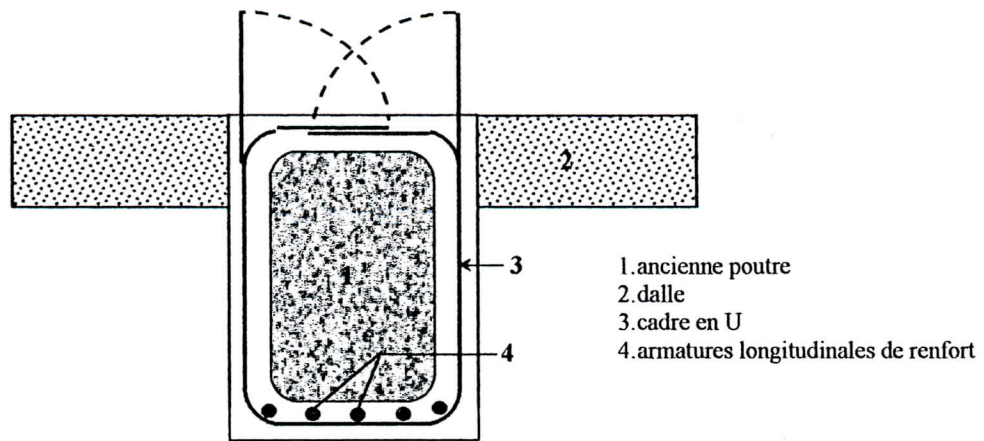


Figure I.36 : Renforcement des planchers par une sur-épaisseur en béton armé [2]

**c.3) Renforcement des poutres :** Les renforcements des poutres peuvent avoir pour objet de remédier aux insuffisances d'armatures longitudinales tendues en travée ou sur appui ou d'armatures transversales.

Les techniques de renforcement peuvent être classées en deux grandes catégories.

- Méthode classique depuis longtemps, on a renforcé des poutres dont les armatures longitudinales ou transversales étaient insuffisantes en disposant des armatures de renforcement ou complémentaires dans des sur-épaisseurs de béton armé en sous face et sur la face latérale, pour cela il fallait au préalable abattre les angles inférieurs de la poutre, repiquer les faces latérales et démolir au moins localement la dalle adjacente pour permettre le bétonnage et le passage des armatures transversales (Figure I.37). Il est à noter que l'ancrage des armatures transversales pose fréquemment des problèmes, mais qui ont été résolus depuis longtemps comme suit :



**Figure I.37 : Renforcement des poutres par une sur-épaisseur de béton armé [2]**

On file par le bas des poutres, des cadres en U dont on remplit les parties supérieures dans des saignées pratiquées dans la face supérieure de la poutre,

- Ou bien on enfile par la face supérieure de la poutre des cadres en U crochetés à la face inférieure de la poutre. Les armatures longitudinales de renfort seront disposées dans les crochets avec ajout d'épingles de liaison pour relier les cadres en U (Figure I.37).
- Les renforcements des armatures longitudinales ou transversales sont réalisés, surtout s'ils s'appliquent à plusieurs éléments, en utilisant la technique de collage. Les renforcements sont obtenus par des tôles disposées en sous face et/ou sur les faces latérales et la transmission est assurée par des colles spéciales (résines epoxydiques). Le seul inconvénient réside dans la faible capacité portante de ces tôles et leur sensibilité à la corrosion et à la fatigue.
- De nouveaux produits de renforcement révolutionnaire ont été développés en lamelle composite à base de fibre de carbone et de résine epoxydique. Ces produits se caractérisent par une très grande résistance à la traction dépassant les 2400 MPa, insensibilité à la corrosion et un excellent comportement vis-à-vis de la fatigue, ce qui leur permet de renforcer même les ponts de grande portée [14]. Le procédé de mise en place des lamelles est très facile et ne demande aucun dispositif d'étalement, il suffit de coller les lamelles composites sur la sous face de l'élément par le biais de colle epoxydique pour que le tout devienne un élément monolithe.

**c.4) Renforcement des fondations.** Les renforcements des fondations nécessite l'augmentation des dimensions des semelles pour augmenter la surface de contact sol-fondation. Deux cas peuvent se présenter :

- Si le poteau a été déjà renforcé (gainé), il suffit alors d'un simple renforcement de la semelle en réalisant une ceinture assez rigide entourant la semelle existante jusqu'à sa base dans le but de transmettre les forces inclinées au sol (Figure I.38).

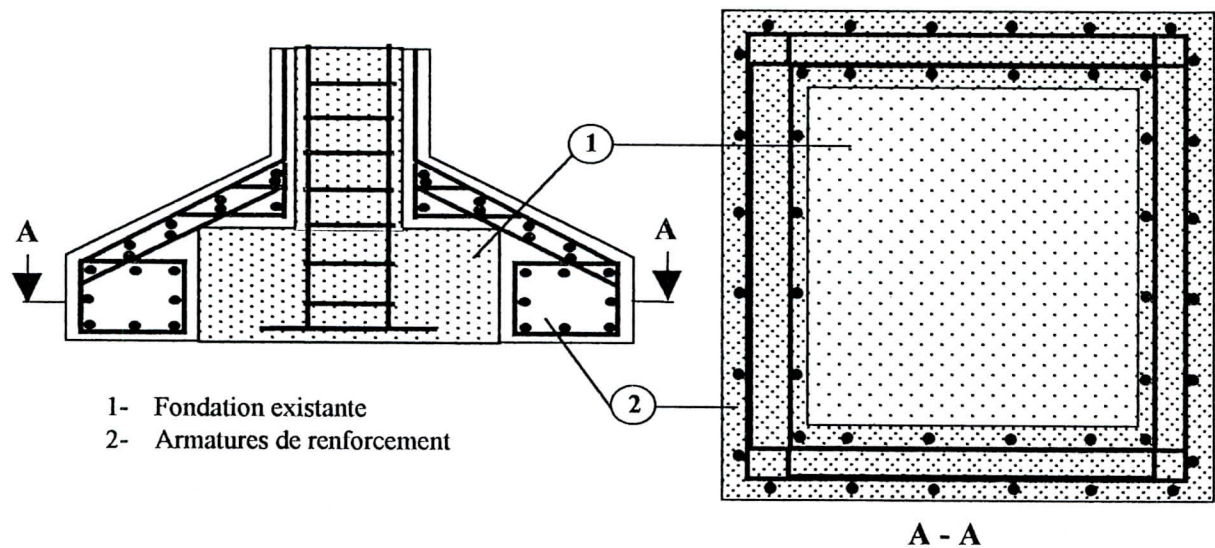


Figure I.38 : Renforcement des fondations – cas où le poteau est déjà renforcé par gainage [15]

- Dans le cas où le poteau n'est pas renforcé, la contrainte du sol qui s'exerce sur la nouvelle partie de la semelle sera transmise directement à la semelle existante grâce à l'introduction de profilés métalliques sous les bords de la semelles (Figure I.39).

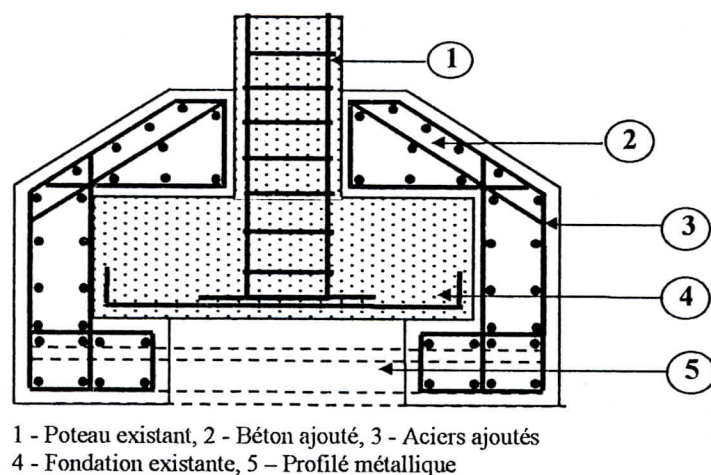


Figure I.39 : Renforcement des fondations – cas où le poteau n'est pas renforcé [15]

**CHAPITRE II :**  
**ANALYSE STATISTIQUE DES CAS**  
**PATHOLOGIQUES**

## **II.1 GENERALITES**

De temps à autre, la presse généraliste et technique, nous communique des cas de sinistres spectaculaires et coûteux. Ces cas exceptionnels sont intéressants à analyser, mais les enseignements que l'on peut tirer sont de portée limitée. Par contre, certaines catégories de sinistres dont la réparation a un coût peu élevé reviennent finalement fort cher à l'état, car elles sont répétitives et seules la collecte et la centralisation des informations pathologiques permettent de les déceler et d'entamer une prévention efficace.

Afin de bien situer les sources des désordres et les conséquences des dégâts dans le but de faire bénéficier tous les participants directs ou indirects à l'acte de construction des enseignements tirés de ces cas de sinistres, un examen critique et une analyse statistique approfondie des sinistres enregistrés dans l'Ouest algérien sera présentée dans cette étude.

## **II.2 METHODE D'ANALYSE**

A travers cette étude, nous allons examiner 484 cas pathologiques, survenus durant la période allant de 1984 à 1997 dans l'Ouest algérien et en particulier dans les wilayas de Chlef, Mostaganem, Relizane, Tiaret, Djelfa, Tissemsilt, Ain Defla, Oran, Tlemcen, Sidi Bel Abbes, Mascara, Ain Temouchent, Naama et El Bayadh. Des cas pathologiques dus aux catastrophes naturelles (séisme, crues) ainsi que ceux dus aux actes intentionnels ont été écartés, car elles sont limitées dans le temps et concernent uniquement une partie des régions étudiées. En plus, les sinistres liés au séisme ont fait l'objet de plusieurs études dans le passé.

Les sinistres étudiés constituent une population qui comprend, pour l'essentiel, des cas ayant fait l'objet d'expertise de sinistres, par des ingénieurs des services de Contrôle Technique de Construction (C.T.C). La taille de l'échantillon est fonction de la disponibilité des archives et de la facilité d'y accéder. De même, le plan que nous allons suivre pour l'analyse des différents aspects des sinistres nous a été dicté par la possibilité offerte par le contenu (en qualité et en quantité) des rapports.

## **II.3 ANALYSE STATISTIQUE**

Après la collecte des rapports d'expertises des cas de sinistres et l'introduction des informations selon une fiche technique préétablie (voir l'annexe 1) qui comprend entre autres :

- L'emplacement de l'ouvrage (Wilaya, Daira, Commune, nature du terrain),

- Une description sommaire de l'ouvrage (usage, secteur d'activité, système constructif, nombre de niveau, l'âge, nature du sol, type de fondation),
- Une description détaillée de la nature des désordres,
- Origines et causes des désordres.

La base de donnée ainsi collecter est ensuite introduite dans un micro-ordinateur dans le but de faciliter l'opération d'exploitation et d'analyse des informations recueillies.

### II.3.1 REPARTITION DU NOMBRE DE SINISTRES PAR WILAYA :

On remarque très bien sur la Figure II.1 que plus de 80% des rapports d'expertises correspondent aux anciennes wilayates (ancien découpage administratif) à savoir (Chlef, Mostaganem, Tiaret, Djelfa, Oran, Tlemcen, Sidi Bel Abbes, Mascara). Les 20% restants correspondent aux nouvelles wilayates issues du dernier découpage administratif.

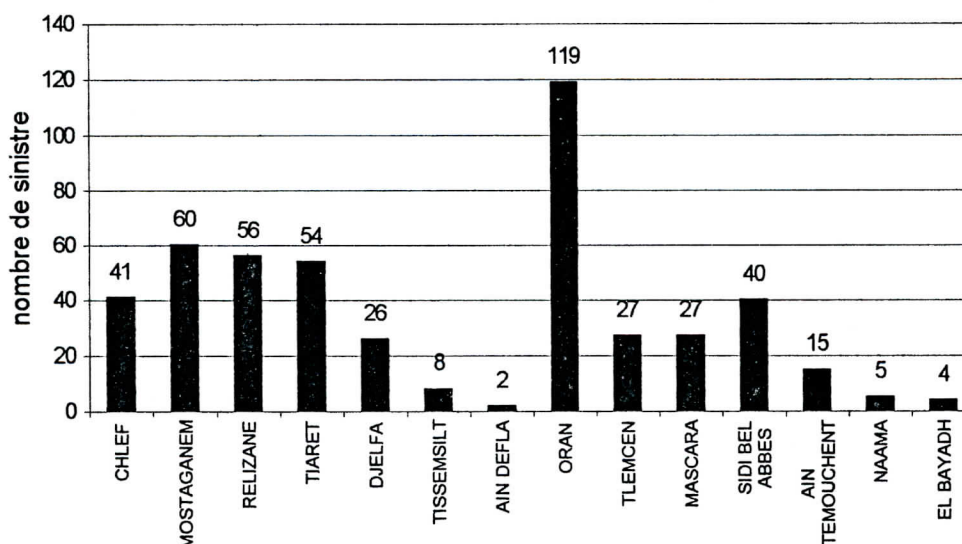


Figure II.1: Répartition des sinistres par wilayas

### II.3.2 REPARTITION DES SINISTRES EN FONCTION DU NIVEAU DES DESORDRES :

Les sinistres sont classés selon leurs degrés de gravité en trois catégories (tableau II.1). On remarque que sur les 484 cas de sinistres classés à travers les 14 wilayates de l'Ouest algérien, la moitié (49.9%) des ouvrages expertisés (Figure II.2) ont atteint un degré de dégradation très avancée (corrosion des solives, fléchissement excessif des planchers, fissures actives dans les murs porteurs). Ces dégradations sont en évolution permanente et si aucune mesure adéquate n'est prise, la situation des ouvrages risque de s'aggraver et menace de ruine.

**Tableau II.1 : Classement des sinistres selon leur degré de gravité**

Niveaux des désordres	Nature des dommages	Eléments affectés
<b>I. Perte de service</b>	Dommages légers	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dommages non structuraux isolés :</li> <li>• Fissures dans les cloisons intérieures et extérieures</li> <li>• Fissures dans les plafonds</li> <li>- Dommages dans les boiseries, les revêtements, canalisations.</li> </ul>
<b>II. Perte de sécurité</b>	Dommages modérés	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dommages importants pour les parties non structurales, et dommages de faible importance pour les parties structurales :</li> <li>a) Parties non structurales : <ul style="list-style-type: none"> <li>• Effondrement d'une partie des murs ou cloisons</li> </ul> </li> <li>b) Parties structurales : <ul style="list-style-type: none"> <li>• Systèmes porteurs ou de contreventement (portiques, voiles, pierres, maçonneries) faiblement endommagés</li> <li>• Corrosions des solives</li> <li>• Déformation des planchers</li> </ul> </li> </ul>
<b>III. Menace de ruine</b>	Dommages importants - Effondrement	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dommages non structuraux très importants et dommages structuraux considérables.</li> <li>• Fissures en croix de saint André dans les murs porteurs et voiles de contreventement.</li> <li>• Eclatement des nœuds</li> <li>• Basculement du bâtiment</li> <li>• Fléchissement excessif des planchers</li> <li>• Corrosion très avancées et effondrement des poutrelles (solives, poutrelles préfabriquées, etc.)</li> <li>• Effondrement partiel des éléments structuraux (balcons, corniches, etc.)</li> </ul>

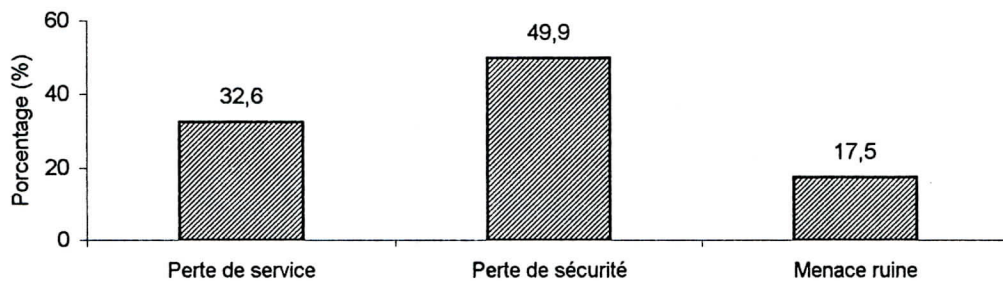


Figure II,2 : Répartition des sinistres en fonction du niveau des désordres

**II.3.3 REPARTITION DES SINISTRES EN FONCTION DU SECTEUR D'ACTIVITE :**

**a) Globalement :**

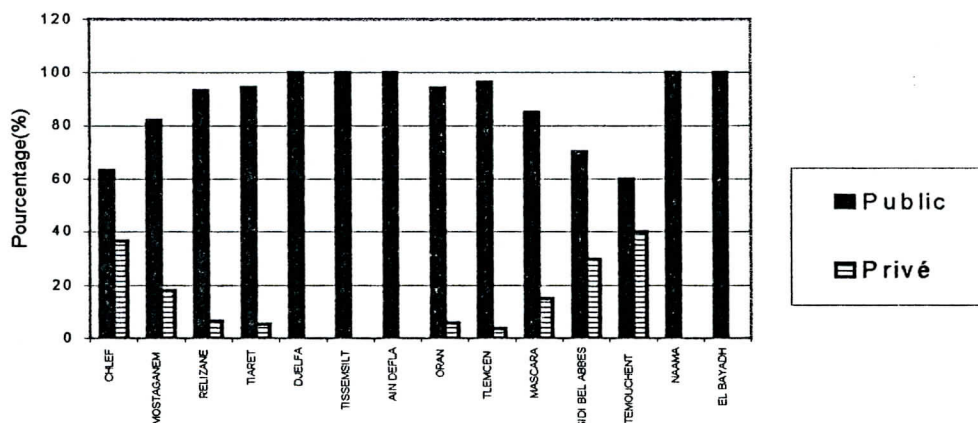
On remarque que plus de sept cas sur huit des ouvrages expertisés appartiennent au secteur public (tableau II.2) et dépassent ainsi très largement le secteur privé. Cela peut être expliqué par l'absence ou insuffisance de tout suivi rigoureux en cours d'exécution ou pendant l'exploitation (inexistence d'entretien périodique) et aussi par le système économique qui a régné en Algérie jusqu'à une date très récente où le secteur public avait le monopole.

**Tableau II.2 :** Répartition des sinistres en fonction du secteur d'activité

Secteur	Secteur d'activité	
	Public	Privé
%	87,6	12,4

**b) Par Wilaya :**

Parmi les régions dont le secteur privé concurrençait le secteur public en nombre de cas pathologiques, on dénombre les wilayas de Ain Temouchent, Chlef, Sidi Bel Abbes, Mostaganem et Mascara. Pour le reste c'est surtout le secteur public qui est prédominant avec une différence de pourcentage assez remarquable (Figure II.3).



**Figure II.3 :** Répartition par wilaya des sinistres en fonction du secteur d'activité

**II.3.4 REPARTITION DES SINISTRES EN FONCTION DE L'USAGE DE LA CONSTRUCTION :**

**a) Globalement :**

Le tableau II.3 montre que les constructions à usages scolaires et d'habitation, présentent presque les deux tiers des sinistres, soit 296 cas sur les 484 cas enregistrés, ce qui n'est pas surprenant étant donné la demande dans ces sens, notamment la crise de logement qui persiste depuis bien longtemps et le taux de



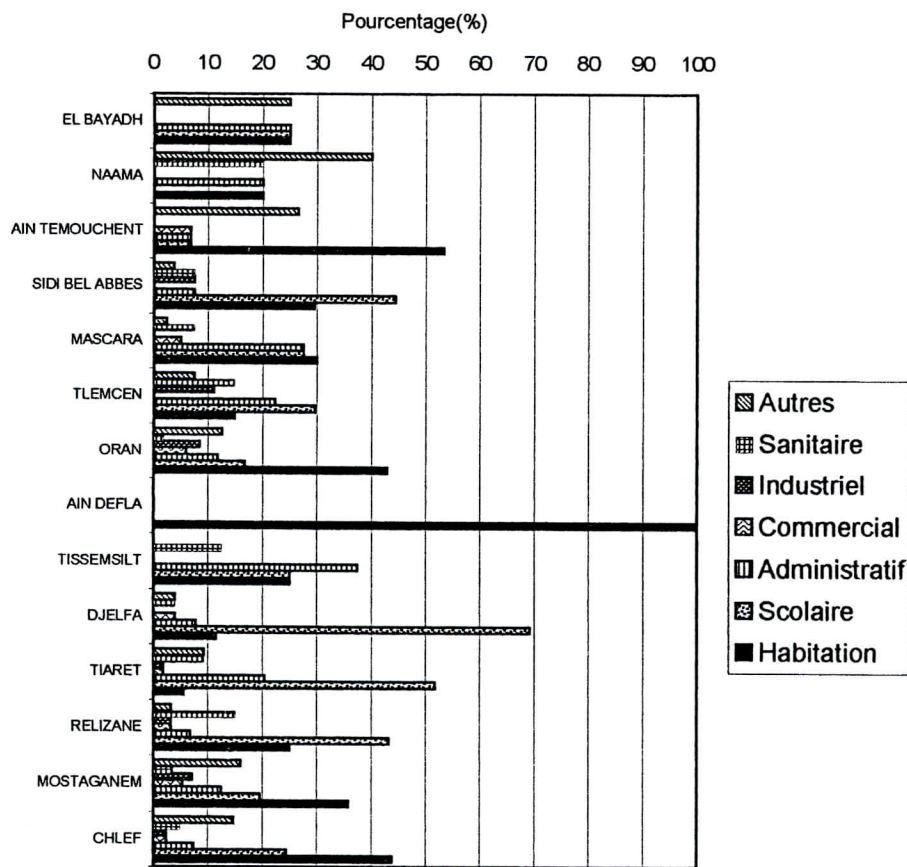
croissance de la population qui augmente d'une année à l'autre, ce qui nécessite de nouvelles écoles pour palier aux déficits en édifices scolaires. Ce qui est préoccupant concernant les établissements scolaires, c'est la conduite parfois irresponsable des maîtres d'ouvrages (autorités communales) qui procèdent à la construction sur plans types déclassés et hors contrôle du C.T.C.

**Tableau II.3 : Répartition des sinistres en fonction de l'usage de la construction**

Usage	Scolaire	Habitation	Administratif	Commercial	Industriel	Sanitaire	Autres
%	30,6	30,6	13,6	3,7	4,8	6,6	10,1

**b) Par Wilaya :**

Globalement, on a constaté précédemment que les constructions à usage scolaire et d'habitation représentent plus de 60% des sinistres enregistrés dans l'Ouest algérien, viennent ensuite les constructions à usage administratif avec un pourcentage non négligeable de 13.6%.



**Figure II.4 : Répartition par wilaya des sinistres en fonction de l'usage de la construction**

De même, les pourcentages par wilayas se partagent toujours entre les bâtiments scolaires et à usage d'habitation. A cet effet, pour les wilayas de Chlef, Mostaganem, Oran, Mascara, Ain Defla et Ain Temouchent, ce sont les constructions à usage d'habitation qui le remportent, par contre, pour Tiaret, Relizane, Djelfa et Sidi Bel Abbas se sont surtout les édifices scolaires. Pour les bâtiments administratifs, les pourcentages les plus élevés sont rencontrés dans les wilayas de Tiaret, Tlemcen et Mascara (figure II.4).

### **II.3.5 REPARTITION DES SINISTRES EN FONCTION DU NOMBRE D'ETAGE :**

#### **a) Globalement :**

Le tableau II.4a, montre très clairement que le ouvrages en R.d.C (46.3%) et à un seul niveau (30.4%), sont les plus touchés, et le pourcentage diminue au fur et à mesure que le nombre de niveaux augmente. Cela s'explique par l'octroi de constructions à un seul niveau à des entreprises non qualifiées en plus de l'insuffisance ou même l'absence de suivi et de contrôle rigoureux, à l'inverse des structures à plusieurs niveaux qui sont généralement prises en charges par des entreprises qualifiées et expérimentées et elles sont soumises à un suivi strict et rigoureux.

**Tableau II.4a :** Répartition en moyenne des sinistres en fonction du nombre d'étage

Niveau	Nombre de niveau					
	R.d.C	R+1	R+2	R+3	R+4	Plus
%	46.3	34.0	10.5	05.2	02.7	01.3

#### **b) Par Wilaya :**

On remarque que les ouvrages en R.d.C (tableau II.4b) sont les plus touchés dans presque la majorité des wilayates à l'exception des villes de Tlemcen, Oran et Ain Temouchent où les ouvrages à un seul niveau l'emporte. Une constatation importante est à signaler dans la ville d'Oran où un pourcentage non négligeable de sinistres est enregistré dans les niveaux supérieurs, cela est probablement dû au statut de la ville (Capitale de l'Ouest algérien) et l'étendue et aussi la densité de l'urbanisme qui date de l'ère coloniale.

**Tableau II.4b** : Répartition par wilaya des sinistres en fonction du nombre d'étage

Wilaya	R.d.C	R+1	R+2	R+3	R+4	Plus
Chlef	<u>61</u>	31,7	4,9	0	2,4	0
Mostaganem	<u>58,9</u>	28,6	5,3	1,8	3,6	1,8
Relizane	<u>52,5</u>	40,7	5,1	0	1,7	0
Tiaret	<u>55,6</u>	33,3	5,6	5,6	0	0
Djelfa	<u>69,2</u>	15,4	11,5	0	0	3,9
Tissemsilt	<u>62,5</u>	37,5	0	0	0	0
Ain Defla	0	50	50	0	0	0
Oran	27,3	29,9	18	15,4	6	3,4
Tlemcen	38,5	42,3	15,4	3,8	0	0
Mascara	42,5	42,5	7,5	5	2,5	0
Sidi Bel Abbes	<u>50</u>	42,3	7,7	0	0	0
Ain Temouchent	20	53,3	26,7	0	0	0
Naama	<u>60</u>	20	0	0	20	0
El Bayadh	<u>50</u>	25	25	0	0	0

### II.3.6 REPARTITION DES SINISTRES EN FONCTION DU SYSTEME CONSTRUCTIF :

#### a) Globalement :

La FigureII.5a indique très bien que les structures les plus touchées sont : celles à ossature autostable avec 239 cas sur les 484 cas enregistrés, soit 49.9%, suivies de près par les structures en murs porteurs en pierres avec 182 cas, soit 37.7%. Cela est probablement dû au fait que ces types d'ossatures sont les plus répandues dans les constructions récentes et anciennes respectivement. A l'inverse, peu de constructions en voiles ont manifesté des désordres, car elles sont généralement utilisées dans les constructions à plusieurs niveaux qui font l'objet d'un suivi technique adéquat et sont réalisées par des entreprises qualifiées.



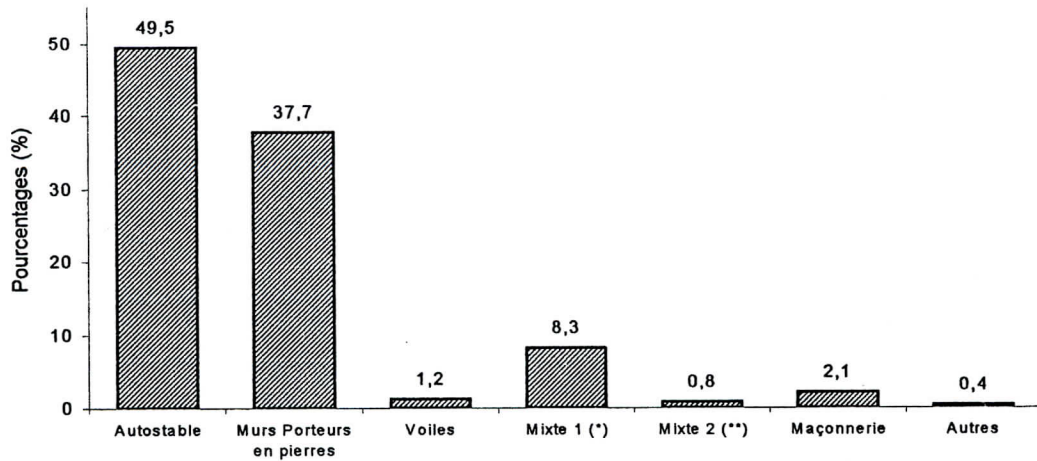


Figure II,5a : Répartition des sinistres en fonction du système constructif

\* Mixtel : Murs Porteurs en pierres + ossature autostable

\*\* Mixte2 : Ossature autostable + des voiles en béton armé

**b) Par Wilaya :**

On remarque sur la Figure II.5b une concordance presque parfaite entre le système constructif et l'âge de la construction puisque les pourcentages les plus élevés de sinistres enregistrés dans les ouvrages récents réalisés après l'indépendance sont relevés dans les constructions à ossatures autostable et sont rencontrés dans les wilayates à caractère rural ou appartenant au dernier découpage administratif.

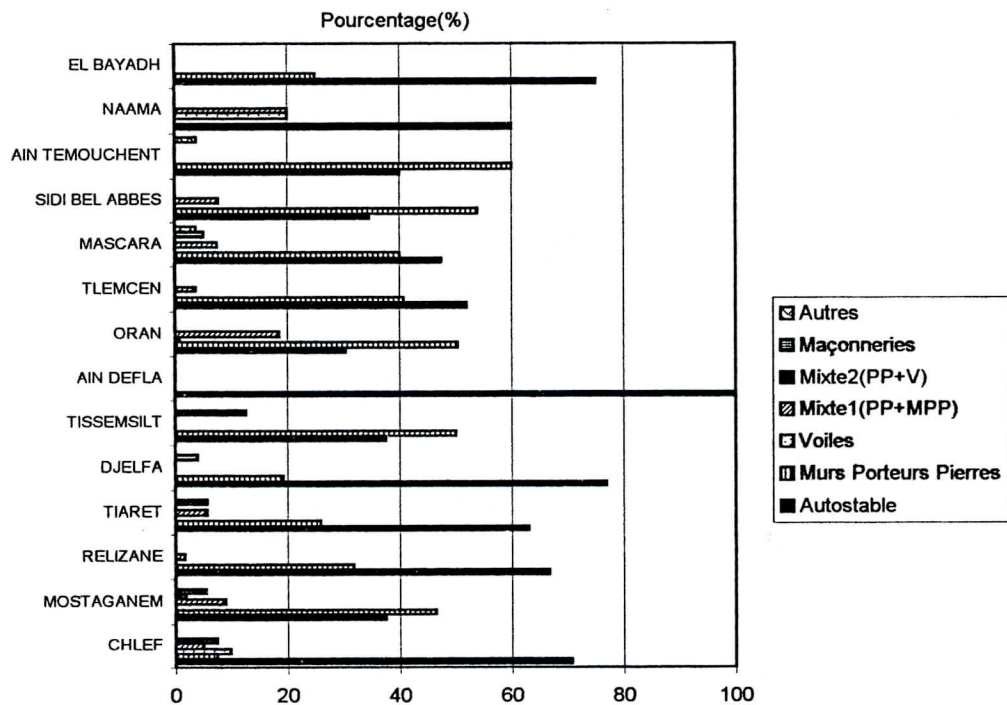


Figure II.5b : Répartition par wilaya des sinistres en fonction du système constructif

De même les pourcentages les plus élevés de sinistres rencontrés dans les constructions datant de l'ère coloniale correspondent aux structures en murs porteurs en pierres et qui sont enregistrées dans les grandes villes de l'Ouest algérien (figure II.5b).

### **II.3.7 REPARTITION DES SINISTRES EN FONCTION DE L'AGE DE LA CONSTRUCTION :**

#### **a) Globalement :**

L'âge de la construction est l'un des paramètres clés pour déceler l'origine des désordres avec exactitude. Il faut préciser que dans cette étude, c'est l'âge de l'immeuble à partir du moment où ce dernier est mis en service qui est pris en compte, pour cela nous avons regroupé les âges par décennie pour les constructions datant d'après l'indépendance et par époque pour les constructions datant de l'époque coloniale.

Le tableau II.5, illustre parfaitement bien, que les désordres peuvent se manifester à n'importe quel moment de la vie de l'ouvrage. On remarque très bien que le nombre le plus élevé (soit 184 sur les 422 cas représentant 43.6%) est enregistré pour les constructions datant de l'ère coloniale. Cela nous paraît évident vu l'exploitation abusive de la part des occupants, ajoutant à cela une absence totale d'entretien que ce soit de la part des usagers ou des services concernés. La deuxième tranche la plus touchée concerne les constructions réalisées dans les années 80 [94 cas, soit (22.5%)], viennent après ceux réalisées dans les années 70 [50 cas, soit (11.6%)]. Les raisons principales sont probablement l'incompétence du personnel chargé de l'exécution et de suivi ainsi que les déficiences d'études et l'utilisation parfois dans les zones rurales, pendant la révolution agraire des années 70, de plans types.

**Tableau II.5 :** Répartition des sinistres en fonction de l'âge de la construction

<b>Age des Constructions</b>							
<b>Age</b>	<b>En cours de réalisation</b>	<b>Années 90</b>	<b>Années 80</b>	<b>Années 70</b>	<b>Années 60</b>	<b>Ere Coloniale</b>	<b>19<sup>ème</sup> Siècle</b>
<b>%</b>	07.1	07.8	22.5	11.6	02.2	43.6	05.2

**b) Par Wilaya :**

Pour les sinistres enregistrés dans les constructions datant de l'ère coloniale, ce sont surtout les anciennes wilayates, notamment Oran, Mostaganem, Sidi Bel Abbes, Tlemcen et Tiaret qui représentent les taux les plus élevés à l'exception de la ville de Relizane. Par contre pour les sinistres datant des années 80, ce sont surtout les villes à caractère rural où celles créent pendant le dernier découpage administratif de 1984 qui représentent les taux les plus élevés (Djelfa, Chlef, Tissemsilt, Naama et Ain Temouchent).

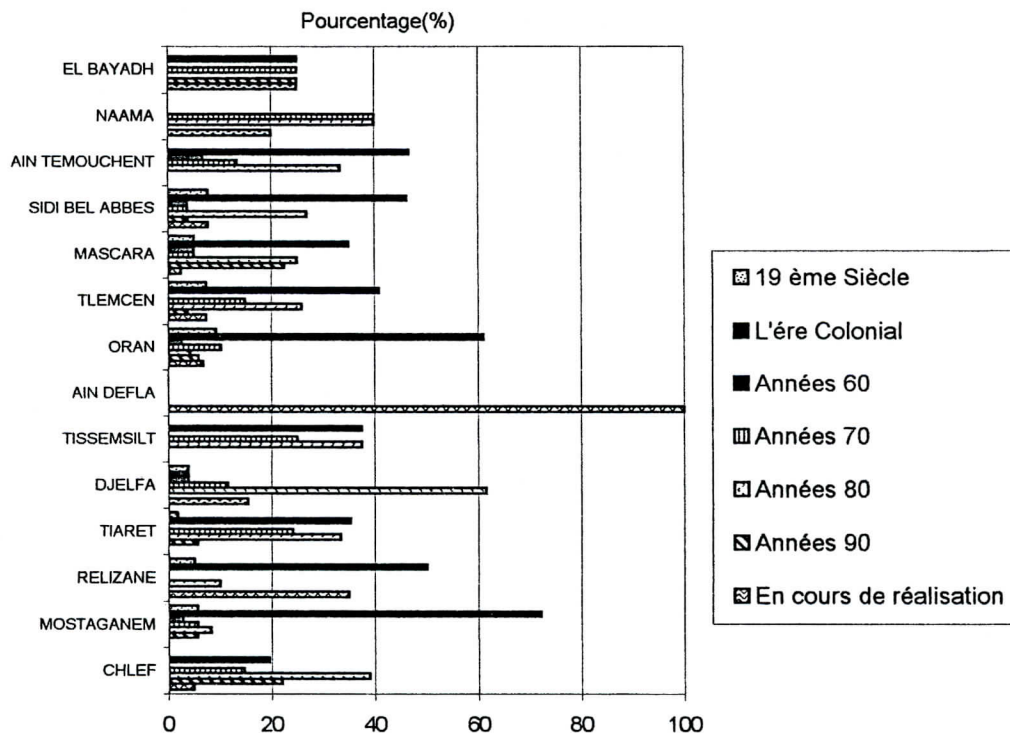


Figure II.6 : Répartition par wilaya des sinistres en fonction de l'âge

**II.3.8 REPARTITION DES SINISTRES EN FONCTION DU TYPE DE PLANCHER :**

**a) Globalement :**

Une autre caractéristique importante dans la répartition des désordres est celle du type de plancher, vu que la majorité des désordres correspond à des infiltrations d'eaux (pluviales, ménagères ou usées) à travers les planchers et engendre des dégâts en développement permanent (exemple : corrosion des armatures ou solives → diminution de leurs sections → pertes de capacité de résistance → déformation excessive des planchers → apparition de fissures (actives)).

Sur le tableau II.6, on remarque que les planchers les plus affectés sont, ceux à corps creux (45%), en voûtains (27%) et en bois (14,8%). Ceci peut être expliqué par le fait que ces types de planchers sont les plus répandus en Algérie d'avant et d'après l'indépendance respectivement.

**Tableau II.6** : Répartition des sinistres en fonction du type de plancher

	Type de plancher				
	Dalle pleine	Corps Creux	Plancher en Voûtains	Plancher en bois	Autres
%	08.4	45.0	27.0	14.8	04.8

### **II.3.9 REPARTITION DES SINISTRES SELON LES CAUSES ET ORIGINES DES DESORDRES :**

#### **a) Globalement :**

La dernière partie, enfin, classe les sinistres selon les causes et origines des désordres, ce dernier critère a un véritable contenu pathologique, parce qu'il permettra le diagnostic proprement dit et dirige les actions préventives et curatives. Le classement des causes principales correspondant au classement type basé sur la division des responsabilités entre concepteurs (avant construction), réalisateurs (pendant construction) et les utilisateurs (après achèvement des travaux et mise en service). Il faut noter que pendant l'analyse des 484 dossiers de sinistres, nous avons cherché à établir un classement suivant différentes catégories que nous avons fixées a priori. Par la suite, nous étions obligés de rajouter certaines catégories et à en créer d'autres, car il n'est pas toujours facile de déterminer avec exactitude la cause d'un sinistre et, par conséquent, de le classer en telle ou telle catégorie, ce qui nous a ramené à faire intervenir le facteur d'appréciation personnelle. D'où un sinistre converge parfois vers plusieurs causes du même ordre d'effet, ce qui implique que la somme des causes et origines des désordres n'équivaut pas au nombre de sinistres enregistrés.

A l'examen de la Figure II.7a deux constatations s'imposent:

1°) L'entretien et l'exploitation sont responsables de plus de la moitié des sinistres enregistrés (52%), ce fait reflète parfaitement la réalité de l'état de nos constructions qui, après réception, ne sont prise en charge ni de la part de l'utilisateur ni de la part du maître d'ouvrage. Le premier pense qu'un bâtiment et ses différents éléments conservent leur aptitude sans entretien pendant plus d'une décennie. Le second pense qu'une fois l'ouvrage réceptionné, il n'est plus responsable et seul le propriétaire ou le locataire est en mesure de préserver l'état de sa construction, laissant ainsi le champ ouvert aux locataires quant à l'exploitation de l'ouvrage. Souvent des ouvrages

sont déviés de leur usage initial moyennant des modifications sans consultation de spécialistes et en ignorant totalement les conséquences des modifications apportées.

2°) L'exécution est responsable de 27% des cas de sinistres tandis que 21% sont des erreurs liées à la conception.

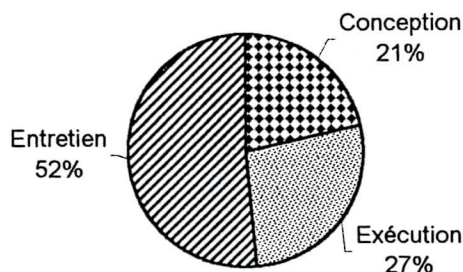


Figure II.7a : Répartition des sinistres en fonction de leurs origines

**b) Par Wilaya :**

Pour la distribution des causes des sinistres par wilaya, ce sont les mêmes constatations faites pour les répartitions des sinistres en fonction du système constructif et fonction de l'âge de la construction qui peuvent être dites ici. C'est à dire le manque d'entretien et l'exploitation inadéquate sont les principales causes des désordres et occupent la 1<sup>ère</sup> place avec des pourcentages variant entre 50% pour Tiaret à plus de 75% à Oran, dans les grandes et anciennes villes, et la mauvaise conception et exécution sont les principales causes et occupent les premières places dans la majorité des wilayates à caractère agricole ou/et nouvellement inscrite dans le dernier découpage administratif.

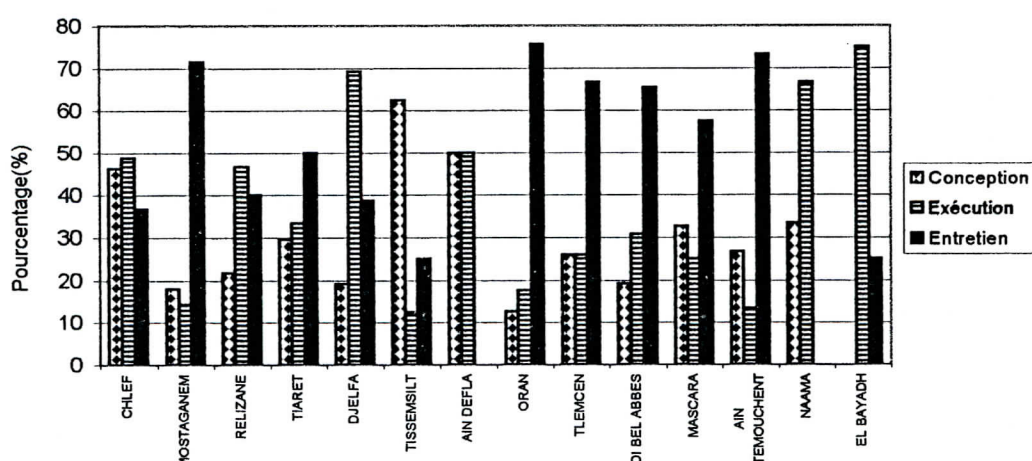


Figure II.7b : Répartition par wilaya des sinistres en fonction de l'origine des désordres



Pour bien situer les responsabilités, nous allons nous pencher d'avantage sur les trois causes principales des désordres.

### II.3.8.1 Répartition des sinistres relatifs à des erreurs de conception :

#### a) Globalement :

D'après la Figure II.8a le classement des sinistres dus à la conception est comme suit :

- (I) Etude complètement déficiente ou absence d'étude (20.9%),
- (II) Erreurs de calcul (méthodes et hypothèses ) (5.2%),
- (III) Sous dimensionnement des éléments (ferraillage, coffrage et enrobage insuffisants) (26.9%),
- (IV) Absence d'étude géotechnique ou/et inadaptation des fondations au type de sol (28.7%),
- (V) Absence de système d'évacuation des eaux (17.4%),
- (VI) Etude par des plans type (0.9%).

On remarque que les erreurs les plus graves en conséquence (menace de ruine) sont les plus répandues dans l'Ouest algérien. D'ailleurs l'absence d'étude géotechnique ou/et inadaptation des fondations au type de sol sont toujours accompagnées de tassement différentiel provoquant des dégâts considérables dans les cloisons la boiserie et qui peut toucher l'ossature principale.

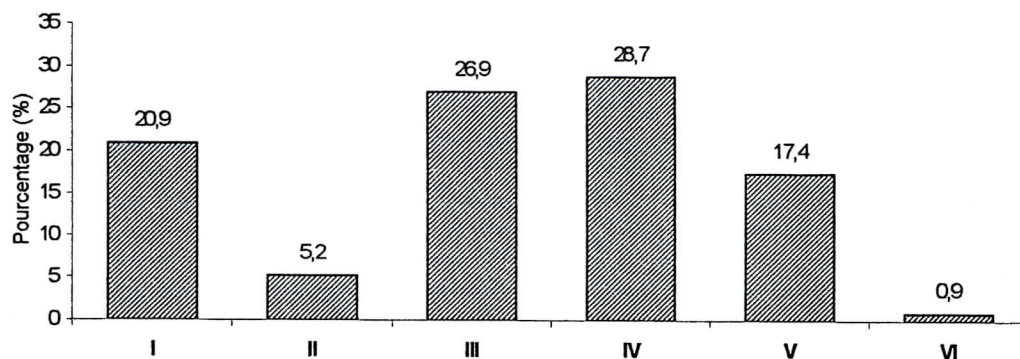


Figure II.8a : Répartition des sinistres relatifs à des erreurs de conception

#### b) Par Wilaya :

On remarque une variabilité dans les causes qui trouvent leurs origines dans la conception. Ainsi, les villes de Tiaret, Relizane, Tissemsilt et Mascara, c'est surtout l'absence d'étude géotechnique ou/et inadaptation des fondations au type de sol qui représentent le pourcentage le plus élevé. Cela est dû probablement à l'existence dans ces zones des sols argileux gonflants, comme c'est le cas dans les communes de Rahouia, Oued lile, Mechraa Sfa relevant de la wilaya de Tiaret et dans lequel quelques projets ont été réalisés sans étude géotechnique ou aucune précaution n'a

été prise pour éviter des tassements ou gonflements du sol (comme la réalisation de trottoir périphérique pour l'évacuation des eaux loin des fondations, etc.). Dans d'autres wilayas c'est surtout le sous-dimensionnement des éléments (sous dimensionnement de la section du béton, ferrailage ou enrobage insuffisant, etc.) qui le remportent, comme c'est le cas dans les villes d'Oran, Djelfa, Mostaganem et Chlef. Dans d'autres, c'est l'absence de système d'évacuation des eaux (usées, ménagères, pluviales) qui occupe la première position dans les villes de Sidi Bel Abbès et Tlemcen.

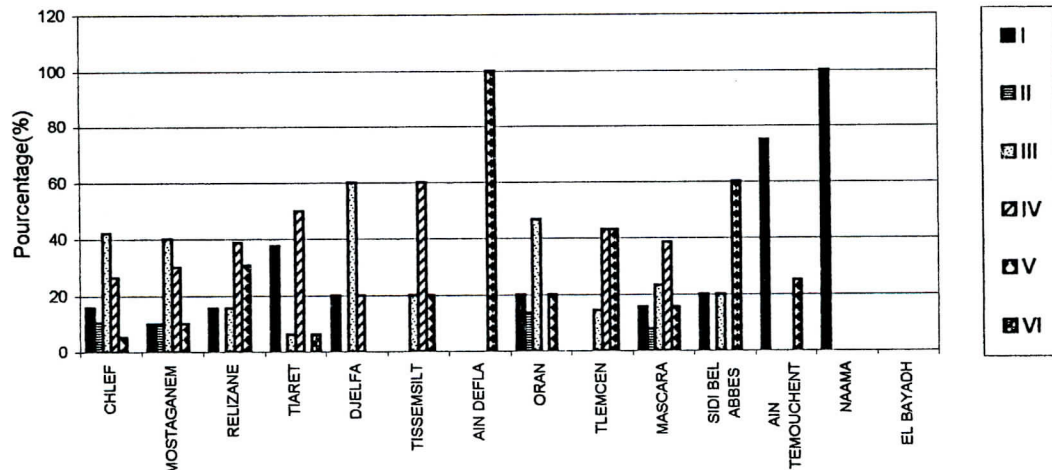


Figure II.8b : Répartition par wilaya des sinistres relatifs à des erreurs de conception

### II.3.8.2 Répartition des sinistres relatifs à des erreurs d'exécution :

#### a) Globalement :

Les fautes d'exécution les plus répandues sont:

- (I) Fautes dans l'exécution des travaux (de bétonnages, ferrailages, coffrages-décoffrages, etc.) (52.4%),
- (II) Non-conformité de l'exécution avec les plans (5.4%),
- (III) Mauvaise exécution de l'étanchéité (22.1%),
- (IV) Mauvaise qualité du Béton mis en œuvre (20.1%).

On remarque sur la figure II.9a que plus de la moitié des sinistres qui trouvent leur origine dans des erreurs d'exécution correspondent à des fautes dans l'exécution des travaux de ferrailage (enrobage insuffisant, armatures mal disposées ou mal coudées, insuffisance d'armatures de coutures, etc.), de bétonnage et de coffrage. Le deuxième type concerne la mauvaise exécution du complexe multicouche (étanchéité) avec un pourcentage de l'ordre de 22.7%. Ce résultat confirme la cause de la mise en application depuis quelques années par l'organisme de Contrôle Technique de la Construction (C.T.C) d'une

circulaire exigeant le contrôle de l'opération de mise en place de l'étanchéité. Le troisième type d'erreurs d'une grande importance correspondant à la mauvaise qualité du béton mis en œuvre.

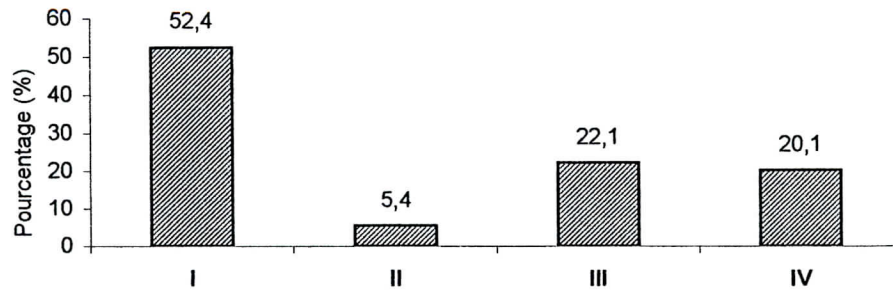


Figure II,9a : Répartition des sinistres relatifs à des erreurs d'exécution

**b) Par Wilaya :**

On constate que les fautes dans l'exécution des travaux. (de bétonnage, ferrailage, coffrage-décoffrage, etc.) constituent la principale cause de désordres résultant d'erreurs d'exécution dans presque la totalité des wilayas avec des pourcentages dépassant largement les 50%. Viennent ensuite les erreurs dues à la mauvaise qualité du béton mis en œuvre qui restent toujours l'une des erreurs la plus difficile à éviter avec des pourcentages variant entre 30% pour la wilaya de Mascara à 50% pour les wilayas de Mostaganem et Naama. Suivi de près par les erreurs résultant de la mauvaise exécution de l'étanchéité (à savoir, l'absence de protection lourde, pente trop ou moins importante, gargouilles mal exécutée, etc.) essentiellement dans les villes de Relizane, Ain Temouchent et Djelfa.

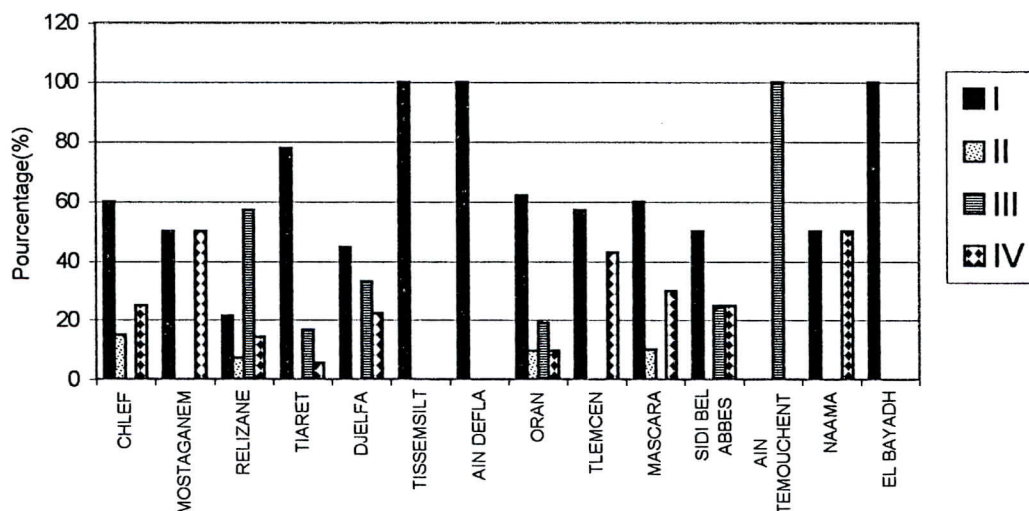


Figure II.9b : Répartition par wilaya des sinistres relatifs à des erreurs d'exécution

**II.3.8.3 Répartition des sinistres relatifs à des erreurs d'exploitation et d'entretien :**

**a) Globalement :**

Les erreurs dues à l'exploitation et l'entretien sont :

- (I) Exploitation inadéquate ou abusive (10.4%),
- (II) Défaut et/ou absence totale d'entretien (68.4%),
- (III) Défaillance des systèmes de collecte ou/et d'évacuation des eaux (21.2%).

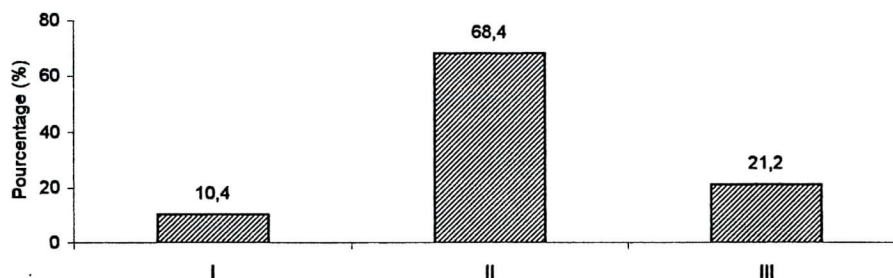


Figure II,10a : Répartition des sinistres relatifs à des erreurs d'entretien & exploitation

**b) Par Wilaya :**

L'absence totale d'entretien (II) et l'une des causes la plus répandue et occupe la première place avec des pourcentages variant entre 50% (pour Tlemcen) et 79% (pour Relizane) à l'exception de Djelfa et Tissemsilt où la défaillance des systèmes de collecte, de récupération et d'évacuation des eaux (III) qui l'emportent avec respectivement 100% pour Tissemsilt et 90% pour Djelfa. Toutefois, on signale des pourcentages non négligeables pour l'exploitation inadaptée ou abusive (I) dans les villes de Tlemcen et Tiaret avec plus de 20% des cas.

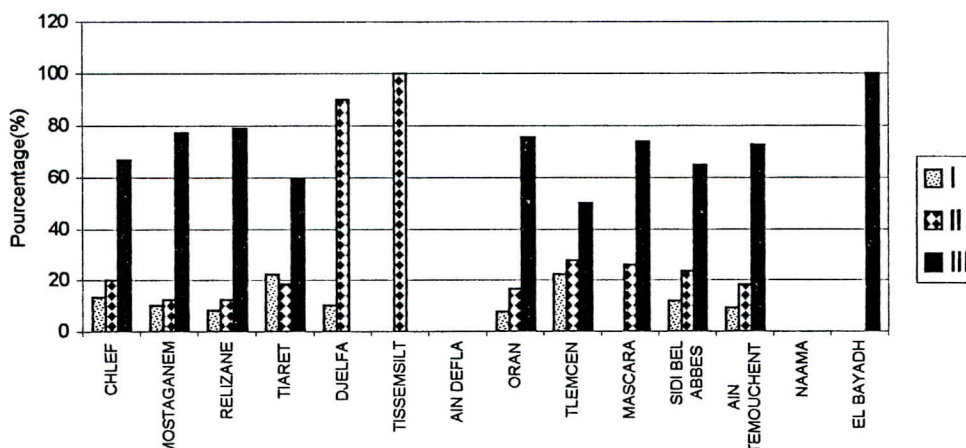


Figure II,10b : Répartition par wilaya des sinistres relatifs à des erreurs d'entretien & d'exploitation

### II.3.10 REPARTITION RENSEIGNEMENTS UTILES OMIS DES RAPPORTS D'EXPERTISES :

Il est apparu durant la phase de collecte d'information, des rapports d'expertises, que beaucoup de renseignements utiles (âges, types de plancher, origines des désordres, nombre de niveau, etc.) pour permettre de déterminer avec exactitude les corps d'états ou les origines exactes des désordres, ont été omis ou mal décrit. Sur le tableau II.7 on voit clairement que l'âge de la construction et l'un des paramètres qui est le plus absent dans les rapports d'expertises. Par contre, ce qui n'apparaît pas sur le tableau II.7, c'est essentiellement la qualité des rapports d'expertises du point de vue procédures de diagnostics et solutions proposées. Cette dernière diffère d'un expert à un autre et elle est parfois ambiguës ou ne reflète pas exactement la cause exacte du sinistre ce qui nécessite la mise en place de fiche technique de diagnostic unifier pour uniformiser les langages et éviter le surplus de phrases sans intérêt sur les rapports d'expertises.

Tableau II.7 : Répartition des renseignements utiles omis des rapports d'expertises

	Secteur d'activité	Usage	Age	Nombre de niveau	Système constructif	Type de plancher	Origine des désordres
Nombre de cas	0	0	63	5	1	4	1
(%)	0	0	13	1	0.2	1.8	0.2

### II.4 COMPARAISON AVEC DES ETUDES ULTERIEURES

Il est utile et instructif de comparer la situation observée dans une région de notre pays avec celle observée dans d'autres régions du territoire national et aussi avec celle existant dans d'autres pays.

Des études sur la nature et l'origine des sinistres ont été menées dans la région Centre [13] et dans le Sud Algérien [16], ainsi qu'une étude pathologie sur les sinistres dans les ouvrages d'arts (ponts)[17].

De même plusieurs études ont été publiées dans différentes revues techniques en France [18], en Belgique, en Grande Bretagne, en République fédérale d'Allemagne (R.F.A) et en Roumanie [19].

### II.4.1 COMPARAISON DES ORIGINES DES DESORDRES DANS DIFFERENTS REGIONS DU TERRITOIRE ALGERIEN :

La comparaison de la situation dans l'Ouest algérien avec celle du Centre et le Sud algérien est relativement facile à faire, puisque la méthode d'analyse est presque la même.

Le tableau II.8 donne une comparaison de la répartition des origines des désordres pour les trois régions du territoire algérien. On remarque une concordance dans la répartition des origines dans les régions Centre et Ouest où le manque d'entretien et l'exploitation sont les causes principales avec respectivement 56.8% et 52% (tableau II.8), par contre pour la région Sud c'est l'exécution et en particulier la mise en œuvre qui est prédominante avec plus de 60% vienne ensuite la conception avec 33%.

Tableau II.8 : Répartition des origines et causes des désordres en pourcentages pour différentes régions du territoire algérien.

	Sud algérien [16]	Centre algérien [13]	Ouest algérien
Conception	33%	23.1%	21%
Exécution	61%	20.1%	27%
Entretien/ Exploitation	---	56.8%	52%
Autres	06%	---	---

### II.4.2 COMPARAISON DES ORIGINES DES DESORDRES DANS LES BATIMENTS ET LES PONTS :

La première chose qui attire l'attention dans le tableau II.9 c'est le pourcentage assez important des sinistres liés à l'entretien et l'exploitation puisqu'il représente presque la moitié des sinistres dans les deux types (ponts et bâtiments). La deuxième constatation concerne la répartition selon l'origine des sinistres, où on remarque une distribution identique des pourcentages entre les ponts et le bâtiment. En premier lieu, ce sont les erreurs liées à l'entretien ensuite celles liées à des erreurs d'exécution et en fin celles liés à la conception.

Tableau II.9 : Répartition des origines des sinistres dans les ponts et les bâtiments.

	Bâtiment (Ouest algérien)	Ponts [17]
Entretien	52	44
Exécution	27	36
Conception	21	25

**II.4.3 COMPARAISON DES ORIGINES DES DESORDRES DANS DIFFERENTES REGIONS DU MONDE :**

Le tableau II.10 donne une comparaison de la répartition des origines des désordres pour différentes pays. Globalement on constate même si on tient compte du fait que les données dont on dispose sont incomplètes et que les enquêtes ont été menées de façon différente selon les pays et pour des périodes différentes, une similitude frappante entre les différents pourcentages à l'exception de l'Ouest et le Centre algérien.

L'examen détaillé du tableau II.10 révèle :

- 1) L'entretien et l'exécution en Algérie représentent 75% en moyenne des causes des sinistres à l'inverse des pays développés où la conception qui occupe le sommet. Ce résultat nous permet de dire que les pays développés sont entrain de récolté les fruits de la politique adoptée depuis des années en matière d'entretien (code de la construction et de l'habitat (C.C.H)[1]) et d'exécution (l'exigence d'une assurance qualité, sécurité et respect de l'environnement pour tous types de travaux de construction).
- 2) Le défaut de matériau ne trouve pas de place en Algérie cela est dû principalement d'une part à l'inexistence de matériaux spéciaux chez nous, d'autre part à la réticence des maîtres d'ouvrage à l'utilisation de nouveaux matériaux.

Tableau II.10 : Répartition des origines et causes des désordres en pourcentages pour différentes régions du monde

Origine des désordres	France 68-78	Belgique		Grande Bretagne 70-74	R.F.A 70-77	Roumanie 71-77	Algérie		
		74-75	76-77				Ouest 84-97	Centre 82-92	Sud 78-93
Conception	37	49	46	49	37	37	21	23.1	33
Exécution	51	22	22	29	30	19	27	20.1	61
Défaut de mx	04.5	15	15	11	14	22	52	56.8	---
Exploitation	07.5	09	08	10	11	11			
Divers	---	05	09	01	08	11	---	---	06

## **II.5 CONCLUSION**

Dans cette étude, on a analysé 484 cas de sinistres enregistrées dans l'Ouest algérien sur la base de rapports d'expertises des agences de C.T.C. L'étude a montré que les ouvrages les plus touchés sont ceux du secteur public à usage d'habitation ou scolaire. Les constructions à un ou deux niveaux à ossature autostable et en murs porteurs en pierre sont les plus touchées. Les causes des désordres les plus répandues sont ceux liées au manque ou absence d'entretien.

A la lumière de ce travail, nous avons constaté clairement le rôle du maître d'ouvrage à tous les niveaux (conception, exécution, réception des travaux et exploitation et entretien). Pour les établissements scolaires c'est la commune ou la direction de l'éducation qui doivent prendre tous les dispositifs pour la durabilité de leur établissement. Pour les bâtiments à usage d'habitation il est temps de mettre en œuvre un code de la construction régissant l'exploitation des ouvrages et obligeant les propriétaires à entretenir régulièrement leurs domiciles dont il est responsable, dans un but sécuritaire et sanitaire, comme il est le cas en France avec le Code de la Construction et de l'Habitat (C.C.H) [1].



# **CHAPITRE III :**

## **ANALYSE STATISTIQUE ET CONTRÔLE DE LA QUALITÉ DU BÉTON**

### **III.1 INTRODUCTION**

Fabriquer du béton n'est plus une opération de mélange de constituants (ciment, agrégats, eau, adjuvant, etc. ) dans des proportions données, c'est plutôt produire un béton de qualité adéquate.

L'étude statistique faite dans le chapitre précédent a montré clairement que la mauvaise qualité du béton mise en œuvre est responsable de plus de 20 % des sinistres dus à des erreurs d'exécution enregistrées dans l'Ouest algérien, ce qui montre l'importance du manque du savoir-faire d'une part et l'absence de contrôle strict de la qualité du béton mise en œuvre d'autre part.

Afin de bien situer l'importance de la mise en œuvre sur la qualité du béton finie, une analyse statistique de 21 projets pris comme échantillon dans l'Ouest algérien sera traité ci-après. L'objectif de cette dernière est d'arriver à caractériser l'ensemble des résultats d'écrasement d'éprouvettes en béton de ces projets par une approche purement statistique qui permet d'en tirer des paramètres statistiques significatifs pour classer le béton et d'en déduire les causes de la mauvaise qualité de point de vu pratique et technique.

### **III.2 QUALITE DU BETON**

La qualité du béton dépend de la nature et du dosage des matériaux de base ainsi que des soins apportés au mélange et de la mise en œuvre. Les propriétés qui y sont liées sont :

- La résistance mécanique du béton durci, qui est le critère de base retenu par le DTR BE2-1 [20].
- L'ouvrabilité du béton frais liée à la teneur en eau et en particulier au rapport Eau/Ciment.

Pour le critère de qualité du béton, il est basé essentiellement sur la résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique requise (prise en compte au niveau de la conception et obtenue généralement à partir d'essai d'écrasement à 28 jours, dans les conditions normalisées sur des éprouvettes cylindriques ( $\phi=16\text{cm}$ ,  $H=32\text{cm}$ )).

### III.3 CONTROLE DE LA QUALITE DU BETON

En Algérie, les vérifications ou les contrôles de la qualité du béton mise en œuvre sont fonction de la catégorie du chantier (son importance)[20] :

- Pour la catégorie A (chantier de très petite importance, comportant au plus un étage sur R.d.C est sous-sols et dont les éléments résistants sont de portée limitée sans porte à faux important et sans poteaux élancés), aucune mesure de résistance n'est requise à l'exception des exigences concernant le dosage minimal en ciment et la résistance caractéristique maximale.
- Pour la catégorie B (chantier de petite importance comportant au plus trois étages sur R.d.C et sous-sols et dont les éléments résistants sont de portée limitée sans porte à faux important et sans poteaux élancés (bâtiments d'habitation d'une vingtaine de logements dont la quantité de béton mise en œuvre n'excède pas les 1000 m<sup>3</sup> environ)), des mesures d'informations réalisées sur l'ouvrage à l'aide d'un scléromètre sont suffisantes pour apprécier l'ordre de grandeur de la résistance caractéristique du béton qui se déduit de la moyenne des mesures ( $f_{m28}$ ) de résistance obtenue sur une série de relevés d'indice sclérométrique effectués sur un certain nombre d'éléments identiques (par exemple plusieurs poutres, colonnes, dalles ou voiles d'un même poste de fabrication) en retirant 8 MPa.

$$f_{c28} = f_{m28} - 8 \text{ MPa [MPa]}$$

- Pour la catégorie C (chantier de moyenne importance ne comportant que des éléments courants et normalement sollicités (cas d'un ensemble de bâtiments d'habitation de moins dix niveaux et dont la quantité de béton fabriquée n'excède pas les 3000 m<sup>3</sup>)), les contrôles sont effectués :
  - D'une part, par des essais d'écrasement effectués sur des cylindres conformément aux règles en vigueur et complétés par la détermination de la masse volumique du béton.
  - D'autres parts, par des essais d'information complémentaires à l'aide d'un scléromètre ou par essais de traction par flexion sur des éprouvettes prismatiques (7x7x28 cm) avec le même béton que celui ayant servi à confectionner les cylindres pour les essais de contrôle.

Dans cette catégorie, les essais sont effectués sur une série de trois (03) cylindres, chaque cylindre étant prélevé sur une gâchée différente. La

fréquence des essais varie comme suit : un essai avant le début des opérations de bétonnage, puis après les 300 premiers m<sup>3</sup>, puis régulièrement tous les 500 m<sup>3</sup> ou plus fréquemment ( $\geq 1$  tous les 500 m<sup>3</sup>), si les essais d'information réglementaires révèlent une variation très sensible des valeurs de résistance.

- Pour la catégorie D (chantier de grande importance et comportant des éléments de dimensions courantes (cas des immeubles de grandes hauteurs, les complexes sportifs de grande dimension, les entrepôts industriels à fortes charges, ainsi que les ouvrages situés en zone sismique et appartenant au groupe d'usage 1 selon le RPA88[21])), les essais de compressions sont effectués sur trois (03) séries de trois (03) cylindres chacune. La fréquence de prélèvement sera, un essai avant le début des opérations de bétonnage puis régulièrement tous les 300 m<sup>3</sup> et/ou tous les 1000 m<sup>2</sup> de plancher et/ou une fois par mois.

- Pour la catégorie E (chantier respectant les conditions des catégories A, B, C ou D, sauf pour certains éléments particuliers tels que les porte à faux importants, poteaux très élancés, planchers de grande portée et résistance à la compression au moins égale à 30 MPa (ou 300 bars)), le contrôle sera similaire aux catégories des éléments particuliers où le contrôle sera défini à l'avance dans les documents du marché ou sur proposition de l'entrepreneur.

### III.4 CRITERE DE CONFORMITE

Le contrôle de la conformité à la résistance requise peut être spécifié selon trois modes :

**Mode1** : Il concerne le cas où les essais portent sur trois séries de trois cylindres (cas de la catégorie D), chaque série étant prélevée dans la gâchée. La résistance caractéristique déduite de ces essais est :

$$f_c \geq \min (f_{\text{moy}} - 4, f_{\text{min}} + 1) \quad \text{si } f_c(\text{choisie}) < 30 \text{ MPa}$$

$$f_c \geq \min (f_{\text{moy}} - 6, f_{\text{min}} + 0) \quad \text{si } f_c(\text{choisie}) \geq 30 \text{ MPa}$$

Où,  $f_c$  : est la résistance caractéristique

$f_{\text{moy}}$  : est la résistance moyenne

$f_{\text{min}}$  : est la résistance minimale

**Mode2** : Il concerne le cas où les essais portent sur une série de trois cylindres (cas de la catégorie C) prélevés sur trois gâchées différentes et les trois prélèvements étant effectués au cours d'une période d'un mois au plus. La résistance caractéristique déduite de ces essais est :

$$f_c \geq \min (f_{\text{moy}} - 8, f_{\text{min}} - 2) \quad \text{si } f_c(\text{choisie}) \leq 30 \text{ MPa}$$

**Mode3** : Il concerne le cas où les essais portent sur deux séries de trois cylindres prélevés sur six gâchées différentes. La résistance caractéristique déduite de ces essais est au moins égale à :

$$f_c \geq \min (f_{\text{moy}} - 8, f_{\text{min}} - 1) \quad \text{si } f_c(\text{choisie}) \leq 30 \text{ MPa}$$

### **III.4.1 Contrôle de la qualité du béton dans différents règlements étrangers**

Le contrôle de la qualité du béton diffère d'un pays à un autre, chacun préconise des restrictions plus ou moins sévères fonction de certaines considérations d'ordre économique techniques ou autres, mais tous s'accordent à juger la qualité du béton selon deux aspects :

- Le premier aspect concerne l'organisation et le contrôle du processus de fabrication (qualité intrinsèque du mélange, conditions de durcissement du béton (transport, vibration, mise en œuvre, température au cours de la période de durcissement)).
- Le deuxième aspect concerne le contrôle de la conformité, du produit fini en adoptant la résistance caractéristique à la compression comme critère représentatif de la qualité du béton.

Le tableau III.1 résume les paramètres et les critères de contrôle de la qualité du béton dans différents règlements.

Tableau III.1 : résumé des critères de contrôle de la qualité du béton dans 04 codes.

Codes	ACI 318-77 [22]	BS 8110 [23]	AFNOR N.F [24]	DTR BC2.1 [20]
<b>Contrôle de la qualité du béton.</b> a) Définition du lot et fréquence de prélèvement.	Au moins 01 prélèvement tous les 115 m <sup>3</sup> . Pour les dalles et voiles 01 prélèvement tous les 465 m <sup>3</sup> .	Au moins 01 prélèvement tous les 10 m <sup>3</sup> pour les éléments très sollicités tous les 20 à 50 m <sup>3</sup> pour les éléments soumis à des faibles sollicitations.	Au moins 01 prélèvement tous les 100 m <sup>3</sup> .	Au moins 01 prélèvement tous les 300 m <sup>3</sup> , puis régulièrement tous les 500 m <sup>3</sup> .
b) Définition des éprouvettes et leur lot de prélèvement.	01 prélèvement comporte 03 résultats d'essais avec chaque résultat est la moyenne d'écrasement de 02 cylindres d'une même gâchée.	01 prélèvement comporte 04 résultats d'essais avec chaque résultat est la moyenne d'écrasement de 02 cubes d'écrasement.	01 prélèvement comporte 3 cylindres + 1 à chaque 100 m <sup>3</sup> supplémentaires	01 prélèvement comporte 3 cylindres, chaque cylindre est prélevé dans une gâchée.
<b>Contrôle de la résistance et critère de conformité</b> - Définition du critère d'acceptation	n=3 résultats. - $f_{cm} \geq f_c$ - $f_{ci} \geq f_c - 3.45 \text{ MPa}$ $f_{cm}$ : résistance moyenne $f_{ci}$ : résistance individuelle. $f_c$ : résistance caractéristique	n=4 résultats - $7,5 \text{ MPa} < f_c < 15 \text{ MPa}$ - $f_{moy} > f_c + 2 \text{ MPa}$ - $f_{ci} > f_c - 2 \text{ MPa}$ - $f_c > 20 \text{ MPa}$ - $f_{moy} > f_c + 3 \text{ MPa}$ - $f_{ci} > f_c - 3 \text{ MPa}$	n=3 éprouvettes - $f_{moy} \geq f_c + k1$ - $f_{min} \geq f_c - k2$ n > 15 éprouvettes - $f_{moy} \geq f_c + \lambda.S$ - $f_{min} \geq f_c - k2$ $f_{cm}$ : résistance moyenne $f_{min}$ : résistance individuelle. $f_c$ : résistance caractéristique	n=3 cylindres Si $f_c \leq 30 \text{ MPa}$ - $f_c \geq \min(f_{moy}-8, f_{min}-2)$ Si $f_c \geq 30 \text{ MPa}$ - $f_c \geq \min(f_{moy}-8, f_{min}-1)$

### III.5 ASPECT STATISTIQUE

L'expérience a montré que dans de nombreuses situations ou événement pratiques de la vie, ainsi que lors des recherches scientifiques d'un phénomène quelconque, nous sommes confrontés à des situations pour lesquelles les lois déterministes rigoureuses auxquelles nous sommes familiarisés ne sont plus valables et les phénomènes sont souvent soumis à des fluctuations importantes et aléatoires. Et seules les théories probabilistes et les statistiques mathématiques nous permettent de prévoir leur déroulement.

C'est ce qui se passe quand on confectionne du béton de même composition pendant une durée plus ou moins importante et qu'on évalue la qualité du béton en effectuant régulièrement des essais de compression, les résistances mesurées ne seront jamais de valeurs égales, mais dispersées autour d'une valeur dite moyenne.

Dans un diagramme présentant en abscisse, la résistance du béton et en ordonnée la fréquence d'observation de valeurs situées dans un intervalle de

résistance, on constate que pour un grand nombre d'essais et des petits intervalles, les points se répartissent le plus souvent suivant une courbe en forme de cloche, connue en statistique sous le nom de courbe de Gauss (figure III.1) et la variable aléatoire  $f_{cj}$  suit la loi de distribution normale.

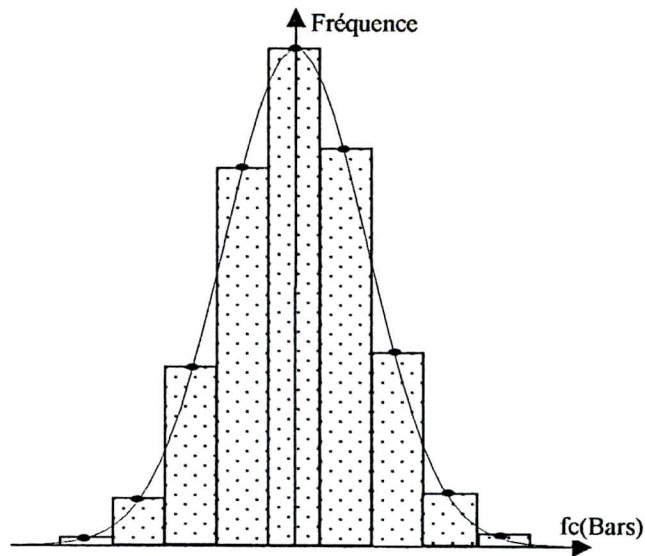


Figure III.1 : Loi de distribution normale

### III.5.1 LOI DE DISTRIBUTION NORMALE (LOI DE LAPLACE GAUSS)

Pendant l'estimation des résultats d'écrasement d'éprouvettes en béton selon les lois de la statistique, il a été montré que la distribution des valeurs de résistances peut être représentée par la loi normale et plusieurs études ont confirmé que la fréquence d'observation des valeurs de la résistance à la compression du béton suit une distribution continue et se répartit suivant la loi normale ([25,26]).

**Définition:** Une distribution normale d'un variable aléatoire ( $x$ ), s'exprime par la formule :

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} .dx \quad (III.1)$$

Avec  $\mu$  : moyenne

$\sigma$  : écart type

$x-\mu$  : écart de la moyenne

Cette fonction se caractérise selon la figure III.2 par :

- L'allure de la courbe est symétrique par rapport à la valeur ( $\mu$ ) dite valeur moyenne ou médiane,
- La surface totale hachurée sous la courbe est égale à 1,
- Pour un intervalle de  $2/3.\sigma$  de part et d'autre de  $\mu$  représente exactement 50% de la surface totale sous la courbe,
- Pour un intervalle de  $\sigma$  de part et d'autre de  $\mu$  représente exactement 68.26% de la surface totale sous la courbe,
- Pour un intervalle de  $2.\sigma$  de part et d'autre de  $\mu$  représente exactement 95.46% de la surface totale sous la courbe,
- Pour un intervalle de  $3.\sigma$  de part et d'autre de  $\mu$  représente exactement 99.73% de la surface totale sous la courbe,

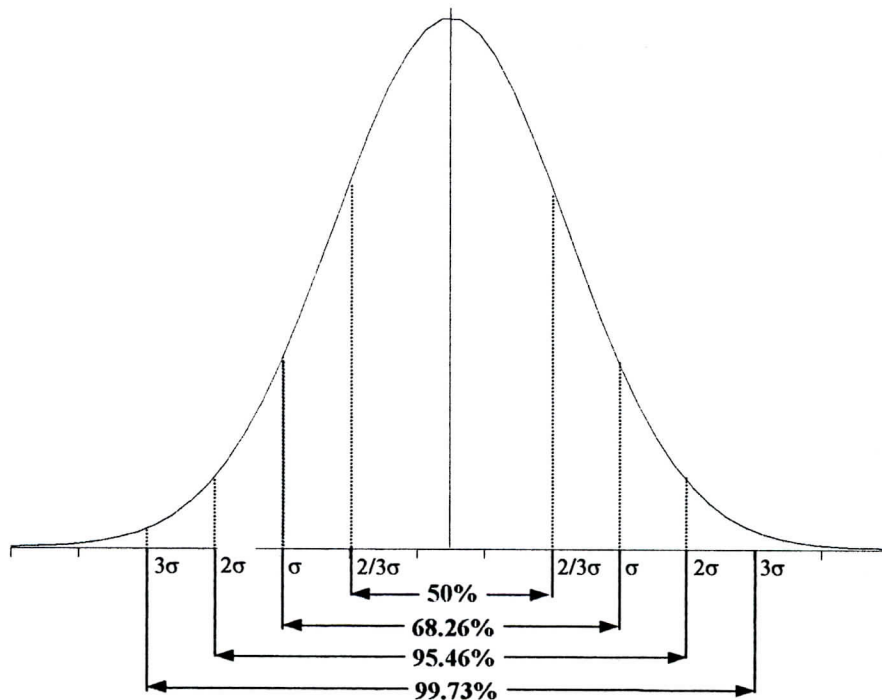


Figure III.2 : Relation entre  $\sigma$  et la surface sous la courbe

La probabilité pour qu'une variable  $x$  soit inférieure à un point  $c$  est donnée par :

$$P(x < c) = \int_0^c \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} .dx \quad (III.2)$$



La probabilité pour qu'une variable  $x$  se trouve entre 02 points  $a$  et  $b$  est donnée par :

$$P(a < x < b) = \int_a^b \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} .dx \quad (III.3)$$

Afin d'évaluer cette équation pour toutes les valeurs de la moyenne  $\mu$  et de l'écart type  $\sigma$ , on introduit une variable réduite  $z$  avec :

$$z = \frac{(x - \mu)}{\sigma} \quad (III.4)$$

Cette variable réduite suit une loi normale de moyenne centrée à  $z=0$  et d'écart type  $\sigma=1$ , dans ce cas la variable  $z$  représente la quantité de l'écart type entre laquelle la variable  $x$  peut s'écarter de la moyenne  $\mu$

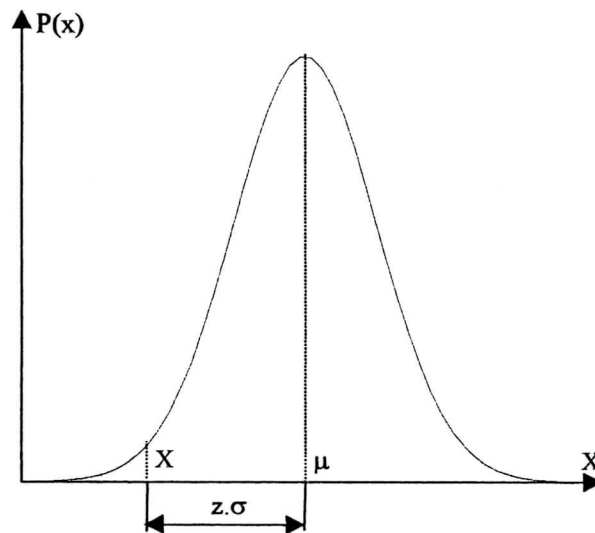


Figure III.3 : Loi de distribution normale de la variable réduite  $z$

### III.5.2 PARAMETRES DE LA NORMALE

- a) **Résistance moyenne.** C'est la moyenne arithmétique des résistances obtenues sur  $n$  éprouvette, confectionnées à partir d'une même composition du mélange.

$$f_{\text{moy}} = \frac{\sum f_{ej}}{n} \quad (III.5)$$

$f_{ej}$  : valeur de résistance

$n$  : taille de l'échantillon

- b) **Dispersion** : cette dernière est généralement caractérisée par l'écart type  $\sigma$  et le coefficient de variation appelé aussi coefficient de dispersion V.

*b.1) Ecart type ( $\sigma$ )*. Il est défini par l'expression suivante :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (f_{c_j} - f_{moy})^2}{n-1}} \quad (III.6)$$

*b.2) Coefficient de variation (V)*. Il est défini par l'expression suivante :

$$V = \frac{\sigma}{f_{moy}} [\%] \quad (III.7)$$

### III.5.3 RESISTANCE CARACTERISTIQUE

La résistance caractéristique correspond à la probabilité de n'obtenir dans une distribution statistique normale des résultats d'essais d'écrasement sur des cylindres, que 5% des résultats en dessous de la valeur requise.

$$P(f_c < f_{c_j}) = 5\%$$

$$P(f_c < f_{c_j} < f_{moy}) = 50\% \Rightarrow z = -1.64.\sigma$$

$$\frac{(f_c - f_{moy})}{\sigma} = -1.64.\sigma$$

$$\Rightarrow f_c = f_{moy} - 1.64.\sigma \quad (III.8)$$

### III.5.4 TEST DE CONFORMITE

#### III.5.4.1 Introduction :

Pendant l'étude de la distribution d'une variable quelconque (dans notre cas la résistance à la compression  $f_{c_j}$ ). En général et surtout si la taille de l'échantillon est assez grande, on classe les résultats obtenus dans un tableau de fréquence et on construit un histogramme avec la détermination d'un certain nombre de paramètres significatifs telle que la moyenne ( $f_{moy}$ ), l'écart type ( $\sigma$ ) et le coefficient de variation (V). Ces paramètres résument les renseignements fournis par l'histogramme.

Il est intéressant, chaque fois que cela est possible de remplacer la répartition expérimentale (tableau de fréquence ou histogramme) par une répartition théorique permettant de pousser l'analyse de la variable  $f_{c_j}$ .

#### III.5.4.2 Problème de conformité :

La répartition théorique ayant été choisie, il est alors nécessaire de se demander si elle représente bien la répartition expérimentale, c'est à dire qu'elle est bien

conforme. La vérification de la conformité de la distribution théorique choisie à la répartition expérimentale donnée est effectuée au moyen du test du Khi-deux ( $\chi^2$ ).

### III.5.4.3 Définition du Khi-deux ( $\chi^2$ ) :

Considérant une série statistique constituée par  $n$  observations. Ces observations sont réparties en  $k$  classe (intervalle choisi).

Soit,  $O_i$  : l'effectif observé de la classe  $i$ , ( $\sum_{i=1}^k O_i = n$ ).

$P_i$  : la probabilité pour une observation d'appartenir à la classe  $i$ , ( $\sum_{i=1}^k P_i = 1$ )

$C_i$  : l'effectif théorique de la classe  $i$ , ( $\sum_{i=1}^k C_i = n$ ) c'est à dire l'effectif que la théorie permet de prévoir pour la classe  $i$

Les effectifs observés  $O_1, O_2, \dots, O_k$ . diffèrent plus ou moins des effectifs calculés (théoriques)  $C_1, C_2, \dots, C_k$ . Il est donc nécessaire de mesurer l'écart entre la répartition théorique et la répartition observée, ce qui a amené K-PEARSON à adopter l'indice du Khi-deux ( $\chi^2$ ) comme référence :

$$\chi^2 = \frac{(O_1 - C_1)^2}{C_1} + \frac{(O_2 - C_2)^2}{C_2} + \dots + \frac{(O_k - C_k)^2}{C_k} = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - C_i)^2}{C_i} \quad (\text{III.9})$$

$k$  : nombre de classe (fonction de la taille de l'échantillon)

Ce nombre est nul, si et seulement si l'effectif observé de chaque classe est égale à l'effectif théorique (calculé), et il est d'autant plus grand que la répartition expérimentale s'il s'écarte plus de la répartition théorique. Par contre, il a été constaté que la répartition théorique peut être très voisine de la répartition expérimentale et cependant le  $\chi^2$  est très élevé lorsque le nombre de classe est très élevé (somme d'un grand nombre de terme de faibles valeurs). Donc la seule valeur de  $\chi^2$  ne suffit donc pas à caractériser la proximité de deux échantillons, il faut faire apparaître le nombre de classe ( $k$ ).

On définira alors un deuxième paramètre appelé degré de liberté (d.d.l) et noté  $v$  et qui est égal au nombre de classe diminuer de 1, c.à.d :

$$v = k - 1 \quad (\text{III.10})$$

**III.5.4.4 Test du  $\chi^2$  :**

Le test de  $\chi^2$  s'effectue selon les étapes suivantes :

1) On pose l'hypothèse qu'il y a conformité (ou concordance) entre la répartition théorique et la répartition expérimentale.

2) On calcule :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - C_i)^2}{C_i}$$

3) On définira un seuil de risque  $\alpha$  généralement ( $\alpha=5\%$ ) correspondant à un seuil de sécurité  $\alpha'=1-\alpha$  ( $\alpha'=95\%$ ).

4) On utilise alors la table du  $\chi^2$  pour déterminer la valeur du Khi-deux ayant la probabilité  $\alpha$  d'être dépassé ( $\chi_\alpha^2$ ), avec un nombre de degré de liberté  $v$  correspondant.

5) On compare la valeur de  $\chi^2$  calculée avec celle des tables ( $\chi_\alpha^2$ ) en appliquant la règle de décision suivante:

- Si  $\chi^2 \geq \chi_\alpha^2$  (c.à.d si la valeur de  $\chi^2$  calculée est supérieure ou égale à la valeur lue dans la table) l'hypothèse  $H_0$  est rejetée.
- Si  $\chi^2 < \chi_\alpha^2$  l'hypothèse  $H_0$  est retenue, c.à.d la distribution observée est conforme à la distribution théorique.

**III.5.4.5 Condition d'utilisation du Test de  $\chi^2$  :**

Le test du  $\chi^2$  ne peut être utilisé que si tous les effectifs calculés sont suffisamment grand  $C_i \geq 5$  ( $\forall i=1,2,\dots,k$ ).

**III.6 METHODE D'ANALYSE**

L'étude statistique portera sur un échantillon de 855 procès verbal d'écrasement d'éprouvette en béton à différents âges (7, 14, 21 et 28 jours), représentant au total 21 projets dont la majorité sont, soit à usage d'habitation (70 logements, 110 logements, etc. ) ou scolaire (écoles fondamentales, lycée, etc.) et dont le nombre de niveau n'excède pas quatre étages. Chaque procès verbal d'écrasement de béton (voir modèle dans l'annexe2) contient entre trois et six résultats d'écrasement. Ces derniers nous ont été communiqués par les laboratoires de travaux publics (L.T.P) de l'Ouest algérien et les bureaux d'études de la wilaya (BETWEL). L'étude concerne seulement

deux régions de l'Ouest algérien à savoir CHLEF et TISSEMSILT et les projets analysés couvrent la période allant de 1990 à 1997.

L'analyse a été précédée par une phase de collecte des P.V d'écrasement et l'introduction de leur contenu selon une fiche technique préétablie pour chaque P.V (voir modèle dans l'annexe 3) et qui contient entre autre les indications suivantes :

- L'emplacement ,
- Type d'ouvrage,
- Caractéristiques des matériaux (classe et dosage en ciment, quantité d'eau de gâchage, dosage en agrégats (sable, et gravier)),
- Valeurs des résistances (de 3 à 6) pour les âges (7,14,21 et 28 jours),
- Le lot d'éléments (semelles, poteaux, voiles, plancher, etc.).

La base de donnée recueillie, sera introduite dans un micro-ordinateur dans le but de faciliter l'opération d'analyse.

### III.7 ANALYSE STATISTIQUE

L'analyse statistique sera menée par le logiciel de statistique " STATGRAPH" après avoir introduit la base de données des différents paramètres dans le logiciel MICROSOFT EXCEL97.

#### III.7.1 RESULTATS ET DISCUSSION

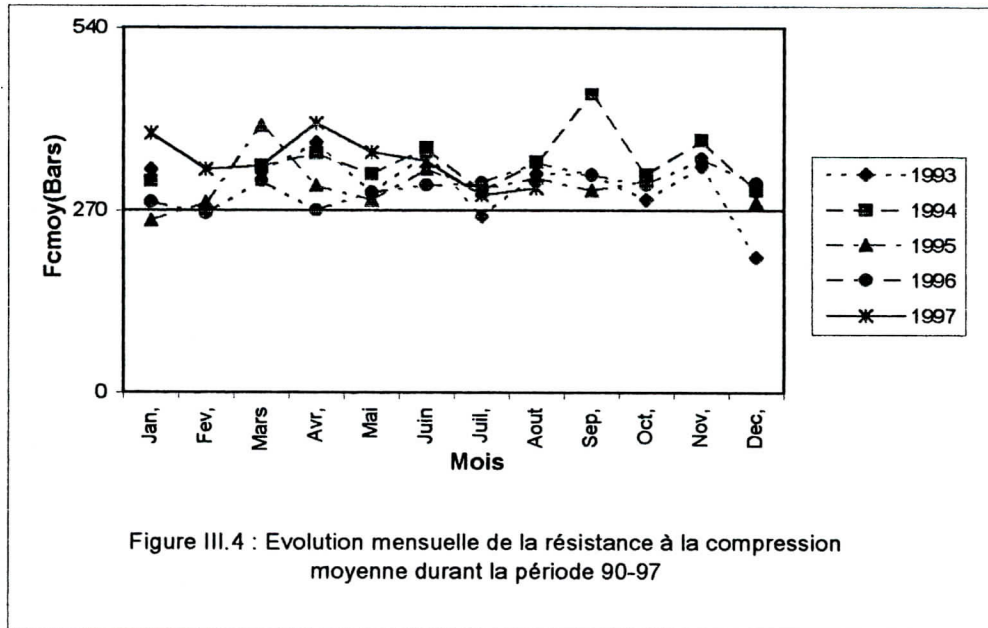
Le tableau III.2 indique la distribution du nombre de résultats d'écrasement d'éprouvettes en béton à différents âges à travers la période 90-97. On remarque que le nombre de rapports d'écrasement est assez élevé à 28 jours, ce qui est normal, puisque c'est l'âge préconisé d'habitude par le règlement pour l'écrasement (voir dans l'annexe 4 les résultats individuels de quelques projets).

Tableau III.2 : Distribution des résultats d'écrasement à différents âges à travers la période 90-97

Année → Age ↓	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997
7 j	03	06	24	27	78	36	66	24
14 j	11	00	09	12	39	24	33	51
21 j	00	00	00	09	03	12	12	03
28 j	61	03	03	39	84	27	108	48

### III.7.1.1 Evolution mensuelle de la résistance moyenne à la compression pour la période 90-97

Les résultats d'écrasement du béton obtenus durant la période 90-97, ont permis la représentation graphique de la série chronologique de l'évolution mensuelle de la résistance à la compression moyenne dans les wilayas citées ci-dessus, il en ressort de la figure III.4 que dans la majorité des projets, on dépasse la résistance exigée dans les calculs et qui est prise égale à 270 bars à 28 jours.



Pour mettre en relief l'influence saisonnière sur la résistance à la compression moyenne ( $f_{moy}$ ). Nous avons fait d'une année à une autre un décalage positif d'amplitude 400 bars. L'examen graphique de la série chronologique (figure III.5) nous a permis de constater une tendance à la baisse de la résistance pendant la saison d'été de chaque année et en particulier durant le mois de juillet. Ce qui est en conformité avec les résultats obtenus dans le Sud de l'Algérie [27] et qui remet en cause le non-respect des règles de l'art concernant le bétonnage par temps chaud, ensoleillé et sec qui nécessite l'utilisation d'adjuvant retardateur de prise ou des plastifiants pour éviter un excès d'eau, sinon des produits de cure pour protéger la surface du retrait plastique.

### III.7.1.2 Répartition des résistances $f_{cj}$ selon les classes de résistances

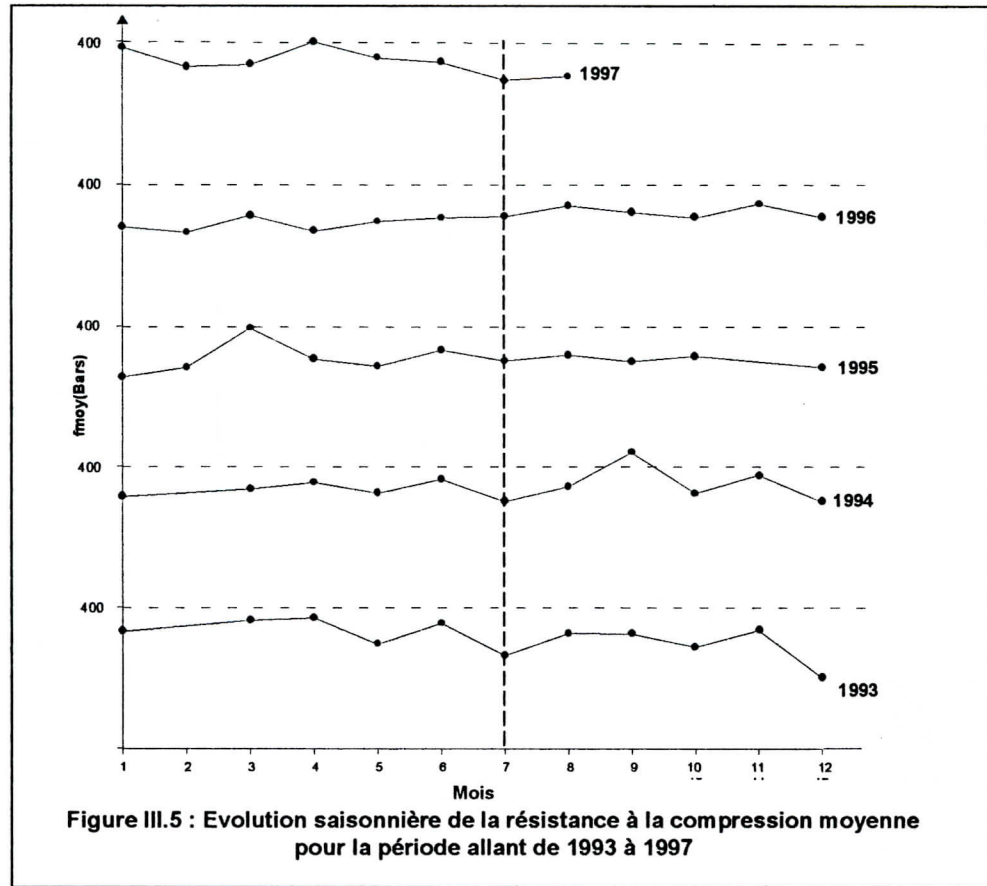


Figure III.5 : Evolution saisonnière de la résistance à la compression moyenne pour la période allant de 1993 à 1997

Pour mieux éclaircir la répartition des résistances à différents âges, nous définissons quatre (04) classes distincte de résistance pour chaque âge selon tableau III.3.

Tableau III.3 : Répartition  $f_{cj}$  selon différentes classes de résistance.

Classe	CI (Bars)	CII (Bars)	CIII (Bars)	CIV (Bars)
7 j	$f_{cj} \geq 170$	$170 > f_{cj} \geq 120$	$120 > f_{cj} \geq 90$	$f_{cj} < 90$
14 j	$f_{cj} \geq 220$	$220 > f_{cj} \geq 160$	$160 > f_{cj} \geq 120$	$f_{cj} < 120$
21 j	$f_{cj} \geq 250$	$250 > f_{cj} \geq 190$	$190 > f_{cj} \geq 140$	$f_{cj} < 140$
28 j	$f_{cj} \geq 270$	$270 > f_{cj} \geq 200$	$200 > f_{cj} \geq 150$	$f_{cj} < 150$

**Classe I (CI) :** Le béton est considéré comme bon et le contrôleur peut se dispenser d'une vérification quelconque.

**Classe II (CII) :** Le béton est considéré comme acceptable du point de vue résistance à condition de procéder à des vérifications de calcul avec cette nouvelle valeur de  $f_{cj}$ .

**Classe III (CIII) :** Le béton est inacceptable vu sa faible résistance à la compression, et un confortement des éléments structuraux s'avère indispensable.

**Classe IV (CIV) :** Le béton est d'un très faible résistance à la compression. Une étude de faisabilité s'impose pour le choix entre la démolition et le confortement de la partie concernée.

Sur la figure(III.5), on remarque que la classe I (CI), qui correspond à un béton de bonne qualité prédomine largement les autres classes pour les différents âges d'écrasement, avec une diminution des pourcentages au fur et à mesure qu'on passe d'un âge à un autre dans le sens de croissance.

Une constatation importante est à signaler pour les classes III et IV, qui correspond respectivement à un béton de mauvaise et très mauvaise qualité, où leurs pourcentages à différents âges sont nuls à l'exception des bétons écrasés à 28 jours.

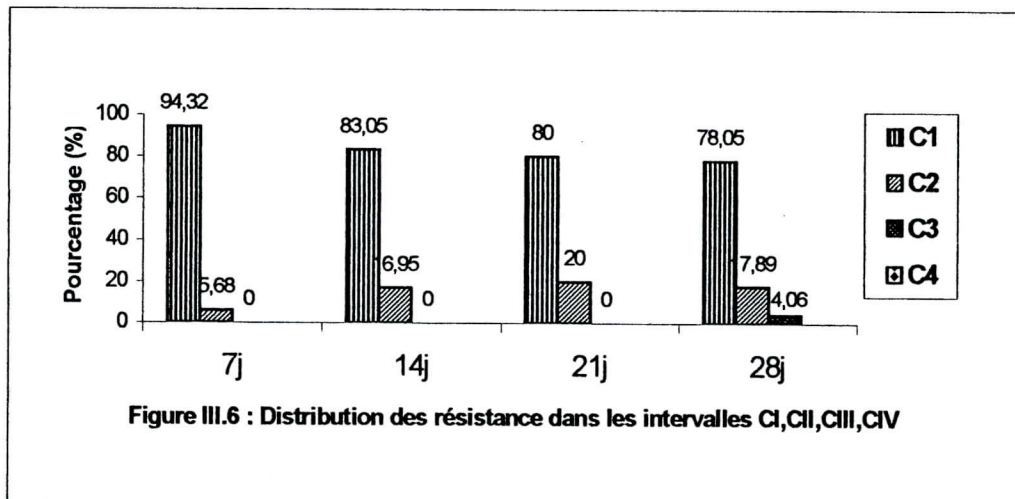


Figure III.6 : Distribution des résistance dans les intervalles C1,CII,CIII,CIV

### III.7.1.3 Analyse statistique approfondie

Il s'agit maintenant d'appliquer les statistiques approfondies et de passer de l'observation à la génération, c'est à dire la représentation d'un ensemble de résultats d'écrasement par quelques grandeurs significatives (moyenne, écart type, coefficient de variation, etc.).

On remarque sur le tableau III.4 que la distribution normale théorique est le modèle de loi la plus adéquate pour représenter les résultats de la distribution des résistances à la compression dans la majorité des projets, puisque plus de 87% des



projets analysés sont conformes à cette loi normale d'après le test de khi-deux ( $\chi^2$ ). Les figures III.7a et III.7b illustrent deux exemples de projet type parmi les 21 projets analysés, le premier représente la wilaya de Chlef et le deuxième la wilaya de Tissemsilt.

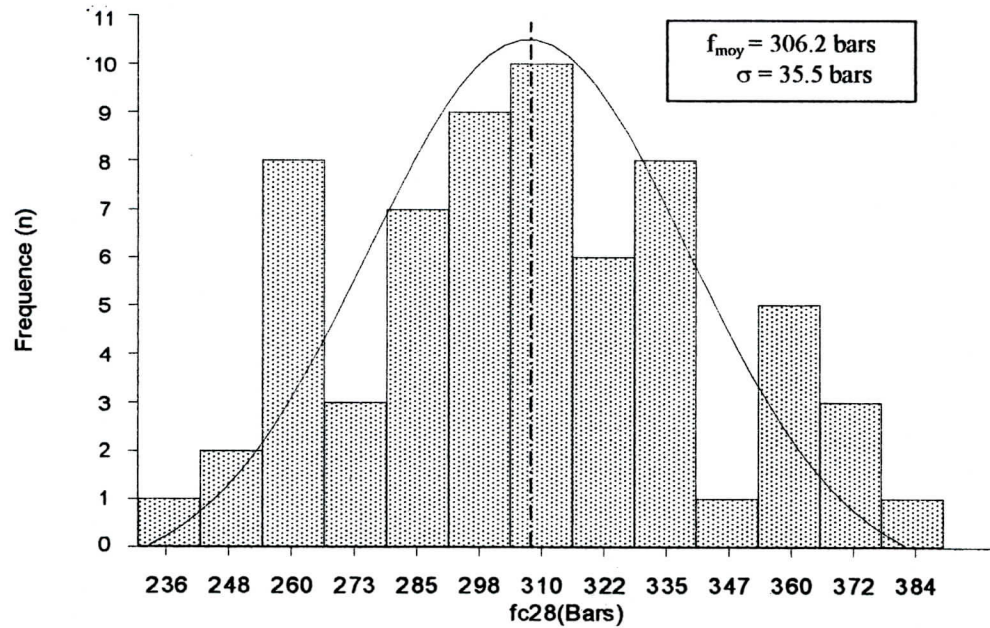


Figure III.7a : Distribution normale et théorique d'un projet type dans la Wilaya de CHLEF

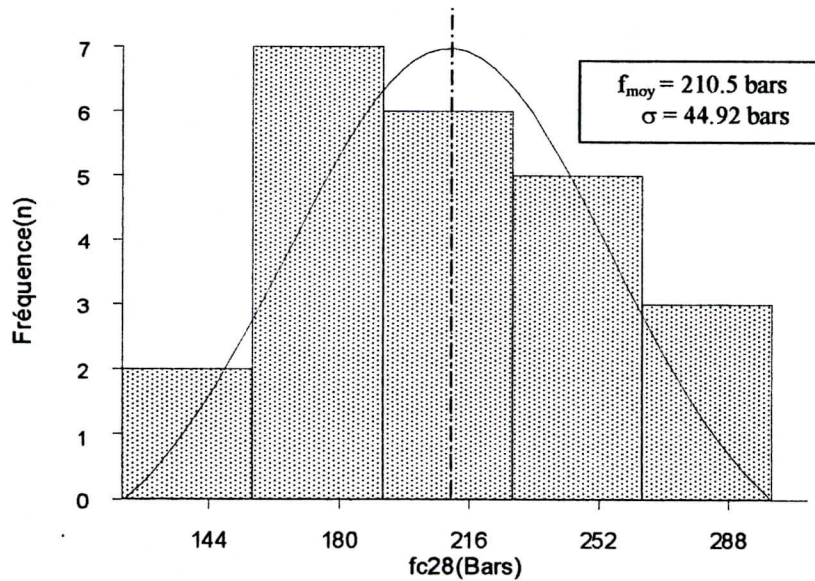


Figure III.7b : Distribution Normal et théorique d'un projet type dans la Wilaya de TISSEMSILT

### III.7.1.4 Exploitation des résultats

#### a) Résistance moyenne :

La résistance moyenne ( $f_{moy}$ ) pour chaque projet varie d'un âge à un autre comme suit : (voir tableau III.4) :

- à 07 jours, elle varie entre 120 et 274 bars
- à 14 jours, elle varie entre 128 et 300 bars
- à 21 jours, elle varie entre 250 et 310 bars
- à 28 jours, elle varie entre 230 et 370 bars

Les pourcentages pour les quatre âges sont répartis par intervalle comme suit:

- à 07 jours
  - 12 % de  $f_{moy}$  sont inférieurs à 180 bars
  - 53 % de  $f_{moy}$  sont comprise entre 180 et 220 bars
  - 23 % de  $f_{moy}$  sont comprise entre 220 et 240 bars
  - 12 % de  $f_{moy}$  sont supérieur à 240 bars
- à 14 jours
  - 00 % de  $f_{moy}$  sont inférieurs à 200 bars
  - 64 % de  $f_{moy}$  sont comprise entre 200 et 250 bars
  - 22 % de  $f_{moy}$  sont comprise entre 250 et 280 bars
  - 14 % de  $f_{moy}$  sont supérieur à 280 bars
- à 21 jours
  - 00 % de  $f_{moy}$  sont inférieurs à 220 bars
  - 60 % de  $f_{moy}$  sont comprise entre 220 et 270 bars
  - 20 % de  $f_{moy}$  sont comprise entre 270 et 300 bars
  - 20 % de  $f_{moy}$  sont supérieur à 300 bars
- à 28 jours
  - 00 % de  $f_{moy}$  sont inférieurs à 230 bars
  - 28 % de  $f_{moy}$  sont comprise entre 230 et 290 bars
  - 50 % de  $f_{moy}$  sont comprise entre 290 et 330 bars
  - 22 % de  $f_{moy}$  sont supérieur à 330 bars

La résistance moyenne de l'ensemble des résultats est égal à:

$$f_{moy}^G = \frac{\sum_{i=0}^k n_i f_{moy}^i}{\sum_{i=0}^k n_i} \quad (III.11)$$

Age (jours)	07	14	21	28
$f_{moy}^{GE}$ (bars) (*)	214.4	251.6	272.6	305.6

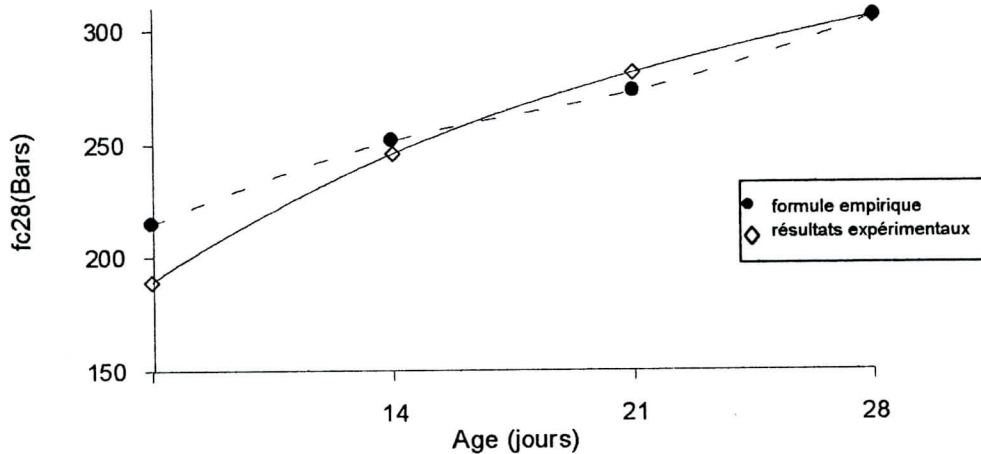
(\*) Résistance moyenne globale expérimentale

Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des paramètres de statistiques ( $f_{moy}$ ,  $\sigma$ ,  $V$ ,  $f_{ck}$ )

N° Projet	Nombre de P.V	Jours	$f_{moy}$ (bars)	$\sigma$ (Bars)	V(%)	$f_c$ (Bars)	P(%)	$\chi^2$	$\nu$	$\chi^2_{0.05}$	$\chi^2_{0.95}$	Rem.
CH-1	33	7	213.06	36.66	17.2	152.90	3.03	0.28	3	0.362	7.81	T.B
	36	14	252.89	33.63	13.3	197.70	5.55	0.86	3	0.362	7.81	B
	60	28	324.25	86.73	26.8	182.00	1.67	17.41	7	2.17	14.1	M
CH-2	3	7	228	12.12	5.32	208.10	0	-	-	-	-	-
	24	14	284.42	40.39	14.20	218.20	0	7.58	2	0.103	5.99	M
	27	28	322.96	33.41	10.34	268.20	0	33.25	3	0.362	7.81	M
CH-3	9	7	220.56	25.43	11.53	178.86	0	-	-	-	-	-
	18	14	227.44	34.55	15.19	170.8	11.11	1.04	1	0.009	3.84	B
	3	21	294.67	2.52	0.85	290.54	0	-	-	-	-	-
CH-4	15	28	298.87	26.86	8.99	254.80	0	-	-	-	-	-
	54	7	218.67	27.93	12.77	172.90	9.26	3.42	5	1.15	11.1	B
	21	14	244.95	21.18	8.65	210.20	4.76	0.09	1	0.009	3.84	B
	9	21	251.67	20.62	8.19	217.86	0	-	-	-	-	-
CH-5	63	28	306.19	35.53	11.60	247.90	0	3.68	7	2.17	14.1	B
	24	7	210.83	44.10	20.92	138.50	0	0.07	2	0.103	5.99	T.B
	3	14	223.33	57.95	25.95	128.29	0	-	-	-	-	-
CH-6	24	28	297.71	30.61	10.28	247.50	0	1.29	1	0.009	3.84	B
	21	7	210.71	25.75	12.22	168.50	0	2.30	1	0.009	3.84	B
CH-7	12	28	293.75	25.95	8.83	251.19	0	-	-	-	-	-
	15	7	203.67	26.56	13.04	160.11	0	0.37	1	0.009	3.81	B
	3	14	271.67	2.89	1.06	266.93	0	-	-	-	-	-
CH-8	9	21	311.67	16.20	5.20	285.11	0	-	-	-	-	-
	27	7	214.26	47.35	22.10	136.60	0	5.07	2	0.103	5.99	B
CH-9	18	28	280.00	33.17	11.85	225.60	0	0.14	1	0.009	3.84	B
	18	7	201.39	25.77	12.80	159.10	0	0.09	1	0.009	3.84	B
	6	21	270.00	13.42	4.97	248.00	0	-	-	-	-	-
CH-10	3	28	345.00	17.32	5.02	316.59	0	-	-	-	-	-
	12	7	266.25	37.73	14.17	204.38	0	-	-	-	-	-
CH-11	12	14	308.33	62.82	20.38	205.30	0	-	-	-	-	-
	3	14	228.33	23.63	10.35	189.58	0	-	-	-	-	-
CH-12	15	28	310.67	26.98	8.68	266.42	0	0.11	1	0.009	3.84	B
	3	7	238.33	2.89	1.21	233.60	0	-	-	-	-	-
	6	14	265.5	20.87	7.86	231.28	16.67	-	-	-	-	-
CH-13	12	28	274.00	24.09	8.79	234.50	0	-	-	-	-	-
	3	7	230.00	0	0	230.00	0	-	-	-	-	-
CH-14	15	28	371.00	50.15	13.52	288.75	0	0.89	1	0.009	3.84	B
	9	14	241.00	52.5	21.78	254.90	0	-	-	-	-	-
CH-15	9	28	335.56	39.72	11.17	290.42	11.11	-	-	-	-	-
	3	7	121.67	28.87	23.73	74.32	0	-	-	-	-	-
CH-16	12	28	344.58	85.64	24.85	204.13	41.67	-	-	-	-	-
CH-17	15	28	231.67	76.80	33.15	105.72	0	0.25	1	0.009	3.84	B
	2	14	245.00	63.64	25.98	240.63	0	-	-	-	-	-
TIS-1	13	28	330.77	81.34	24.59	197.37	0	0.28	1	0.009	3.84	B
	3	7	274.31	2.52	0.92	270.18	0	-	-	-	-	-
	15	14	239.92	57.19	23.84	146.10	0	2.66	1	0.009	3.84	B
TIS-2	21	28	309.36	51.92	16.78	224.20	14.29	1.65	2	0.103	5.99	B
	6	7	176.22	3.56	2.02	170.38	0	-	-	-	-	-
TIS-3	9	28	272.44	11.66	4.28	253.30	0	-	-	-	-	-
	6	7	203.07	17.27	8.50	174.75	0	-	-	-	-	-
TIS-4	3	14	219.85	5.24	2.38	211.00	33.33	-	-	-	-	-
	24	7	210.56	44.92	21.33	136.90	0	0.54	2	0.103	5.99	B
	21	14	225.21	19.45	8.64	193.30	0	1.53	1	0.009	3.84	B
	12	21	254.95	19.93	7.82	222.20	0	-	-	-	-	-
	20	28	242.63	27.77	11.45	197.00	0	0.51	1	0.009	3.84	B

Figure(III.8) illustre l'évolution de la résistance à la compression moyenne globale  $f_{moy}^G$  en fonction de l'âge d'écrasement, où on remarque une concordance presque parfaite entre les résultats expérimentaux (voir tableau précédent) et la formule empirique donnée par le règlement B.A.E.L (article A-2-1-11)[28] avec :

$$f_{cj} = 0.685f_{c28} \cdot \log(j+1) \quad j \leq 28 \text{ jours} \quad (III.12)$$



Figure(III.8) Evolution de la résistance à la compression  $f_{cj}$  en fonction de l'âge

**b) Ecart type :**

Les écarts types pour les différents âges d'écrasement sont compris entre 0 et 86 bars et la répartition en (%) sont comme suit:

Tableau III.5 : Répartition de l'écart type en pourcentage.

Age d'écrasement	Répartition de $\sigma$ en (%)			N
	$\sigma < 28$ bars	$28 < \sigma < 42$ bars	$\sigma > 42$ bars	
<b>07 jours</b>	64.6 (11)	17.6 (3)	17.6 (3)	17 projets
<b>14 jours</b>	42.9 (6)	21.4 (3)	35.7 (5)	14 projets
<b>21 jours</b>	100 (5)	00.0 (0)	00.0 (0)	05 projets
<b>28 jours</b>	38.9 (7)	27.8 (5)	33.3 (6)	18 projets

On remarque dans le tableau III.5 que  $\sigma$  est jugé excellent dans la totalité des projets à l'âge de 21 jours, selon les valeurs usuelles de l'A.C.I [17] (tableau III.6). Par contre seulement deux tiers des projets dont les éprouvettes ont été écrasées à 14 et 28 jours sont jugés bon ou excellent. Pour le premier résultat, on peut dire qu'il ne reflète pas exactement la totalité des projets puisqu'il ne concerne que 05 projets sur

21, par contre le deuxième il est représentatif car il touche pas moins de 14 projets sur 21. On peut conclure que le béton conçu dans ces projets n'est pas totalement régulier mais il y a une fluctuation dans certains d'entre eux. Une étude menée en Suède [29] sur deux cents usines de fabrication du béton prêt à l'emploi a montré que l'écart type ( $\sigma$ ) du béton de classe 250 bars est de 26 bars et il est égal à 35 bars pour un béton de classe 400 bars, de même peu d'usines ont un écart type supérieur à 50 bars. Ce résultat nous informe sur l'intérêt du béton prêt à l'emploi sur la minimisation de l'écart type.

Tableau III.6 : Valeurs usuelles de l'écart type ( $\sigma$ ) [17]

Fabrication du béton	Ecart type $\sigma$ (bars)
Excellente (très régulière et bien contrôlée)	< 28
Bonne (régulière et bien contrôlée)	28 à 42
Mauvaise (irrégulière, contrôle inefficace ou inexistant)	> 42

**c) Coefficient de variation V :**

On remarque sur le tableau III.7 que le coefficient de dispersion oscille entre 0 et 33%, pour les différents âges d'écrasement, et sa répartition en pourcentage est comme suit :

Tableau III.7 : Répartition du coefficient de dispersion pour les différents âges d'écrasement

Age d'écrasement	Répartition de V en (%)			
	0 < V < 10%	10 < V < 15%	15 < V < 20%	V > 20%
07 jours	35	35	6	24
14 jours	36	21	7	35
21 jours	100	0	0	0
28 jours	33	39	6	22

Pour vérifier la dispersion ou le coefficient de variation de la qualité du béton des projets analysés, nous allons comparer les résultats obtenus avec les valeurs usuelles proposées dans le règlement A.C.I.

Selon l'Américain Concrete Institut (A.C.I), la régularité de la qualité d'un béton s'exprime par le coefficient de dispersion qui dépend du degré de sévérité du contrôle (tableau III.8).

Tableau III.8 : Valeurs usuelles du coefficient de (V) variation selon l'A.C.I [30]

Degré de contrôle	Excellent	Bon	Acceptable	Mauvais
Dispersion globale:				
- Sur chantier	< 10	10 à 15	15 à 20	> 20
- En laboratoire	< 5	5 à 7	10	> 10
Dispersion dans un mélange:				
- Sur chantier	< 4	4 à 5	5 à 6	> 6
- En laboratoire	< 3	3 à 4	5	> 5

En positionnant les résultats obtenus du coefficient de variation (V) des projets analysés dans la case d'une dispersion globale sur chantier, nous pouvons conclure que pas moins de 20% des projets et pour tout âge confondu le béton est d'une régularité mauvaise. Cette dispersion excessive est imputable probablement à la variation dans les sources d'approvisionnement (ciments, agrégats) et dans les dosages des différents matériaux et en particulier (les ciments où les sacs ne contiennent pas toujours la quantité inscrite sur l'emballage).

### III.7.1.5 Relation entre la résistance caractéristique et le taux de risque

Connaissions la résistance moyenne ( $f_{moy}$ ) et l'écart type ( $\sigma$ ) pour chaque projet (obtenus grâce aux (n) P.V d'écrasement représentant la durée de vie du chantier). Nous allons maintenant effectuer le chemin inverse et voir qu'elle est la probabilité d'avoir la résistance moyenne de chaque P.V ( $f_{mi}$ ) supérieure à la résistance caractéristique requise ( $f_c$ ) et quel est le pourcentage du risque encouru pour qu'elle soit supérieure à  $f_c$ , c.à.d :

On sait que  $f_c = f_{moy} - k\sigma$  (voir le paragraphe III.5.2). Pour un taux de risque de 5%, le coefficient est pris égale à 1.64 et pour un taux de risque de P(%), le coefficient k est égal à :

$$k = \frac{f_{moy} - f_c}{\sigma} \quad (III.13)$$

D'habitude la résistance moyenne requise généralement pour les calculs des éléments structuraux (poteaux, poutres, dalles, fondations, etc.) est égale à 270 bars, correspond ainsi à une résistance caractéristique de l'ordre de 250 bars. Sur le tableau III.9, on remarque que plus de la moitié (55%) des projets analysés ont un taux de risque supérieur à 5% d'avoir  $f_{mi}$  en dessous de 250 bars et ainsi 10 projets sur 18

seront rejetées en conformité avec les règlements étrangers qui limitent le taux de risque à 5%. Par contre, si on adopte comme résistance caractéristique une valeur égale à 180 bars, le pourcentage chute à 5.55% et ainsi 1 seul projet sur les 18 sera rejetée.

Tableau III.9 : Le pourcentage du risque encouru pour  $f_{mi} < 250$  bars et  $f_{mi} < 180$  bars

Projet	$f_{moy}$ (Bars)	$\sigma$ (Bars)	$k = \frac{f_{moy} - 250}{\sigma}$	$P(f_{mi} < 250)$	$k = \frac{f_{moy} - 180}{\sigma}$	$P(f_{mi} < 180)$
CHL- 01	324,25	86,73	0,86	19.49	1,66	04.85
CHL- 02	322,96	33,41	2,18	01.46	4,28	00.00
CHL- 03	298,87	26,86	1,82	03.44	4,43	00.00
CHL- 04	306,19	35,53	1,58	05.70	3,55	00.00
CHL- 05	297,71	30,61	1,56	05.94	3,85	00.00
CHL- 06	293,75	25,95	1,69	04.55	4,38	00.00
CHL- 08	280,00	33,17	0,90	18.41	3,01	00.13
CHL- 09	345,00	17,32	5,48	00.00	9,53	00.00
CHL- 11	310,67	26,98	2,25	01.22	4,84	00.00
CHL- 12	274,00	24,09	1,00	15.87	3,90	00.00
CHL- 13	371,00	50,15	2,41	00.80	3,81	00.00
CHL- 14	335,56	39,72	2,15	01.58	3,92	00.00
CHL- 15	344,58	85,64	1,10	13.57	1,92	02.74
CHL- 16	231,67	76,80	-0,24	90.52	0,67	25.14
CHL- 17	330,77	81,34	0,99	16.11	1,85	03.22
TIS - 01	309,36	51,92	1,14	12.71	2,49	00.64
TIS - 02	272,44	11,66	1,92	02.68	7,93	00.00
TIS - 03	242,63	27,77	-0,27	89.36	2,26	01.19

### III.8 COMPARAISON AVEC DES ETUDES ULTERIEURES

La comparaison a été effectuée avec deux études statistiques distinctes, la première concerne la Wilaya de TIZI OUZOU étalée sur 10 années (83-93)[31], la deuxième concerne le Centre algérien (ALGER, BLIDA, TIPAZA)[26].

La procédure de comparaison ne concerne que les paramètres statistiques de base (résistance moyenne à 28 jours ( $f_{m28}$ ), distribution de la résistance, écart type ( $\sigma$ ), coefficient de variation (V) et taux de risque.

**III.8.1 Résistance moyenne (  $f_{moy}$  ) :**

On remarque selon le tableau III.10, que la distribution de la résistance moyenne à la compression à 28 jours est inférieure à 290 bars dans plus de 98% des projets analysés dans le Centre algérien, par contre dans l'Ouest algérien la plus grande concentration est enregistrée dans l'intervalle 290-330 bars avec un pourcentage de 50%.

Tableau III.10 : Répartition de  $f_{c28}$  en pourcentage dans trois études distinctes

Région	Répartition de $f_{c28}$ en (%)			
	$f_{c28} < 230$ bars	$230 < f_{c28} < 290$ bars	$290 < f_{c28} < 330$ bars	$f_{c28} > 330$ bars
Centre algérien	48.78	48.78	02.34	00.00
Ouest algérien	00.00	28.00	50.00	22.00
Tizi Ouzou	06.67	77.66	16.67	00.00

**III.8.2 Ecart type ( $\sigma$ ) :**

On remarque pour l'étude menée dans la Wilaya de Tizi Ouzou que presque tous les projets analysés, l'écart type est supérieur à 60 bars, par contre dans celle menée dans le Centre et l'Ouest algérien, plus de 60% des projets analysés ont un écart type inférieur à 50 bars (voir tableau III.11).

Tableau III.11 : Répartition de  $\sigma$  en pourcentage dans trois études distinctes

Région	Répartition de $\sigma$ en (%)		
	$\sigma < 50$ bars	$50 < \sigma < 60$ bars	$\sigma > 60$ bars
Centre algérien	79.00	21.00	
Ouest algérien	66.00	11.00	22.00
Tizi Ouzou	00.00	00.00	100.00

**III.8.3 Coefficient de variation :**

De même que l'écart type ( $\sigma$ ), le coefficient de variation (V) dépasse les 20% dans plus de la moitié des projets analysés dans le Centre algérien et dans presque la totalité des projets de la région de Tizi Ouzou, à l'inverse de l'Ouest algérien où le coefficient de variation varie entre 0 et 15% dans plus de 60% des projets analysés (tableau III.12), ce qui peut être expliqué par la régularité des contrôles dans cette région.



Tableau III.12 : Répartition du coefficient de variation (V) dans les trois études

Région	Répartition de V en (%)			
	0<V<10%	10<V<15%	15<V<20%	V>20%
Centre algérien	24.39	07.32	09.76	58.53
Ouest algérien	33.00	39.00	06.00	22.00
Tizi Ouzou	00.00	00.00	00.00	100.00

### III.8.4 Taux de risque :

On remarque sur le tableau III.13, que :

Pour une résistance caractéristique de 250 bars, presque 100% des projets analysés dans le Centre algérien et plus de la moitié des projets analysés dans l'Ouest algérien ont un taux de risque supérieur à 5%, d'avoir la résistance moyenne de chaque P.V ( $f_{mi}$ ) inférieure à  $f_c$ . Par contre pour une résistance caractéristique de 180 bars, 60% des projets analysés dans le Centre algérien et seulement 5.55% des projets analysés dans l'Ouest algérien ont un taux de risque supérieur à 5%, d'avoir la résistance moyenne de chaque P.V ( $f_{mi}$ ) inférieure à  $f_c$ .

Tableau III.13 : Taux de risque encouru pour  $f_{mi}<270$ bars et  $f_{mi}<180$  bars à l'Ouest et au Centre algérien

Région		Centre	Ouest
Taux de Risque (%)	$P(f_{mi}<250 \text{ bars})$	100.00	55.00
	$P(f_{mi}<180 \text{ bars})$	60.00	05.55

### III.9 RESULTAT ET CONCLUSION

Même si on a constaté dans le paragraphe III.7.3 que la résistance moyenne par projet dépasse largement, dans la majorité des projets, la résistance requise pour le calcul (270 bars), on remarque que la résistance caractéristique n'est atteinte que sur moins 45% des projets. Pour cette raison, il est souhaitable qu'une résistance caractéristique de 150 bars à 180 bars soit adoptée dans le calcul des projets ordinaires en Algérie, comme c'est le cas en Inde, afin de minimiser le risque de la non conformité au taux acceptable de 5% préconisé par les codes.

**CHAPITRE IV :**  
**INSPECTION DES DÉTAILS D'ENROBAGE**  
**SUR CHANTIER**

## IV.1 GENERALITES

L'utilisation de plus en plus intensif dans la construction du béton armé a soulevé à mainte reprise le problème de durabilité de ce matériau. En effet, les dégradations touchant différente sorte d'éléments en béton armé et en particulier les éléments apparents (balcons, acrotères, corniches, bandeaux, etc. ) sont assez répandus. Le problème de durabilité du béton armé est régulièrement traité dans des séminaires et des colloques internationaux car les conséquences des désordres peuvent entraîner des frais onéreux d'entretien et de réparation. Sinon, si les dégâts sont très importants, le remplacement pur et simple de l'ouvrage en cause.

Le manque d'enrobage constitue la cause la plus important des sinistres. C'est donc en définitive, Des raisons d'ordre économique qui lutte en faveur de la durabilité des ouvrages et la recherche des moyens nécessaires à l'améliorer.

## IV.2 FACTEUR INFLUENÇANT LA DURABILITE DU BETON ARME

L'expérience montre, que les facteurs qui influencent directement sur la durabilité du béton et qui doivent donc faire l'objet d'un contrôle strict et rigoureux sont l'enrobage des armatures et la compacité du béton.

- a) l'enrobage des armatures : Les dégradations dues principalement à la corrosion des armatures trop proches des surfaces directement exposées aux agents atmosphériques ou autres agents agressifs donc insuffisamment enrobées, représente de loin la plus grosse majorité des défauts de durabilité
- b) La compacité du béton : La mauvaise qualité du béton mis en œuvre en matière de compacité (rapport Eau/Ciment et dosage en ciment) reste l'une des causes principales de défauts de durabilité. C'est pourquoi elle est née en Grande Bretagne premièrement puis dans plusieurs pays européens l'idée de spécification du béton par classe de durabilité fonction du degré d'agressivité du milieu et des normes ont été mis en place (nouvelle norme belge NBN B 15-001 [32]) pour le choix des dosages et de la résistance caractéristique requise. Le tableau IV.1 présente les propositions anglaises.

Tableau IV.1 : Spécification d'un béton selon la norme anglaise [33]

<b>Classes de durabilité</b>			
<b>DEGRE D'AGRESSIVITE</b> (Ambiance ou exposition)	Teneur en ciment minimale (kg/m <sup>3</sup> )	E / C maximal	Résistance caractéristique imposée (MPa)
<b>FAIBLE</b> (Béton intérieur à l'abri des intempéries et de tout agent agressif)	250	0.70	25
<b>MODERE</b> (Béton extérieur abrité des fortes intempéries, non sujet au gel à l'état saturé. Béton enterré ou complètement immergé)	300	0.60	35
<b>SEVERE</b> (Mouillage/séchage, gel/dégel, agents agressifs chimiques, atmosphère marine, eau de mer).	350	0.50	45

### IV.3 L'ENROBAGE DES ARMATURES

L'enrobage est défini comme étant la distance de l'axe d'une armature à la paroi la plus voisine diminuée du rayon nominal de cette armature. Le D.T.R. BE 2-1 [20] spécifie pour le béton armé, les enrobages suivants :

- 4 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives;
- 3 cm pour les parois non coffrées susceptibles d'être soumises à des actions agressives;
- 2 cm pour les parois exposés aux intempéries, aux condensations ou au contact d'un liquide (réservoirs, canalisations, tuyaux, etc. );
- 1 cm pour les parois situées dans des locaux clos et couverts et qui ne seraient pas exposés aux condensations.

Ces valeurs sont spécifiées comme étant minimales et il semble que tous les intervenant les considèrent comme moyennes, puisqu'on les retrouve telles quelles sur les plans de ferrailage. Si on compare l'enrobage spécifié en Algérie avec ceux

de la Grande Bretagne (tableau IV.2) et des Etats Unis (tableau IV.3), on remarque que ces derniers sont extrêmement vigilants et très stricts et exigent l'enrobage nominal selon l'agressivité de l'environnement, le rapport E/C, le dosage en ciment et la classe du béton pour le règlement anglais et selon l'agressivité de l'environnement, le type d'éléments et le diamètre des barres selon le règlement américain.

Tableau IV.2 : Spécification de l'enrobage selon BS8110 pour un béton à agrégats de dimension maximal de 20 mm [23]

Condition d'exposition	Enrobage nominal (mm)				
Faible	25	20	20	20	20
Modéré	--	35	30	25	20
Forte	--	--	40	30	25
Très forte	--	--	50	40	30
Extrême	--	--	--	60	50
Rapport maximum E/C	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
Dosage minimum en ciment (kg/m <sup>3</sup> )	275	300	325	350	400
Classe minimale de béton	C30	C35	C40	C45	C50

Tableau IV.3 : l'enrobage minimal selon A.C.I 318-83 [22]

Conditions d'expositions	Enrobage
Béton en contact permanent avec le sol	70 mm
Béton exposé au sol ou à l'atmosphère	
- barres de $\phi \geq 20\text{mm}$	50 mm
- barres de $\phi \leq 16\text{mm}$	40 mm
Béton non exposé à l'atmosphère ou au sol	
- Dalles et voiles	20 mm
- Poutres et poteaux (cadres et armatures principales)	40 mm
- Plaque et coques : Barres de $\phi \geq 20\text{mm}$	20 mm
Barres de $\phi \leq 16\text{mm}$	15 mm

## IV.4 CAUSES D'INSUFFISANCE D'ENROBAGE

### IV.4.1 EXECUTION

#### IV.4.1.1 Inexistence de cales :

Afin de respecter l'enrobage des armatures longitudinales ou transversales situées près du coffrage, on doit mettre des cales en béton à plusieurs endroits de l'élément avec une épaisseur des cales correspondant exactement à l'enrobage prescrit sur les plans (figure IV.1). Dans plusieurs cas ces éléments indispensables sont omis par les ouvriers pour différentes raisons (difficulté de mise en place (coffrage mince), ignorance, accélérer les travaux, etc. ).

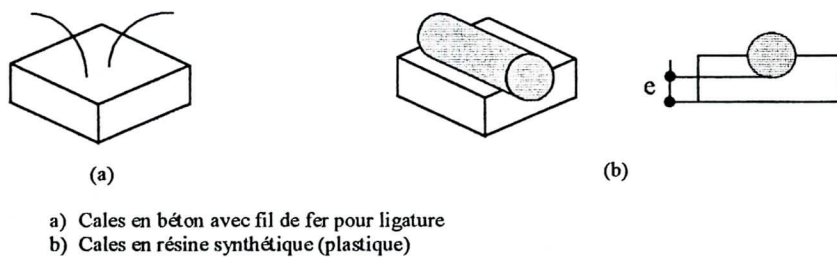


Figure IV.1 : Différents type de Cales

#### IV.4.1.2 Absence de talonnette :

Il est indispensable avant la mise en place du coffrage de prévoir au pied de chaque poteau ou voile des talonnettes dont la section correspond à celle de l'élément à coffrer et sa hauteur est de 10 cm (figure IV.2), pour respecter à la fois les dimensions de l'élément et l'enrobage. Cette section reste parfois inexistante dans certains chantiers ce qui a pour conséquence le désaxement du coffrage et par conséquent le non-respect de l'enrobage.

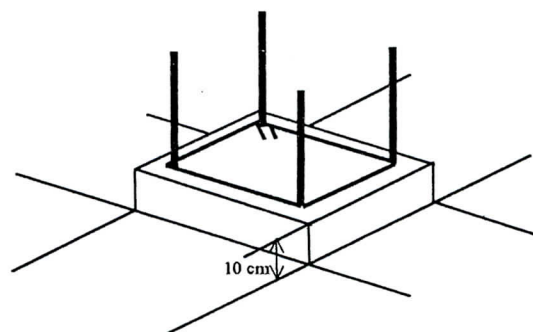


Figure IV.2 : Talonnette au pied d'un poteau

#### IV.4.1.3 Façonnage des armatures incorrect :

C'est surtout lors du façonnage des armatures transversales. Il suffit que le ferrailleur façonne les étriers un peu plus larges que ce qui a été mentionné sur les plans (figure IV.3) pour que l'enrobage soit insuffisant.

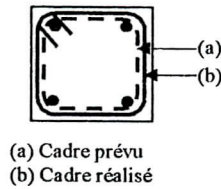


Figure IV.3 : Cadre mal façonné (plus large que ce qui a été prévu)

#### IV.4.1.3 Coffrage mal placé :

Il suffit d'un coffrage un peu plus étroit localement (gauchissement d'une planche) ou une inclinaison par rapport à la verticale de quelques degrés (figure IV.4) pour que l'enrobage prévu devient insuffisant sur un côté et excessive sur l'autre côté.

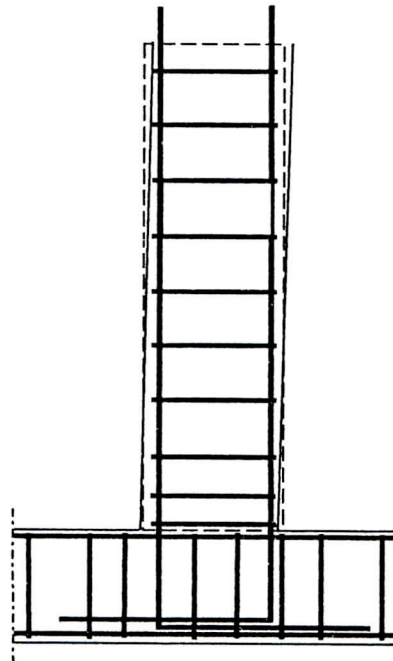


Figure IV.4 : Coffrage mal placé (incliné par rapport à la verticalité)

## IV.4.2 CONCEPTION

### IV.4.2.1 Détails de disposition des armatures défectueux :

Il arrive souvent pour les parements en béton armé exposés à l'extérieur, en particulier ceux des éléments minces (bandeaux, balcons, acrotères, etc. ) de constater par un simple examen visuel des plans d'exécution que les dimensions du coffrage sont incompatibles avec le dessin des armatures (diamètre ( $\phi$ ), rayon de courbure ( $r$ )) et l'obtention d'un enrobage minimal suffisant. La figure IV.5 montre un exemple typique d'élément mal conçu. On constate clairement que l'épaisseur de l'élément (7 cm) ne permet pas de loger les armatures; en effet, si on calcul la place nécessaire pour la courbure ( $2 \times r$ ) d'une barre de 8mm en acier BE400 (selon le règlement belge  $2 \times r = 2 \cdot (2.25 \times 8) = 36\text{mm}$ ), si on ajoute l'enrobage nécessaire minimal ( $2 \times 15\text{mm}$ ) et le diamètre des barres transversales (6mm), on arrive à un total de 74mm, ce qui est supérieur à l'espace disponible de 70mm. Conséquence, des éclatements et des épaufrures se sont généralisés sur toute la longueur de l'élément.

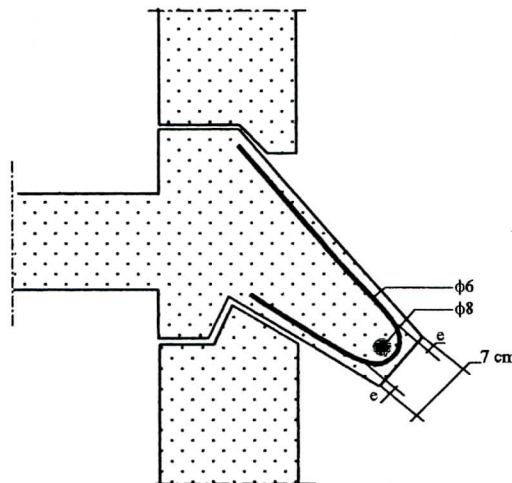


Figure IV.5 : Croquis représentant les bandeaux dégradés [32]

### IV.4.2.2 Contrôle ou suivi inexistant ou insuffisant :

Un contrôle strict des travaux peut éviter plusieurs erreurs intentionnelles, car :

- Mettre des cales au bon endroit et en nombre suffisant ne suffit pas pour dire que l'enrobage est parfaitement respecté, car un mauvais ligotage de ces derniers avec les aciers rend le calage inefficace.



- Mettre des talonnettes ne suffit pas non plus pour dire que l'enrobage est parfaitement respecté car un mauvais coffrage et bétonnage des éléments vont se répercuter sur l'enrobage final.

## **IV.5 ENQUETE SUR CHANTIER**

### **IV.5.1 METHODE D'ANALYSE**

Pour faire une évaluation quantitative et qualitative du problème d'enrobage dans les ouvrages en béton armé. Deux projets types en phase de réalisation, ont été choisis pour l'enquête.

Le premier projet concerne la réalisation d'un ouvrage à usage d'habitation (une cité 1100 logements) dans la commune de Ouled Yaich. Les travaux sont assurés par une entreprise publique (E.R.C.A). Les bâtiments sont composés principalement d'ossature en voiles de 15 à 20 cm d'épaisseur, réalisés par le biais de coffrage en table et banche. L'ouvrage est composé d'une série de bâtiments de 7 à 9 niveaux. Trois moyens ont été adoptés par l'entreprise pour mieux respecter l'enrobage prescrit sur les plans (égale à 25 mm pour la région de Blida ), qui sont :

- Talonnettes en béton de hauteur minimale de 10 cm et de dimensions transversales correspondant à celles de l'élément à coffré.
- Des cales en béton d'épaisseur égale à 25 mm.
- Et des goujons (tube en P.V.C) de longueur équivalant à l'épaisseur du voile pour permettre à la fois le respect de l'épaisseur du voile et en même temps l'enrobage prescrit.

Le deuxième projet concerne un petit ouvrage à usage scolaire (école fondamentale) implanté lui aussi dans la commune de Ouled Yaich. Les travaux de construction sont assurés par une entreprise privée. L'ouvrage est composé d'une ossature autostable à un (01) seul niveau. Le coffrage des éléments résistant est réalisé par des madriers en bois. Aucun moyen efficace pour respecter l'enrobage n'a été préconisé, à l'exception de l'information inscrite sur les plans d'exécution qui indique un enrobage de 25 mm.

L'enquête a été concentré exclusivement sur la mesure de l'enrobage, des voiles en béton armé pour le premier projet et des semelles isolées(SI) et filantes(SF) pour le deuxième projet. Les mesures de l'enrobage sont effectuer sur la face A

ensuite la face B des voiles pour le premier projet. Par contre pour le deuxième projet les mesures concernent l'enrobage horizontal ( $e_h$ ) puis l'enrobage vertical ( $e_v$ ).

## IV.5.2 OBSERVATIONS

### IV.5.2.1 Evaluation quantitative :

Plus de 850 mesures ont été effectuées sur les deux chantiers. Le résumé des observations est présenté sur le tableau IV.4. La 2<sup>ème</sup> colonne du tableau V.4 indique le type de lecture d'enrobage effectué, la 3<sup>ème</sup> colonne le nombre de mesure recueillis pour chaque type de mesure. La colonne 4 indique le pourcentage de mesure de l'enrobage dépassant l'enrobage nominal préconisé ( $e_N$  est pris égale à 25mm). Parallèlement, les colonnes 5, 6, 7 et 8 indiquent le pourcentage de mesure où l'enrobage dépassent des proportions de 90, 80, 70 et 60 % de l'enrobage nominal respectivement. Tandis que la colonne 9 indique les pourcentages des mesures de l'enrobage qui dépassent l'enrobage nominal diminuer de 15 et 20 mm respectivement.

Tableau IV.4 : Les observations de l'enrobage sur les deux projets

Projet	Lecture	N	Pourcentage d'enrobage observé dépassant divers seuils						
			Les seuils définissant des proportions de l'enrobage nominal ( $e_N$ )				Les seuils définissant l'enrobage minimal ( $e_N$ ) moins 15 et 20 mm		
			$> e_N$ (*)	$>0.9e_N$	$>0.8 e_N$	$>0.7 e_N$	$>0.6 e_N$	$e_N -15^{mm}$	$e_N -20^{mm}$
1	Face A	169	17	32	73	86	95	98	99
	Face B	169	12	20	67	89	98	99	100
2	S.I ( $e_h$ )	128	67	70	88	90	91	94	98
	S.I ( $e_v$ )	128	00	01	03	03	04	16	50
	S.F ( $e_h$ )	131	56	63	79	85	91	94	98
	S.F ( $e_v$ )	131	00	00	00	00	00	02	15

(\*)  $e_N$  : enrobage nominal

### IV.5.3 DISCUSSION DES RESULTATS

Dans l'évaluation des résultats quantitative de l'enrobage, on remarque que ce dernier varie d'un projet à un autre et d'un type de mesure à un autre. Par exemple, pour les semelles filantes du projet 2, plus de la moitié de l'enrobage horizontal ( $e_h$ ) mesuré dépasse l'enrobage nominal ( $e_N$ ) prescrit contre seulement 12% dans le projet 1. De même, si on compare les mesures verticales et horizontales de l'enrobage pour un même projet (2<sup>ème</sup>), on remarque que plus des deux tiers des mesures horizontales dépassent l'enrobage nominal, par contre seulement 15% des mesures verticales dépassent l'enrobage nominal diminuer de 20 mm, ce qui indique clairement que les ferrailleurs ne s'intéressent pas à respecter l'enrobage vertical et posent directement le ferrailage des fondations sur le béton de propreté sachant que cet enrobage est très important pour la protection des armatures de l'agressivité du sol.

#### IV.5.3.1 Distribution de l'enrobage mesuré :

La comparaison de la distribution de l'enrobage horizontal mesuré (tableau IV.5), nous montre que pour le 1<sup>er</sup> que l'enrobage moyen des voiles est de 21mm avec un écart type de 3.7mm (voir figure IV.6). Par contre pour le 2<sup>ème</sup> projet, l'enrobage moyen et l'écart type sont respectivement 27mm et 11mm pour les semelles filantes (voir figure IV.7-(a)) et 34mm et 19mm pour les semelles isolées (voir figure IV.7-(b)). Ceci montre que la dispersion dans le 2<sup>ème</sup> projet est très importante même si l'enrobage moyen est supérieur à l'enrobage nominal ( $e_N=25$ mm), à l'inverse du 1<sup>er</sup> projet ou l'enrobage moyen est inférieur à l'enrobage nominal par contre la dispersion est plus faible.

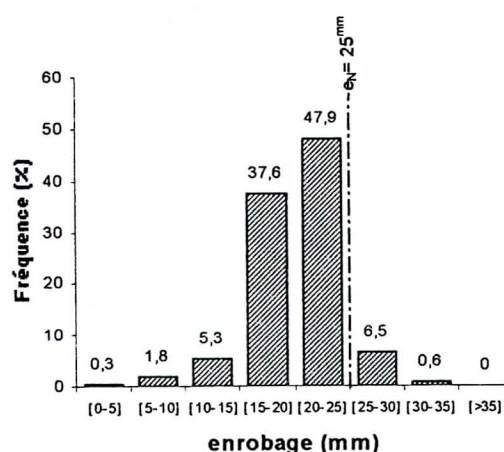


Figure IV.6 : Distribution de l'enrobage horizontal des voiles (Projet 1 : 1100 logements).

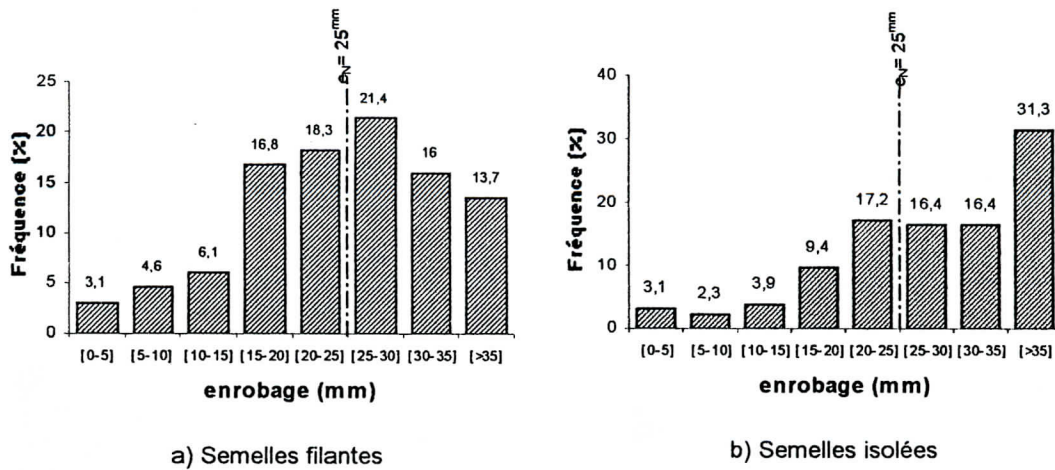


Figure IV.7 : Distribution de l'enrobage horizontal des fondations (Projet 2 : Ecole Fondamentale).

Tableau IV.5 : Distribution de l'enrobage mesuré pour les deux projets

N° Projet	Élément	Mesure	N	$e_{moy}(mm)$	$\sigma(mm)$	$e_c(mm)$
1	Voiles	Horizontale	338	21	04	14
2	Semelles filantes	Horizontale	131	27	11	09
		Verticale	131	02	03	00
	Semelles isolées	Horizontale	128	34	19	03
		Verticale	128	05	05	00

Si on suppose que la distribution des mesures de l'enrobage suit une loi Normale de moyenne  $e_{moy}$  et d'écart type  $\sigma$  et si on tolère un pourcentage de risque de 5% d'avoir l'enrobage moyen inférieur à l'enrobage caractéristique ( $e_c = e_N = 25^{mm}$ ).

En utilisant la formule classique donnant l'enrobage caractéristique  $e_c$  en fonction de  $e_{moy}$  et  $\sigma$ , on obtient :

$$e_c = e_{moy} - 1.64.\sigma$$

Ainsi l'enrobage moyen doit prendre pour avoir un enrobage nominal supérieur ou égale à  $25^{mm}$  :

1<sup>er</sup> Projet :  $e_{moy}^v \geq e_N + 1.64.\sigma = 25^{mm} + 1.64.(04) \approx 32^{mm}$

$$2^{\text{ème}} \text{ Projet : } e_{\text{moy}}^{\text{SF}} \geq e_N + 1.64.\sigma = 25^{\text{mm}} + 1.64.(11) \approx 43^{\text{mm}}$$

$$e_{\text{moy}}^{\text{SI}} \geq e_N + 1.64.\sigma = 25^{\text{mm}} + 1.64.(19) \approx 56^{\text{mm}}$$

On remarque qu'il faut prévoir sur chantier un enrobage nettement supérieur à celui spécifié par les normes, qui doit être considéré comme le minimum exigé.

Il est clair qu'un contrôle plus strict sur site, et l'utilisation de moyens appropriés pour respecter l'enrobage sont indispensables pour améliorer la durabilité des constructions en B.A. Il est probable que la vérification de l'enrobage par un pachomètre et une meilleure communication entre les différents intervenants peut améliorer considérablement la situation.

## IV.6 COMPARAISON AVEC D'AUTRES ETUDES

Une étude de l'enrobage réalisé sur l'acier inférieur et supérieur des dalles dans quatre (04) projets en Inde [34] a montré que l'enrobage des armatures supérieures est largement inférieur à celui spécifié (15mm) et que l'enrobage des armatures inférieures est élevé (voir figure IV.8). Dans certains cas, les aciers ont été placés directement sur le coffrage donnant un enrobage inadmissible et des aciers apparents à la surface en plusieurs endroits.

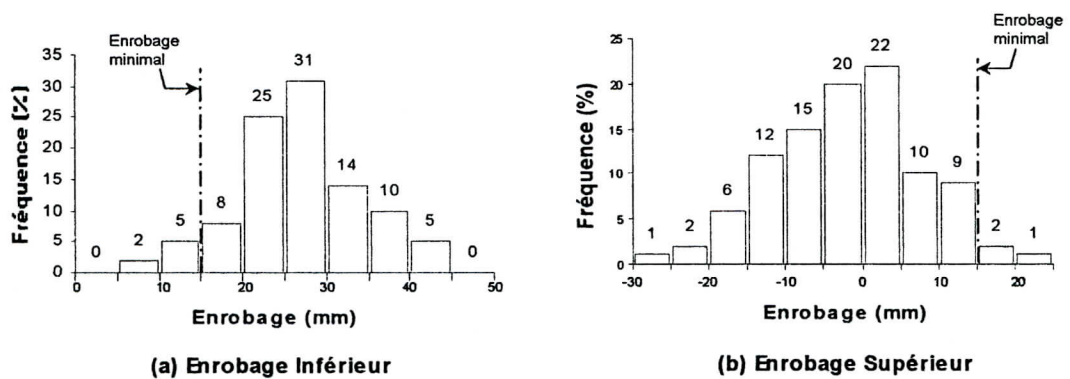


Figure IV.8 : Histogramme de l'enrobage des armatures

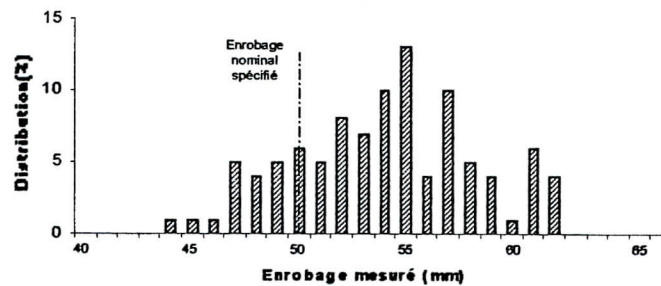
Par contre des études similaires menées en Angleterre et en Australie ont montré que l'enrobage réalisé sur site est très proche ou nettement supérieur à l'enrobage spécifié par les normes.

Pour l'Angleterre, l'inspection a touché 25 sites [35]. Les résultats montrent que malgré une variabilité importante dans la distribution de l'enrobage entre les différents éléments d'un même projet et d'un site à une autre, l'enrobage spécifié est dépassé dans 69% des mesures effectuées (tableau IV.6)

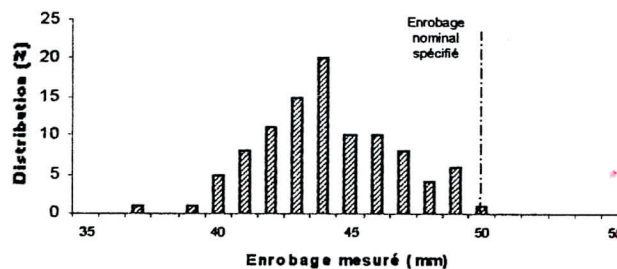
Tableau IV.6 : Le pourcentage de l'enrobage réalisé sur site en dessous et au-dessus de l'enrobage spécifié dans 25 projets inspectés en Angleterre [35]

Moyenne (25 sites)	Enrobage <			Enrobage >		
	Spéc.	Spéc.-5 <sup>mm</sup>	Spéc.-10 <sup>mm</sup>	Spéc.	Spéc.+5 <sup>mm</sup>	Spéc.+5 <sup>mm</sup>
	31	15	6	69	50	33.5

En comparant la distribution des mesures individuelles sur des poteaux (6 et 5) de deux sites (11 et 12), on peut dire que la dispersion est raisonnable dans les deux cas. Car si pour le premier la dispersion est assez importante (comprise entre 43 et 62 mm), on remarque qu'elle au-delà de l'enrobage nominal (figure IV.9 (a)). A l'inverse du site 2 (figure IV.9 (b)), où on remarque que presque la majorité des mesures sans en dessous de l'enrobage nominal mais la dispersion est très faible (entre 41 et 50 mm).



(a) Histogramme de l'enrobage sur le site 11 - Poteau 6



(b) Histogramme de l'enrobage sur le site 12 - Poteau 5

Figure IV.9 : Distribution de l'enrobage mesuré sur deux sites en Angleterre [35]

Pour l'étude effectuée en Australie sur 94 projets répartis entre bâtiments et ponts, on remarque qu'elle présente des pourcentages inférieurs à ceux observés en Angleterre mais meilleure que ceux trouvés dans notre étude et celle en Inde, puisque plus de 51% et 38% des mesures effectuées sur les ponts et bâtiments respectivement sont en dessus de l'enrobage nominal (figure IV.10).

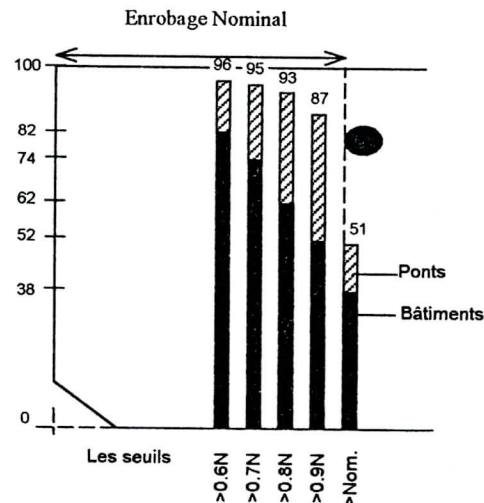


Figure IV.10 : Enrobage mesuré sur des bâtiments et des ponts en Australie comparés à des seuils de l'enrobage nominal [36]

## IV.7 CONCLUSION

L'enrobage est insuffisant dans les deux projets inspectés. Pour l'un, c'est le manque de contrôle et la non-utilisation de cales. Pour l'autre même si des moyens adéquats sont utilisées pour le respecté (talonnettes, cales, goujons), c'est peut être par manque de communication et de coordination entre les différents intervenants et par la spécification simpliste d'un enrobage de 25mm, pour tous les éléments sans distinction et sans citer les tolérances à respecter, qui est la causes.



**CONCLUSIONS  
&  
RECOMMENDATIONS**



## CONCLUSIONS GENERALES & RECOMMANDATIONS

### GENERALITES

Dans cette étude, nous avons analysé 484 cas de sinistres dans l'Ouest algérien sur la base de rapports d'expertises des agences C.T.C. Une étude statistique des résultats d'écrasements de béton de 21 projets a été effectuée ainsi que l'analyse de l'enrobage réalisé dans deux chantiers en cours de construction. Nous avons voulu à travers cette étude contribuer à informer et sensibiliser les professionnels du métier sur les points obscurs de notre savoir-faire. Et à la lumière de cet exposé, il nous est parût opportune, en outre de tirer quelques conclusions et des recommandations de cette modeste étude :

### CONCLUSIONS

1) **Etude statistique des cas pathologiques** : cette étude a montré que :

- Les établissements scolaires et les ouvrages à usage d'habitation comportant au plus un étage, représentent plus de 60% des sinistres enregistrés dans l'Ouest algérien.
- Contrairement à une opinion assez répandue, les structures en maçonnerie de pierres non chaînées datant de l'ère coloniale et les ouvrages à ossatures autostables construite avant 1980, constituent l'écrasante majorité des cas de sinistres rencontrés.
- Presque la moitié des ouvrages expertisés sont dans un état de dégradation très avancés en évolution permanente nécessitant une prise en charge rapide pour éviter leur effondrement.
- L'entretien et l'exploitation représentent à eux seuls plus de la moitié des causes des sinistres enregistrés dans l'Ouest algérien.

2) **Etude statistique de la qualité du béton** : cette partie d'étude nous a permis de mettre en évidence par le biais des statistiques le résultat suivant :

- La distribution normale théorique est le modèle de loi le plus adéquate pour représenter les résultats de la distribution des résistances à la compression dans la majorité des projets du moment que 87% des projets analysés sont conforme à cette loi d'après le Test du Khi-Deux.

- La dispersion de la résistance à la compression dans les chantiers analysés est assez élevée même si la résistance moyenne dans la majorité des projets est largement supérieure à la résistance requise de calcul.
- Plus de la moitié des projets (55%) ont un risque supérieur à 5% d'avoir la résistance moyenne journalière en dessous de 250 bars. Par contre si une résistance caractéristique de 180 bars est adoptée, seulement 5.55% des projets seront hors normes.

3) **Inspection des détails d'enrobage sur chantier** : L'inspection effectuée dans deux chantiers totalement différents en taille et moyens de mise en œuvre a montré que :

- L'enrobage nominal préconisé n'est jamais atteint et les erreurs d'insuffisance d'enrobage sont inévitables, même si des moyens adéquats sont utilisés pour le respecter.
- L'utilisation de moyens adéquats pour le respect de l'enrobage permet de minimiser considérablement l'insuffisance et la dispersion de ce dernier sur chantier, du moment que l'écart type n'a été que de 4 mm dans le projet où des dispositions efficaces pour son respect ont été adoptées, par contre cet écart type à été cinq fois plus grand que le cas précédent (19 mm) dans le projet où aucun moyens n'a été prévu.
- Il est prudent de considérer l'enrobage minimal comme nominal ou moyenne et prévoir des enrobages nettement supérieurs pour avoir des enrobages effectifs toujours supérieur aux enrobages nominaux.
- Il ne suffit pas de coter les épaisseurs d'enrobage sur les dessins, encore il faut veiller pendant l'exécution à son respect en tout point, en prenant toutes les dispositions de calage efficace du ferrailage dans le coffrage.

## **RECOMMANDATIONS**

1. Afin de minimiser les désordres qui ont pour origine le manque d'entretien et/ou l'exploitation abusive, nous proposons la mise en place :

- D'un code strict régissant l'exploitation régulière des ouvrages par les propriétaires ou les occupants

- D'un guide pratique pour l'entretien des bâtiments englobant les éléments censés être inspectés et entretenus régulièrement et la manière d'entreprendre les opérations d'entretien.

2. Le béton fabriqué dans nos chantiers présente toujours une variabilité dans sa qualité d'une gâchée à une autre et d'un jour à un autre. Pour cette raison nous souhaitons que des mesures adéquates doivent être prises dans le sens de diminuer cette variabilité, par :

- Le développement de la technique du béton prêt à l'emploi et la réglementation de cette profession.
- Adopter une résistance caractéristique de 180 bars qui est atteinte dans la majorité des chantiers ordinaires de bâtiments.

3. La résistance caractéristique à la compression spécifiée dans les calculs n'est atteinte que dans les projets où le suivi et le contrôle sont rigoureux. C'est pour cette raison que nous proposons d'adopter une résistance caractéristique de 180 bars qui est atteinte dans la majorité des chantiers ordinaires de bâtiments.

4. L'établissement d'un code de classement des désordres qui servira de guide et facilite la tâche de l'expert dans la mission d'expertise afin d'uniformiser le langage et rendre ainsi les solutions et les décisions plus efficaces.

5. Nous recommandons qu'une étude similaire soit faite sur les cas pathologiques dans d'autres régions du territoire national, dans un souci de participer à la création d'une base de données sur les sinistres rencontrés chez nous, qui servira de guide aux futures études statistiques.

6. Faire une étude plus détaillée étendue dans le temps et sur plusieurs projets en cours de réalisation sur l'enrobage réalisés sur chantier et analyser plus particulièrement les raisons du non-respect de l'enrobage.

# RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- [1]. Karila, J. P., " Les désordres dans les ouvrages de bâtiments. De la prévention des vices à la résolution des litiges ", Edition WEKA pour l'entreprise et l'industrie- 8<sup>ème</sup> complément,
- [2]. Blévoit, J., Perchat, J., " Pathologie des constructions en Béton armé – Réfections et renforcement des ouvrages ", Technique de l'Ingénieur, C2317, pp.1-72.
- [3]. Le Covéc, J., " Encyclopédie du bâtiment ", Edition WEKA, Tome1b.
- [4]. Wood, J., " Désordres provoqués par la réaction Alkali-Granulats dans les ouvrages en béton armé ", Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des travaux publics n°469, série : béton 259, 1988.
- [5]. Bouillette, J.P., " Faut-il craindre la corrosion des armatures du béton armé ? ", Office Technique pour l'utilisation de l'Acier (O.T.U.A).
- [6]. Kharchi, F., Chekrellah, A., Sahnoune, A., " Analyse de cas pathologique en Algérie ", Proceeding " Pathologie du béton en climat chaud", Séminaire Internationale- Ghardaia 22-24 mars 1994, pp.156-160.
- [7]. Jacobs, J., Vyncke, J., Elsen, J., " Dégradation du béton par les sulfates ", C.S.T.C magazine, 3<sup>ème</sup> trimestre 1996, pp.3-11.
- [8]. Absi, A., " Pathologie des fondations et des ouvrages en terre", C.E.B.T.P., Paris.
- [9]. Logeais, L., " Quelques cas d'accidents de fondation – Accidents de fondation, deux dangers : argiles gonflantes et tassements ", C.S.T.B n°23 et 27, avril 1989.
- [10]. Chaker, " Effets des glissements de sites sur le cadre bâti. Cas du glissement de la ville d'Azazga ", Revue des pathologies des constructions, n°1, C.T.C Centre, pp.64-80, 1995.
- [11]. C.S.T.C, " Le béton dans les constructions usuelles – Pathologie – Analyse - Réparation", C.S.T.C magazine, Cours conférence n°55, 1988.
- [12]. Mousty, J., " Injections des fissures ", Sika Information, Sika/France.
- [13]. Hannachi, N.E., Kenai, S., Lechani, M., " Etude statistique des sinistres dans l'Est de l'Algérois ", Annales de l'I.T.B.T.P, n°534, Juin 1995, pp. 99-119.
- [14]. Sika, " Sika carbodure lamelle – lamelle composite à haute performance ", Notice technique 9.14, Sika Information, février1997.
- [15]. C.G.S, Alger, " Catalogue des méthodes de renforcement des ouvrages ", Centre National de Recherche Appliquée en Génie parasismique, 2<sup>ème</sup> semestre 1992.

- [32]. Motteu, H., " La certification de la qualité du béton ", C.S.T.C magazine, printemps 1993, pp.43-46.
- [33]. Fédération de l'industrie cimentière A.S.B.L., " La durabilité primaire du béton ", Brochure d'information n°17, avril 1984, pp.1-6.
- [34]. Prakash Rao, D.S., Anuradha, V., Menzes, N.J., " Construction practices and codes of practice – a correlation", The Indian Concrete Journal, décembre 1991, pp.607-613.
- [35]. Clark, L. A., Shamma-Toma, M. G. K., Sevmour, D. E., Pallett, P. F., Marsh, B. K., " How can we get the cover we need ", Institution of Structural Engineers, octobre 1997.
- [36]. Marrosszky, M., Chew, M., " Site investigation of the quality of reinforcement placement on buildings and bridges ", New Zeland Concrete Construction, avril 1990, pp. 20-23.

# ANNEXES

# ANNEXE 1

## Modèle de fiche technique pour le recueil des renseignements sur des cas de sinistres

### 1. Localisation de l'ouvrage

Wilaya : ..... Daira : ..... Commune : .....  
Nom du projet : .....  
Date de mise en service : .....

### 2. Usage de la construction

Habitation  Scolaire  Administratif  Industriel  Sanitaire  Commercial  Autre

### 3. Secteur d'activité

Publique  Privé  Autres

### 4. Les intervenants

Maître d'ouvrage : .....  
Bureau d'études : .....  
Entreprise de réalisation : .....  
Service de contrôle : .....

### 5. Etat de la construction

Déclivité  Déblai  Remblai

### 6. Description de l'ouvrage

Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Hauteur d'étage (m)	Nombre d'étage (m)	Forme de la structure
.....	.....	.....	.....	.....	.....

### 7. Description de la superstructure

#### 7.1 Système constructif

Autostable  Voile  Mixte1  Pierres  Maçonnerie  Mixte2  Autre

#### 7.2 Type de toiture

Dalle pleine  Corps creux  TN40  Ferme en bois  Autre

#### 7.3 Type de plancher

Corps creux  Dalle pleine  Voûtain  Caisson  Bois  Autre



## 8. Description de l'infrastructure

### 8.1 Types de fondations

Semelles filantes  Semelles filantes  Radier  Puits  Mixtes  Autres

### 8.2 Nature des couches de sol

Nombre de couche	Couche 1	Couche 2	Couche 3	Couche 4
.....	.....	.....	.....	.....

## 9. Désordres constatés

### 9.1 Description des désordres

.....  
.....  
.....  
.....  
.....  
.....  
.....  
.....

### 9.2 Années d'apparition des désordres

Jours	Mois	Années
....	.....	.....

### 9.3 Origines des désordres

#### a) Conception :

.....  
.....  
.....  
.....

#### b) Exécution :

.....  
.....  
.....  
.....

#### c) Entretien & Exploitation :

.....  
.....  
.....  
.....

## ANNEXE 2

### Modèle d'un P.V d'écrasement d'éprouvette cylindrique en béton

UNITE DES TRAVAUX PUBLICS DE TIARET

Unité de Tiaret

#### PROCES VERBAL D'ESSAI MECANIQUE Eprouvette de Béton

No Dossier : TRV/828

V. Ref. / : B.C DU 23/06/93

confectionné au chantier par le demandeur

Effectué à la demande de : SOTRACOB O/BESSEN

Chantier : CENTRE DE SANTE TISSENSILT

Destinataire de béton : PLANCHER NIVEAU 3.50

Sable : 892 kg/m<sup>3</sup>

Ciment : 350 kg/m<sup>3</sup>

Eau : 194 l/m<sup>3</sup>

Forme & Dimension des Eprouvettes : H 32 D 16

* Ref.	* Date de * Coulage	* Date * d'Essai	* Age * 'j	* Poids en * kg	* Resistance a la Compression * Charge Tot. kn	* RC en kg/cm <sup>2</sup>
* 1	* 13/06/93	* 11/07/93	* 28	* 15.700	* 560	* 292.02
* 2	*	*	*	* 15.100	* 500	* 251.74
* 3	*	*	*	* 14.900	* 560	* 281.95

Observations :

BON BETON

Tiaret Le 11/07/93

Le Directeur d'Unité



## ANNEXE 4

### Résultats individuels d'écrasement d'éprouvettes de quelques projets

Chlef N°1 Procès Verbal i	Siège des 3 Directions			
	$f_{c7-m}$ (bars)	$f_{c14-m}$ (bars)	$f_{c21-m}$ (bars)	$f_{c28-m}$ (bars)
1	181	220	-----	215
2	238	225	-----	250
3	276	230	-----	175
4	193	260	-----	260
5	249	260	-----	255
6	265	254	-----	260
7	187	249	-----	288
8	276	271	-----	294
9	221	249	-----	294
10	159	164	-----	235
11	215	221	-----	255
12	227	227	-----	200
13	187	300	-----	395
14	176	305	-----	407
15	221	305	-----	401
16	164	210	-----	221
17	221	190	-----	215
18	227	200	-----	227
19	230	249	-----	335
20	311	243	-----	340
21	210	249	-----	330
22	203	299	-----	320
23	209	294	-----	335
24	203	299	-----	352
25	192	265	-----	407
26	192	270	-----	385
27	198	270	-----	401
28	254	282	-----	440
29	226	271	-----	437
30	215	260	-----	440
31	175	226	-----	235
32	140	237	-----	255
33	190	260	-----	200
34	-----	-----	-----	333
35	-----	-----	-----	328
36	-----	-----	-----	316
37	-----	-----	-----	215
38	-----	-----	-----	357
39	-----	-----	-----	249
40	-----	-----	-----	215
41	-----	-----	-----	210
42	-----	-----	-----	215
43	-----	-----	-----	379

44	-----	-----	-----	379
45	-----	-----	-----	373
46	-----	-----	-----	254
47	-----	-----	-----	254
48	-----	-----	-----	254
49	-----	-----	-----	475
50	-----	-----	-----	475
51	-----	-----	-----	470
52	-----	-----	-----	339
53	-----	-----	-----	333
54	-----	-----	-----	345
55	-----	-----	-----	441
56	-----	-----	-----	446
57	-----	-----	-----	441
58	-----	-----	-----	441
59	-----	-----	-----	418
60	-----	-----	-----	441

<b>Tissemsilt N°4</b>	<b>Centre de santé</b>			
<b>Procès Verbal i</b>	<b>f<sub>c7-m</sub>(bars)</b>	<b>f<sub>c14-m</sub>(bars)</b>	<b>f<sub>c21-m</sub>(bars)</b>	<b>f<sub>c28-m</sub>(bars)</b>
1	170,21	239,36	287,23	212,77
2	170,21	223,40	255,32	212,77
3	154,26	244,68	265,96	218,09
4	276,60	260,64	230,00	261,00
5	250,00	207,45	271,28	277,00
6	260,64	265,95	260,64	287,00
7	277,40	212,77	255,00	277,00
8	260,00	228,72	266,00	250,00
9	284,28	223,40	266,00	218,00
10	180,85	213,00	250,00	266,00
11	186,17	213,00	213,00	271,00
12	180,85	207,00	239,00	223,00
13	212,77	213,00	-----	273,00
14	223,40	202,00	-----	261,00
15	212,77	261,00	-----	213,00
16	207,00	239,00	-----	239,00
17	154,00	229,00	-----	209,00
18	239,00	213,00	-----	234,00
19	255,00	213,00	-----	250,00
20	213,00	213,00	-----	207,00
21	213,00	207,00	-----	
22	170,00	-----	-----	-----
23	182,00	-----	-----	-----
24	120,00	-----	-----	-----