

069

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Mémoire de Magister

Présenté à l'université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences de l'ingénierie

Département de : GENIE CIVIL

Spécialité : Mécanique des Sols, Structures et Matériaux

Présenté par : HANDEL NAWEL

***CONTRIBUTION A LA REPARATION ET AU
RENFORCEMENT DES POTEAUX EN ZONES
SISMIQUES***

Soutenue le : 02/05/2006

Devant le jury :

BENMALEK MOHAMED
DJOUINI CHAWKI
BENOUIS ABD EL HALIM
HABITA MOHAMED FAOUZI
KEBAILI BACHIR

M.C.	Université de Guelma
Dr.	Université d'Annaba
M.C.	Université de Guelma
Prof.	Université d'Annaba
MACC.	Université d'Annaba

Président
Rapporteur
Examineur
Examineur
Invité

ملخص

تعتبر الهزات الأرضية من بين الكوارث الطبيعية الأكثر تدميرا في المناطق المدنية و المهياة و الجزائر من الدول المعرضة لخطر الزلازل, لهذا فإن تشييد المباني المقاومة للزلازل ضروري في المناطق الحساسة حيث تتضرر دون أن تنهار.

إن التسارع العمودي الملاحظ خلال الهزات الأرضية بالباحثين في هذا المجال إلى إعادة التفكير في طرق البناء و كيفية تصليح العناصر المضغوطة, يظهر هذا التسارع أثناء الزلازل على شكل تحريضات إنضغاطية قوية على الأعمدة فتتعرض بهذا إلى الضرر مما يؤدي إلى هشاشة المباني.

بهدف زيادة قدرة التحمل بالتقوية لأعمدة الخرسانة المسلحة المتضررة تحت الضغط المحوري بعد تقويتها, أجريت دراسة تجريبية على ثلاثين عمود بأبعاد مصغرة. الأعمدة ضغطت محوريا حتى الضرر ثم أعدنا تقويتها بعدت طرق و ضغطها محوريا من جديد حتى الحمولة الحدية.

لقد سمحت مختلف النتائج الحصل عليها باستنتاج زيادة غير مهمة لقدرة التحمل لبعض طرق التقوية بحلول تطبيقية تم عرضها.

RESUME

Parmi les catastrophes naturelles, les secousses sismiques ont les effets les plus destructeurs dans les zones aménagées et urbanisées. L'Algérie étant concernée par un tel risque, doit imposer dans les zones sensibles, la construction parasismique, c'est-à-dire celle qui même endommagée ne s'effondre pas.

L'accélération verticale observée lors des tremblements de terre, a amené les spécialistes du bâtiment à repenser les manières de construire et de réhabiliter les éléments comprimés des structures. En effet, cette accélération se traduit lors d'un séisme par de fortes sollicitations en compression des poteaux, qui se trouvent endommagés, fragilisant ainsi la structure.

Dans le but de quantifier les réserves de capacité portante après renforcement, de poteaux en béton armé, endommagés sous compression axiale, une étude expérimentale a été menée sur trente poteaux, de dimensions réduites. Les spécimens sont comprimés axialement jusqu'à endommagement partiel, renforcés par différentes méthodes, puis testés à nouveau jusqu'à la charge ultime de l'élément.

Les différents résultats obtenus ont permis de constater pour certaines méthodes de renforcement un gain non négligeable de capacité portante, et des solutions pratiques de mise en œuvre sont proposées.

ABSTRACT

Among the catastrophes naturals, the earthquake that has the most destroying effects in the zones arranged and urbanized. Algeria being concerned with such risks must impose in the significant zones, construction paraseismic, i.e. that which even damaged does not break down.

The vertical acceleration observed at the time of the earthquakes, led the specialists in the building to reconsider the manners of building and of rehabilitating the compressed elements of the structures. Indeed, this acceleration is translated at the time of a seismic by strong requests into compression of the posts, which are damaged, thus weakening the structure.

With an aim of quantifying the reserves of bearing capacity after reinforcement, reinforced concrete posts, damaged under compression axial, an experimental study at summer carried out on thirty columns, of reduced size. The specimens are compressed axially until partial damage, reinforced by various methods and then tested again until the ultimate load of the element.

The various results obtained made it possible to note for certain methods of reinforcement a considerable profit of bearing capacity and practical solutions are proposed.

SOMMAIRE

SOMMAIRE

Page

ملخص

RÉSUMÉ

ABSTRACT

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION

1. GENERALITES.....	1
2. OBJECTIFS.....	4

CHAPITRE 1 : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1. 1 LE SÉISME.....	6
1. 2 ORIGINE DES SEISMES.....	6
1. 2.1 Séismes Naturels.....	6
1. 2. 2 Séismes Induits.....	7
1. 3 RECONNAISSANCE DES SOLS ET DES FONDATIONS.....	7
1. 4 LA REGLEMENTATION PARASISMIQUE.....	11
1. 5 LES DIFFERENTS MODES DE RUINES ET LES DEGATS OCCASIONNES DANS LES OUVRAGES EN BETON ARME PAR LE SEISME.....	13
1. 5. 1 Pathologique constatée.....	14
1. 5. 2 Les causes de la pathologie sismique.....	30
1.5.2.1 Erreurs de conception.....	30
a) Rez-de-chaussée flexibles.....	30
b) Etages supérieurs flexibles.....	31
c) Stabilisations non symétriques.....	31
d) Fausses symétries.....	32
e) Discontinuités de stabilisation.....	32
f) Problème des sauts de rigidité et de résistance.....	32
g) Remplissage des cadres par de la maçonnerie.....	33
h) Constructions en briques non armé.....	33
i) Cisaillement des colonnes courtes.....	34
j) Manque des plans compacts.....	34

k) <i>Absence ou non conforme au règlements des joints entre deux bâtiments.</i>	35
l) <i>Mauvaise cohésion des dalles</i>	35
m) <i>Liquéfaction du sol</i>	35
n) <i>Rupture par cisaillement des nœuds</i>	36
o) <i>Problème de poteau faible poutre forte</i>	37
p) <i>Toitures ou planchers lourds avec des rigidités relatives</i>	38
1.5.2.2 Erreur de calcul.....	38
1.5.2.3 Qualité de la réalisation.....	38
1. 6 RENFORCEMENT DES OUVRAGES EXISTANTS.....	40
1. 6. 1 L'objectif de renforcement.....	40
1. 7 LES TECHNIQUES DE RENFORCEMENT.....	41
1. 7. 1 Introduction.....	41
1. 7. 2 Amélioration de la résistance des éléments structuraux porteurs à l'aide du Matériaux Composites.....	43
1.7.2.1 <i>Technique utilisée</i>	44
1.7.2.2 <i>Poteaux</i>	44
1.7.2.3 <i>Poutre</i>	45
1.7.2.4 <i>Nœuds</i>	45
1.7.2.5 <i>Renforcement des murs de contreventement</i>	46
1.7. 3 Amélioration des éléments structuraux à l'aide de chemises en acier.....	46
1.7.3.1 <i>Poteaux</i>	46
1.7.3.2 <i>Assemblages poutre-poteau</i>	47
1.7.4 Amélioration des poteaux en béton armé par précontrainte transversale.....	49
1.7.5 Amélioration de la structure des bâtiments à l'aide de dispositifs amortisseurs.....	50
1.7.6 Amélioration de la structure des bâtiments à l'aide de dispositifs d'isolation à la base	52
1. 8 CONCLUSION.....	54
<u>CHAPITRE 2 : METHODOLOGIE EXPERIMENTALE</u>	
2. 1 INTRODUCTION.....	55
2. 2 PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX.....	57
2. 2. 1 Le béton.....	57
2.2.1.1 Béton en compression.....	58
2.2.1.2 Béton en traction.....	58
2. 2. 2 L'acier.....	58
2. 2. 3 Le béton armé.....	59
2.2.3.1 Principes fondamentaux.....	59

2.2.3.2 Mécanismes de comportement.....	59
2. 3 MATÉRIAUX UTILISÉS.....	60
2. 3. 1 Le ciment.....	60
2.3.1.1 Essais physiques.....	60
2.3.1.1.1 Essais de prise N.A 230/1990.....	60
2.3.1.1.2 Essais de la consistance N.A 230/1990.....	61
2.3.1.1.3 Masse volumique apparente.....	61
2.3.1.1.4 Masse volumique absolue N.F.P 18-558.....	61
2.3.1.1.5 Porosité.....	61
2. 3. 2 Les granulats.....	62
2.3.2.1 Les granulats utilisés.....	62
2.3.2.1.1 Sables.....	62
2.3.2.1.2 Gravillons.....	62
2.3.2.2 Essais physiques.....	63
2.3.2.2.1 Analyse granulométrique par voie sèche NF P 18-304.....	63
2.3.2.2.2 Masse volumique apparente, absolue et la porosité.....	79
2.3.2.2.3 Module de finesse du sable.....	79
2. 3. 3 L'eau de gâchage.....	80
2. 4 PROGRAMME D'ESSAI.....	80
2. 4. 1 PHASE I : coulage monolithique et le chargement jusqu'à l'endommagement.....	80
2.4.1.1 Descriptions des spécimens.....	80
2.4.1.2 Préparation de l'échantillon.....	83
2.4.1.3 Dispositif d'essai.....	86
2. 4. 2 PHASE II : opération de renforcement.....	91
2.4.2.1 Techniques de renforcement.....	91
2.4.2.2 Préparation de la surface.....	97
2.4.2.3 Coffrage.....	97
2.4.2.4 Composition des bétons par la méthode de Dreux Gorisse.....	98
2.4.2.5 Dispositif d'essai.....	103
<u>CHAPITRE 3 : RESULTATS ET INTERPRETATION</u>	
3. 1 RÉSULTATS DES ESSAIS DE LA PHASE INITIALE.....	104
3. 1. 1 Résistance à la compression maximale.....	104
3. 1. 2 Mécanisme d'endommagement des spécimens.....	112
3.1.2.1 Spécimens de hauteur 60 cm.....	112
3.1.2.2 Spécimens de hauteur 30 cm.....	115

3.2	RÉSULTATS DES ESSAIS APRES RENFORCEMENT	117
3.2.1	Résultat à la compression.....	117
3.2.2	Mécanisme d'endommagement des spécimens.....	128
3.3	INTERPRETATION DES RESULTATS.....	137
3.3.1	Poteaux de hauteur 60 cm (série A, B, C, D et G).....	137
3.3.2	Poteaux de hauteur 30 cm (série E et F).....	139
	<u>CONCLUSION GENERALE</u>	141

ANNEXE

BIBLIOGRAPHIE

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1 Affaissement et poinçonnement des ouvrages dus à une liquéfaction du sol....	8
Figure 1.2 Différents types de failles.....	9
Figure 1.3 Rez-de-chaussée flexible.....	30
Figure 1.4 Etage supérieur flexible.....	31
Figure 1.5 Déformation des poteaux d'angle en cas de torsion d'axe vertical.....	31
Figure 1.6 Les discontinuités de stabilisation.....	32
Figure 1.7 Les sauts de rigidité et de résistance sont problématiques.....	33
Figure 1.8 Remplissage des cadres par de la maçonnerie.....	33
Figure 1.9 Cisaillement des colonnes courtes.....	34
Figure 1.10 Décomposition des volumes par des joints.....	34
Figure 1.11 Concevoir des joints entre deux bâtiments de façon appropriée.....	35
Figure 1.12 Dispositions constructives non conformes aux règlements.....	37
Figure 1.13 Mauvaise qualité des matériaux de construction et une mauvaise mise en œuvre.....	39
Figure 1.14 Essais de renforcement des poteaux avec des chemises de matériaux composites [13].....	45
Figure 1.15 Barre de recouvrement d'une base de poteau rectangulaire renforcé avec une chemise en acier [13].....	46
Figure 1.16 Renforcement des poteaux circulaires et rectangulaires avec des chemises en acier [13].....	47
Figure 1.17 Assemblage de chemises de poutre et de poteau [13].....	48
Figure 1.18 Renforcement d'un poteau circulaire à état de cisaillement dominant [13].....	49
Figure 1.19 Renforcement d'un poteau carré à état de cisaillement dominant [13].....	50
Figure 1.20 Action d'un amortisseur à friction : lorsque la tension exercée sur les contreventements force le mouvement de l'amortisseur, le mécanisme réduit l'autre contreventement et empêche le flambement [13].....	51
Figure 1.21 Amortisseurs à friction installés.....	51
Figure 1.22 Coupe transversale d'un amortisseur visqueux à liquide [13].....	51
Figure 1.23 Système de contreventement en acier avec amortisseurs visqueux.....	52
Figure 1.24 Effets d'une secousse sismique sur un bâtiment avec et sans isolation à la base.....	53
Figure 1.25 Coussinet en caoutchouc à laminés d'acier type (DIS Inc., 2000)[13].....	53

Figure 2.1	Analyse Granulométrique (norme NF P 18-304) du sable de dune - 0 / 0.4 -...	65
Figure 2.2	Analyse Granulométrique (norme NF P 18-304) du sable concassé - 0 / 4 -....	67
Figure 2.3	Analyse Granulométrique (norme NF P 18-304) du sable corrigé - 0 / 2.5 -.....	69
Figure 2.4	Analyse Granulométrique (norme NF P 18-304) du sable - 2.5/5-.....	71
Figure 2.5	Analyse Granulométrique (norme NF P 18-304) du gravillon - 5/16 -.....	73
Figure 2.6	Analyse Granulométrique (norme NF P 18-304) du gravillon - 5 / 8 - pour béton 1.....	75
Figure 2.7	Analyse Granulométrique (norme NF P 18-304) du gravillon - 5 / 8 - utilisé pour béton 2.....	76
Figure 2.8	Analyse Granulométrique (norme NF P 18-304) du gravillon - 8/12.5 -.....	78
Figure 2.9	Coffrage en bois employé.....	81
Figure 2.10	Dimensions des 20 poteaux en Béton Armé (Unité cm).....	81
Figure 2.11	Coffrage métallique employé.....	81
Figure 2.12	Dimensions des 10 poteaux en Béton Amé (Unité cm).....	81
Figure 2.13	Détail de ferrailage du spécimen de hauteur 60 cm (Unité cm).....	82
Figure 2.14	Détail de ferrailage du spécimen de hauteur 30 cm (Unité cm).....	82
Figure 2.15	Analyse granulométrique (norme NF P 18-101). Composition granulaire du béton utilisé.....	84
Figure 2.16	Cône d'Abrams.....	85
Figure 2.17	Spécimens de hauteur 60 cm avant et après le coulage.....	86
Figure 2.18	Spécimens de 30cm et 60 cm en béton armé après démoulage.....	86
Figure 2.19	dispositif d'essai de capacité 100 Kgf pour l'écrasement des spécimens sous chargement uni axial.....	87
Figure 2.20	L'endommagement observé lors des premiers essais sur les spécimens de 60 cm.....	88
Figure 2.21	Boites métalliques aux extrémités des spécimens.....	88
Figure 2.22	Essai de compression du spécimen de 60 cm avec la solution des boites métalliques.....	89
Figure 2.23	Mode d'endommagement des spécimens de 30 cm sur toute la hauteur avec la solution des boites métalliques.....	89
Figure 2.24	Socle en béton armé aux deux extrémités du spécimen de 60cm (Unité cm)....	90
Figure 2.25	Technique 1, section de 15x15 avec gainage en béton armé.....	94
Figure 2.26	Technique 2, section 15x15 avec gainage en béton.....	94
Figure 2.27	Cadre avec double U.....	94
Figure 2.28	Technique 4, section de 15x15 avec gainage métallique.....	95
Figure 2.29	Technique 5, section de 10x10 avec gainage en micro béton.....	95

Figure 2.30	Technique 6, section de 10x10 avec gainage en béton.....	96
Figure 2.31	Technique 7, section de 15x15 avec gainage en béton armé.....	96
Figure 2.32	Préparation des surfaces des spécimens avant renforcement.....	97
Figure 2.33	Coffrage des poteaux de 60 cm de hauteur pour le renforcement (unité cm).	98
Figure 2.34	Coffrage des poteaux de 30 cm de hauteur pour le renforcement (unité cm).	98
Figure 2.35	Analyse granulométrique (norme NF P 18-101). Composition granulaire du béton 1.....	99
Figure 2.36	Analyse granulométrique (norme NF P 18-101). Composition granulaire du beton 2.....	100
Figure 2.37	Quelques spécimens après décoffrage.....	102
Figure 2.38	Dispositif d'essai de capacité 250 Kgf pour l'écrasement des spécimens sous chargement uni axial.....	103
Figure 3.1	Contrainte de compression des spécimens de la SÉRIE A	105
Figure 3.2	Contrainte de compression des spécimens de la SÉRIE B	106
Figure 3.3	Contrainte de compression des spécimens de la SÉRIE C	107
Figure 3.4	Contrainte de compression des spécimens de la SÉRIE D	108
Figure 3.5	Contrainte de compression des spécimens de la SÉRIE G	109
Figure 3.6	Contrainte de compression des spécimens de la SÉRIE E	110
Figure 3.7	Contrainte de compression des spécimens de la SÉRIE F	111
Figure 3.8	Contrainte de compression maximale des spécimens de la SERIE A , avant et après renforcement.....	121
Figure 3.9	Contrainte de compression maximale des spécimens de la SERIE B , avant et après renforcement.....	122
Figure 3.10	Contrainte de compression des spécimens de la SERIE C , avant et après renforcement.....	123
Figure 3.11	Contrainte de compression maximale des spécimens de la SERIE D , avant et après renforcement.....	124
Figure 3.12	Contrainte de compression des spécimens de la SERIE G , avant et après renforcement.....	125
Figure 3.13	Contrainte de compression des spécimens de la SERIE E , avant et après renforcement.....	126
Figure 3.14	Contrainte de compression des spécimens de hauteur 30 cm, avant et après renforcement.....	127
Figure 3.15	Contrainte de compression maximale moyenne de chaque série.....	138
Figure 3.16	Contrainte de compression moyenne de chaque série.....	140

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 2.1	Analyse granulométrique du sable de dune - 0/0,4 - 63
Tableau 2.2	Analyse granulométrique du sable concassé – 0/4 - 66
Tableau 2.3	Analyse granulométrique du sable corrigé - 0/2,5 - 68
Tableau 2.4	Analyse granulométrique du sable concassé - 2.5/5 - 70
Tableau 2.5	Analyse granulométrique du gravillon - 5/16 - 72
Tableau 2.6	Analyse granulométrique du gravillon - 5/8 - utilisé pour le béton 1..... 74
Tableau 2.7	Analyse granulométrique du gravillon - 5/8 - utilisé pour le béton 2..... 74
Tableau 2.8	Analyse granulométrique du gravillon - 8/12.5 - 77
Tableau 2.9	Caractéristiques physiques des sables utilisés..... 79
Tableau 2.10	Caractéristiques physiques des Gravillons utilisés..... 79
Tableau 2.11	Différentes techniques de renforcement pour les poteaux de 60 cm..... 91
Tableau 2.12	Différentes techniques de renforcement pour les spécimens de 30 cm..... 92
Tableau 3.1	Résistance maximale des spécimens à la compression avant renforcement. 104
Tableau 3.2	Résistance maximale à la compression après renforcement de la série A... 117
Tableau 3.3	Résistance maximale à la compression après renforcement de la série B.... 118
Tableau 3.4	Résistance maximale à la compression après renforcement de la série C.... 118
Tableau 3.5	Résistance maximale à la compression après renforcement de la série D... 119
Tableau 3.6	Résistance maximale à la compression après renforcement de la série G... 119
Tableau 3.7	Résistance maximale à la compression après renforcement de la série E.... 120
Tableau 3.8	Résistance maximale à la compression après renforcement de la série F.... 120

INTRODUCTION

1. GENERALITES

Les séismes constituent une menace sérieuse pour la population. Chaque année, un million de séismes de toute magnitude se produisent. Le bilan des tremblements de terre à l'échelle mondiale est lourd : des centaines, des milliers de morts, des constructions détruites, régression économique des régions touchées. Or les tremblements de terre sont inévitables. Il s'en produira à l'avenir de tout aussi violents que par le passé. Faute de pouvoir les éviter, on doit s'efforcer de prévenir ou du moins de limiter les dommages. Quelques Régions qui ont subi leur fureur :

- séisme d'El-Asnam (Algérie), 10 octobre 1980, magnitude $M_s = 7.2$
- séisme de loma Pietra (San Francisco), le 17 octobre 1989, de magnitude $M_s = 7.1$
- séisme des philippines, le 16 juillet 1990, de magnitude 7.8
- séisme de Nothridge (Etat Unis), le 17 Janvier 1994 $M_s = 6.7$
- séisme de Kobe (Japon), le 17 Janvier 1995, de magnitude $M_s = 7.2$
- séisme de Colfiorito (Marches-Ombrie, Italie), 26 septembre 1997, magnitude $M_s = 6.1$
- séisme d'Izmit (Istanbul), le 17 août 1999, de magnitude $M_s = 7.4$
- séisme de Indes et le Salvador en 2001
- séisme d'Iran, le 22 juin 2002, de magnitude $M_s = 6.4$
- séisme de Boumerdes (Algérie), 21 mai 2003 de magnitude $M_s = 6.8$
- séisme d'Iran, le
- séisme d'Al Hoceïma (Maroc), le 25 février 2004, de magnitude $M_s = 6.5$

Au cours des nombreux tremblements de terre destructeurs qui ont frappé l'Afrique du nord en particulier l'Algérie, qui est toujours traumatisé par les séismes, ou l'historique de la sismicité en Algérie est comme suit :

- Alger, 03 janvier 1365, de magnitude forte. Destructeur, Alger complètement détruite. 100 répliques pendant la nuit. une partie de l'Algérie fut inondée.
- Gouraya, 15 janvier 1891, de magnitude $M_s = 7.5$, destructeur, dégâts importants : Gouraya et Villebourtg ont été complètement détruites. 53 immeubles et maisons détruits ou endommagés. Dégâts à Cherchell, Kherba, Blida, El-Affroun, Mouzaia, Miliana et Orléansville. Mouvement vertical observé à Gouraya. Ressenti à Saida et Djelfa. Rayon macrosismique 200 Kms.
- El Kalâa, 29 novembre 1897, de magnitude $M_s = 6.5 - 7.5$. Destructeur, El Kalâa et Dehba : une mosquée ainsi que plusieurs maisons ont été détruites. Thiouanet importants dégâts

(80 maison on été complètement détruites). Ressenti à Oran, Arzew, Relizane, Mostaganem et Mascara. Forte réplique ressentie quelques minutes après.

- Sour El Ghouzlane (Aumale) ,24 juin 1910, de magnitude $M_s = 6.4 - 6.6$. Dégâts importants à El Euch, Tablat et Masqueray. Les villages de la plaine de Gachtulas ont été complètement détruits. Répliques ressenties jusqu'en janvier 1911 fortes de magnitudes $M_s = 5.5$.
- A.El Hassan (Cavaignac), le 25 août 1922, de magnitude $M_s = 5.1$. Destructeur, Cavaignac complètement détruite. Mouvement vertical observé (1m) Ressenti à Flatters Hanoteau, Ténès et à Orléansville, cherchell.
- El At-El Ab (Carnot), le 04 septembre 1934, de magnitude $M_s = 5.0$. Dégâts à Carnot, St. Cyprien et El-Attaf. Des glissements de terrains ont observés au Nord. Ressenti à Alger. 92 répliques.
- Béjaia , 12 février 1960 , de magnitude $M_s = 5.6$. 100maisons détruites.
- Chelf (Orléansville-El Asnam), le 09 septembre 1954, de magnitude $M_s = 6.7$. Destructeur : 20.000 habitations détruites. Effets observés : glissement de terrain et liquéfaction du sol. Mouvement vertical maximum (10) (1.33m) au voisinage de Ouled Abbas. Plusieurs répliques FM : 254, 30,266.
- M'sila, le 21 février 1960, de magnitude $M_s = 5.6$. Dégâts a Melouza.
- M'sila, le 01 janvier 1965, de magnitude $M_s = 5.5$. 13000 maisons détruites. FM 193, 9 ,288.
- Mansourah, le 24 novembre 1973, de magnitude $M_s = 5.1$. Dégâts à Mansourah, Medjana, El-Mehir et Theniet Enars. Répliques (24, 25, 26,11)
- Chlef , le 10 octobre 1980 ,de magnitude $M_s = 7.3$, 70% des bâtiments détruites . une faille inverse sismogène a été observée (36 Km) Un mouvement vertical maximum (11) de

6 m a été mesuré entre Zebabdja et Ouled – Abbas. Une forte réplique a été enregistrée une heure après le choc principal de magnitude $M_s = 6.5$.

- Constantine, le 27 octobre 1985, de magnitude M_s 5.9. peu de dégâts à El-Aria et Béni-Yakoub, plusieurs au voisinage du village d'El-Khroub. Ruptures de surface. Une faille de coulissage. Plusieurs répliques pendant plus d'un mois. FM 217, 84, 19,5.2, 1024.
- El Affroun , le 31 octobre 1988 , de magnitude $M_s = 5.4$. Nombreux dégâts.
- Dj.Chenoua , le 29 octobre 1989 , de magnitude $M_s = 6.00$. Nombreux dégâts à Sidi – Moussa (prés de la ville de Tipaza) au voisinage de l'épicentre et Nador. peu de dégâts à Alger (la Casbah). Faille inverse. Plusieurs répliques durant 3 mois. FM : 246, 56, 86,8.0, 1024.
- Mascara, le 18 Août 1994, de magnitude $M_s = 5.6$. ce séisme survenu la nuit a été largement ressenti, l'intensité VII a été atteinte à Hacine et Shadlia , ou d'importants dégâts ont été occasionnées, des destructions ont été observés dans les villages avoisinants et ceci sur un rayon de 15 Km autour de Hacine.
- Alger, le 04 septembre 1996, de magnitude $M_s = 5.7$. ce séisme qui a été ressenti jusqu'à Dellys à l'Est, Menaceur à l'Ouest et Barrouaghia au Sud, a atteint l'intensité VII à Ain Benian , Cheraga et Staoueli, appartenant à la région épacentrale . le rayon macrosismique moyen est de 140 Km.
- Ain- Temouchent, le 22 décembre 1999, de magnitude $M_s = 5.8$. ce séisme a atteint une intensité maximale de VII a occasionné dans la région Pléistoséiste qui regroupent Ain-Témouchent, Ain-Tolba, Ain-Kihal et Sidi-Ben-Adda , des dégâts matériels importants , la surface macrosismique dépasse 260 Km de rayon.
- Béni-Ouartilane , le 10 novembre 2000, de magnitude $M_s = 5.4$. Ce séisme a occasionné dans la région pleistoseiste qui regroupent Béni-Ouartilane, Fréha et El-Main, des dégâts matériels. Des fissurations superficielles des maisons en maçonneries traditionnelles ont été observées dans les localités citées ci-dessus.
- Boumerdes, le 21 mai 2003, de magnitude $M_s = 6.8$.

2. OBJECTIFS

Le niveau de sécurité de la construction et de ses éléments constitutifs est en relation, d'une part, avec l'intensité sismique correspondant à une période déterminée de retour et, d'autre part, avec le degré d'endommagement et de dégradation des caractéristiques mécaniques des éléments structuraux et non structuraux de construction.

Cependant la réparation et le renforcement des ouvrages endommagés constituent assurément l'un des problèmes les plus délicats que rencontre actuellement le domaine de la construction dans notre pays.

Le renforcement a pour but d'améliorer les caractéristiques du système structural, de remettre aux normes les constructions et dans la plupart des cas, leur redonner leurs capacités initiales.

La destruction des poteaux dans les cas des structures en portiques avec des murs de remplissage incomplets ou des panneaux, non prise en phase d'étude, ou les poteaux devenus courts et la longueur de projet se trouve diminuée par la mise en place d'un remplissage partiel.

Le but principal de ce travail est la conception, et la mise au point d'une technique de renforcement pour augmenter le niveau de service et en particulier d'augmenter la capacité résistante en compression des poteaux vis-à-vis des sollicitations accidentelles. Une étude expérimentale a été menée sur trente poteaux en béton armé, de dimensions réduites. La démarche appliquée pour la préparation de l'opération de renforcement est la suivante :

1) L'état des poteaux à réparer ou à renforcer

Des poteaux en béton armé soumis à une compression uni-axiale jusqu'à l'endommagement partiel.

2) L'objectif à atteindre

L'amélioration de la capacité résistante à la compression des poteaux.

3) Choix des moyens et méthodes à utiliser

Dans le but de trouver une technique de réparation pour améliorer la capacité résistante à la compression, les poteaux ont été renforcés par différentes méthodes puis testés à nouveau.

4) Étude détaillée de l'opération

Notre étude comporte trois parties :

Dans la **première partie**, est présentée tout d'abord, une étude bibliographique générale sur :

- ✓ Les différents modes de ruines et les dégâts occasionnés dans les ouvrages par le séisme, au monde et en particulier en Algérie ;
- ✓ Synthèse des causes probables de ses ruines ;
- ✓ Les techniques de réparation des éléments constitutifs la construction, qui ont été menée par les chercheurs.

La **deuxième partie** du travail est consacrée à une étude expérimentale dont la procédure est définie comme suit :

- ✓ Caractérisation des matériaux utilisés ;
- ✓ Description des spécimens étudiés ;
- ✓ Fabrication des spécimens ;
- ✓ Dispositif d'essai ;
- ✓ Méthodes de renforcement.

Nous présenterons dans **La troisième partie**, les résultats d'essais et leur interprétation.

Une conclusion générale clôture cette étude.

CHAPITRE 1

ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 LE SÉISME

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre lorsque les contraintes dépassent un certain seuil; une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent et atteignent la surface du sol [1].

Les dégâts observés en surface sont fonction de l'amplitude, la fréquence et la durée des vibrations.

Les sismologues distinguent :

- ✓ Les séismes superficiels à moins de 60 Km ;
- ✓ Les séismes intermédiaires de 60 à 300 Km ;
- ✓ Les séismes profonds de 300 à 700 km.

Il est à noter que :

- ✓ 95 % des tremblements de terre dans le monde ont lieu à une profondeur inférieure à 60 Km ;
- ✓ 05 % seulement ont une profondeur supérieure à 60 Km.

1.2 ORIGINE DES SEISMES

1.2.1 Séismes Naturels

La plupart des tremblements de terre des causes naturelles prennent naissance dans la croûte terrestre, qui mesure entre 60 et 100 Km d'épaisseur, les différents segments de cette écorce terrestre sont continuellement en mouvement les uns par rapport au autres. Souvent, ces mouvements induisent des déformations qui, à leur tour, sont emmagasinées sous forme d'énergie élastique. Une rupture ou un glissement le long d'une faille cause alors une dissipation soudaine de cette énergie sous forme de choc sismique, qui se traduit par une propagation de différentes ondes sismiques [2].

Les dommages directs causés par un séisme proviennent de deux sources [2] :

- ✓ Le mouvement de la faille (unidimensionnel) ;
- ✓ Les vibrations du sol (tridimensionnel) : les vibrations du sol sont responsables de la majorité des dommages causés aux structures.

1. 2. 2 Séismes Induits

Certaines activités humaines influencent l'amplitude et la distribution des contraintes dans l'écorce terrestre qui, dans certains cas, engendrent des tremblements de terre importants. Ces séismes induits proviennent entre autres de :

- ✓ La mise en eau de réservoirs artificiels ;
- ✓ L'exploitation de mines souterraines ;
- ✓ L'exploitation de carrières de grande envergure ;
- ✓ L'injection à haute pression de fluides pour la génération d'énergie géothermique ;
- ✓ La production pétrolière ;
- ✓ Les explosions nucléaires souterraines.

Parmi ces activités, la mise en eau de réservoirs artificiels est responsable des séismes induits les plus importants. Ces séismes peuvent atteindre une magnitude 6 sur l'échelle de richter. Dans le monde il y a 70 tremblements de terre induits par la mise en eau de réservoirs de barrages [2].

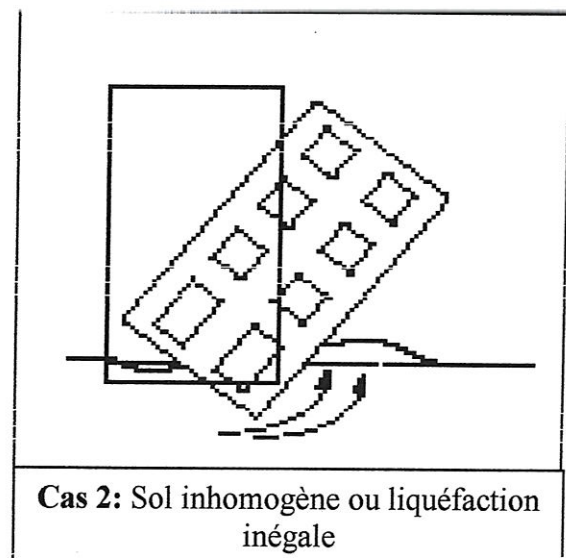
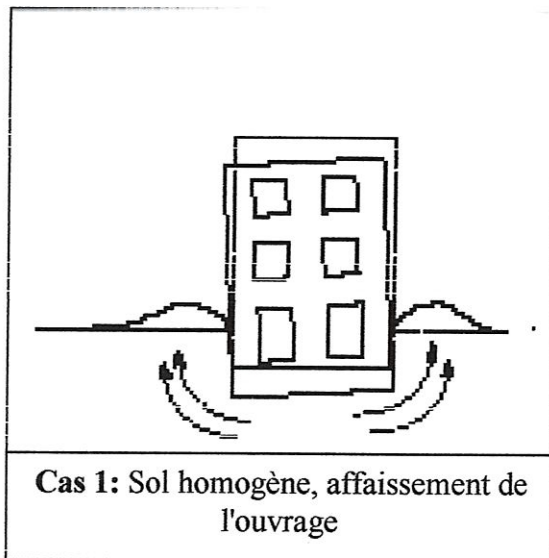
1. 3 RECONNAISSANCE DES SOLS ET DES FONDATIONS

Les séismes se manifestent à la surface du sol par un mouvement de va et vient, horizontal et vertical. Le mouvement est caractérisé par la valeur des déplacements, vitesses et accélérations du sol. Ces séismes induisent diverses modifications du sol à savoir :

- ✓ **des mouvements latéraux du sol**
- ✓ **des affaissements du sol**
- ✓ **la liquéfaction du sol**

Certain sol sablonneux à teneur en eau plutôt élevée de faible cohésion sont très stables et supportent bien les charges statiques, mais se comportent subitement comme un liquide sous l'effet de vibrations lors d'un tremblement de terre. Les glissements latéraux de sols légèrement inclinés entraînant des déplacements horizontaux pouvant atteindre plusieurs mètres sont des phénomènes courants. Ce qui peut aboutir à un effondrement total des ouvrages en béton armé. Les bâtiments peuvent:

- s'affaisser (Figure 1, Cas 1) ;
- s'incliner si le sol est inhomogène ou lors d'une liquéfaction inégale (Figure 2, Cas 2).



Cas1 : Affaissement de la fondation suite à la liquéfaction du sol (séisme du 21 mai 2003 en Algérie).



Cas2 : Poinçonnement de la fondation suite à la liquéfaction du sol (séisme du Turquie "Kocaeli" en 17 août 1999).

Figure 1.1 Affaissement et poinçonnement des ouvrages dus à une liquéfaction du sol

✓ Jeu de faille et glissement de terrain

Un séisme correspond à un glissement soudain sur un plan de faille. Ce glissement relâche l'énergie accumulée sous forme de déformation élastique pendant l'intervalle de temps, ou récurrence, qui sépare un séisme du suivant. Il existe trois grands types de failles que le géologue est susceptible de rencontrer sur le terrain. Ce sont les failles normales, inverses et décrochantes.

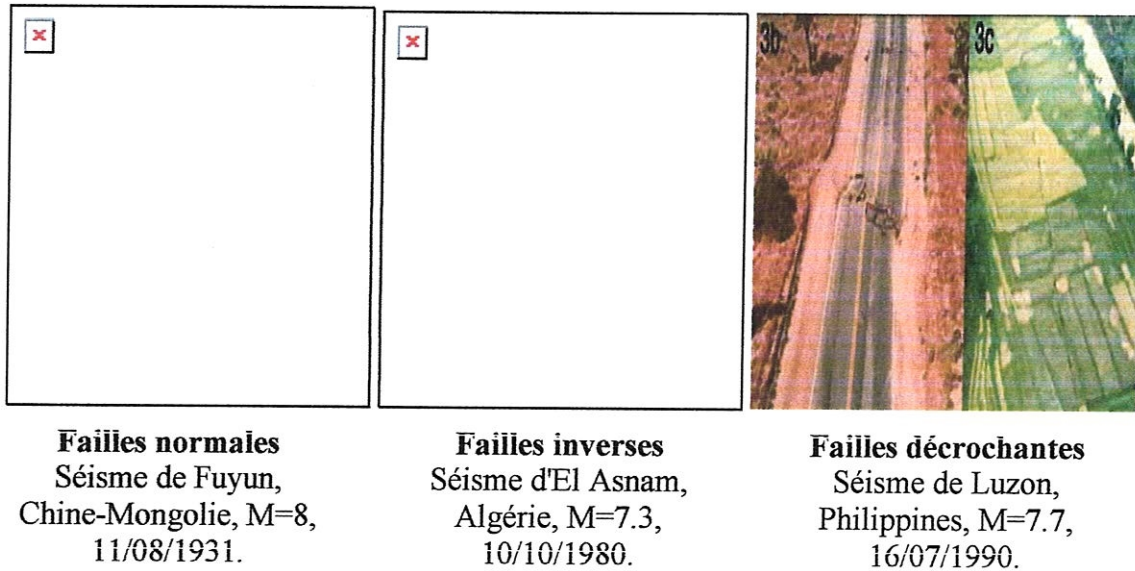


Figure 1.2 Différents types de failles

La fragilité des ouvrages en béton armé dépendait essentiellement du terrain de fondation et de leur mode de construction; pour cela les dommages provoqués par un séisme sont liés aux conditions de sol particulièrement à chaque site, ainsi différents niveaux des dommages sont observés et s'expliquent par la qualité des sols hétérogènes qui se différencient par leur réponse aux sollicitations sismiques d'où la nécessité d'évaluer le risque sismique d'une zone donnée par la détermination de l'aléa sismique régional et local .

Les constructions sont liées au sol par leurs fondations, éventuellement par leurs parties enterrées. Les fondations doivent reprendre les efforts de la structure et elles doivent pouvoir les reporter sans plastification au sol. Elles devraient toujours rester dans un état élastique. Elles évitent ainsi le développement de zones plastiques, qui conduisent généralement à des comportements incontrôlés produisant de grandes déformations de la structure. Des réparations sont également bien plus difficiles à effectuer dans les fondations que dans la structure. Il faut donc absolument éviter des sollicitations excessives et des déformations plastiques du sol.

Les parties de construction solidaires du sol suivent ces déplacements, par inertie les parties en élévation ne suivent pas instantanément le mouvement et il s'ensuit une déformation de la structure. Si les constructions gardent leurs propriétés élastiques, elles reprendront leur position initiale et se mettront à osciller. C'est ce que l'on ressent dans un immeuble soumis à une secousse relativement faible (séisme de faible intensité, ou distance suffisante de l'épicentre).

Si le mouvement sismique était de courte durée les oscillations cesseraient rapidement, mais les séismes ont en général une durée de plusieurs secondes, donc les oscillations sont entretenues et leurs effets sont amplifiés pouvant ainsi entraîner la ruine des constructions.

La première protection d'un ouvrage est sa propre conception. À ce titre :

- ✓ l'étude de reconnaissance géotechnique du sol qui permet d'éviter les risques liés aux mouvements des fondations sous charges sismiques tel que les tassements, dislocation, le glissement.

- ✓ Le choix du type de fondations et des matériaux est primordial, donc Les fondations sont l'élément clé d'un ouvrage en béton armé parce qu'elles transmettent les mouvements d'un séisme à la superstructure. Pour limiter les déplacements, un ouvrage peut être « isolé » du sol au moyen des dispositifs spéciaux ou fondés à l'aide des pieux pour éviter les ruptures du sol. Côté matériaux, le béton armé ou précontraint est le mieux adapté aux zones sismiques. En complément, les ouvrages peuvent être équipés de dispositifs auxiliaires de protection parasismiques passifs ou actifs comme des appareils d'appui, dont le coût est variable selon la structure, les matériaux et le pays.

1.4 LA REGLEMENTATION PARASISMIQUE

Pour sauver des vies humaines lors d'un tremblement de terre, la seule protection efficace, c'est la construction parasismique aussi bien construction des bâtiments neufs, que le renforcement préventif des bâtiments existants.

Le bâtiment sera parasismique si on le fait conforme aux règles parasismiques?

On a des exemples des bâtiments, qui ont été construits suivants les règles parasismiques récentes :

✓ Un bâtiment supposé être parasismique au Etat Unis n'a pas été encore mis en service c'était imminent et puis il s'est effondré [17]. L'Etat Unis est un pays qui a les moyens de mettre en œuvre des règles parasismique de qualité.

✓ Un bâtiment supposé être parasismique au Japon, qui a perdu complètement un étage [17]. on sait que les Japonais vivent avec les séismes en permanence et ils apportent un grand soin à la construction parasismique.

Donc les règles parasismiques ne garantissent pas l'absence de dommages graves parce que :

✓ les plus grands séismes ont une longue période de retour, ça peut être 2000 ans, 3000 ans, 4000 ans et quand on construit un bâtiment aujourd'hui on ne le protège pas contre des événements qui pourront éventuellement se produire plus tard, donc on se protège contre les séismes plus faibles.

✓ Les règles doivent être faciles à appliquer donc simples.

✓ Il ne faut pas que les règles entraînent un coût excessif, car ne seront pas réalisables.

Les règles parasismiques sont excellentes et elles assurent un bon comportement des bâtiments en cas de séisme. Mais un ouvrage en béton armé n'est pas parasismique que si les 03 conditions suivantes sont satisfaites :

1) La conception architecturale parasismique est fondamentale sur la position de l'implantation et l'orientation de l'immeuble sur le terrain, ou dans le site et la conception adéquate elle-même :

- ✓ La sismicité de la nature du sol ;
- ✓ La conception générale ;
- ✓ Les éléments composant l'ouvrage.

2) Les normes de construction sont obligatoires, un ouvrage en béton armé doit être calculé suivant des règles parasismiques.

3) La qualité des matériaux et la mise en œuvre, l'exécution des travaux qui doit être soignée, il ne faut pas tricher sur les matériaux et la qualité du travail.

1. 5 LES DIFFERENTS MODES DE RUINES ET LES DEGATS OCCASIONNES DANS LES OUVRAGES EN BETON ARME PAR LE SEISME

Le séisme est un risque naturel majeur qui cause le plus de dégâts : de 1970 à 1979 les séismes ont fait 430.000 victimes et 12 milliards de dollars de pertes estimées [3].

Les séismes récents les plus destructeurs sont :

- ✓ Mexique (Mexico) en 1985 (M=8).
- ✓ Arménie (Spitak) en 1988 : plus de 25.000 morts, 500.000 sinistrés et des pertes directes chiffrées à 14 milliards de dollars ; la Ville de Spitak, 30.000 habitants été détruite à 100%.
- ✓ Turquie (Erinçan) en 1992.
- ✓ Loma Prieta en 1989 (M=6.9) : perte significative, la plupart des structures endommagées étaient les bâtiments avec maçonneries non renforcées.
- ✓ Northridge en 1994 (M=6.7) : ce séisme a montré certaines accélérations les plus élevées jamais enregistrées. Avec l'endommagement de divers types de structures.
- ✓ Algérie (Boumerdes) en 2003 (M=6.8) : plus de 2.500 morts et plus de 10.000 blessés, les immeubles résidentiels et commerciaux de plusieurs étages et des constructions récentes et anciennes ont subi les dégâts les plus dramatiques.

Les années dernières, l'Algérie a été épargné par des séismes meurtriers, comme le cas pour les pays au monde, il y a énormément de dégâts, des dommages graves.

La quasi-totalité des pertes en vies humaines est due à l'effondrement des bâtiments. Il n'y a pas de précipices, pas des failles qui s'ouvrent dans un terrain et qui se refermeraient sur des personnes, ça n'existe pas ce sont les constructions qui tuent. Le problème c'est que nous n'avons jamais appliqué, des dispositions parasismiques au bâti courant, on a un bâti relativement ancien, et donc il est vulnérable.

1. 5. 1 Pathologique constatée

Les principaux cas de pathologie de la construction en maçonnerie et en béton armé qu'on a pu constater dans le monde et surtout en Algérie suite au séisme sont :

- ✓ Maçonneries non chaînées ; angle vulnérable sans chaînage horizontal et vertical.



✓ Des ouvrages anciens en maçonnerie étaient réalisés avec des moellons taillés et hourdés avec un mortier de chaux ou à la terre. Les angles en maçonnerie sont très vulnérables et s'effondrent par accumulation de contraintes (Le séisme d'Algérie 2003).)[4] , exécution médiocre.



Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie

✓ Toitures ou planchers lourds avec des rigidités relatives " poutre- poteau" trop déséquilibrées.



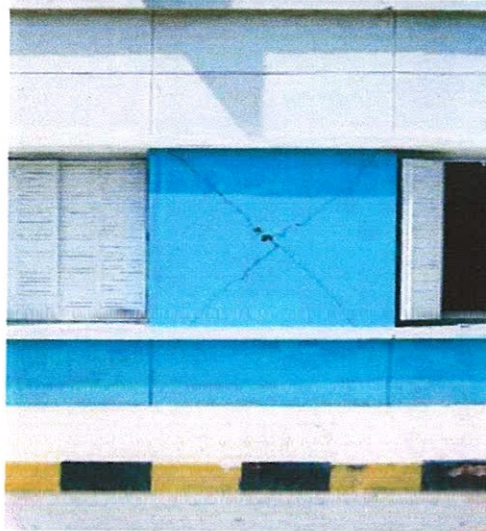
Séisme d'El-Asnam Algérie en 1980

✓ La rupture par cisaillement des murs en maçonnerie (fissures en croix). Des fissures en croix s'ouvrent dans un mur de remplissage en maçonnerie, ces fissures sont symptomatiques de la fragilité de ces murs (manque de ductilité). Une fissuration en X dans le panneau en maçonnerie implique que le portique a été calculé et réalisé suivant les règles parasismiques.



Dégâts modérés à un immeuble de cinq étages.

Séisme de Kocaeli en Turquie en 1999



Dégâts modérés à l'hôpital de Dellys (Ville de Boumerdes) .

Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie

✓ En général pour les murs de remplissage les plus fortes sollicitations sismiques touchent les étages inférieurs.



Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie



Séisme de Turquie en 1999

✓ Des maçonneries n'ont pas servi de panneaux de contreventement. Elles ont été fissurées et tombées, car elles sont situées hors plan de travail des portiques. Il n'y a pas interaction entre les panneaux et les poteaux. Ce sont donc les portiques qui ont supporté toutes les sollicitations dynamiques horizontales et verticales [4]. Ce cas est rencontré qu'au séisme de Boumerdes en Algérie.



Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie

✓ Détail courant des panneaux de remplissage non conformes aux Règles RPA 99, mur de remplissage : 10 cm + 20 cm (vide) + 10. [4].

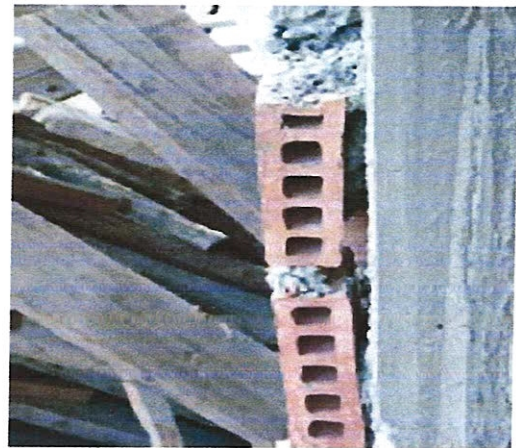


Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie

✓ Placage en façade avec de la brique de 10 cm et brique d'épaisseur 5 cm non conforme aux Règles RPA 99. [4].



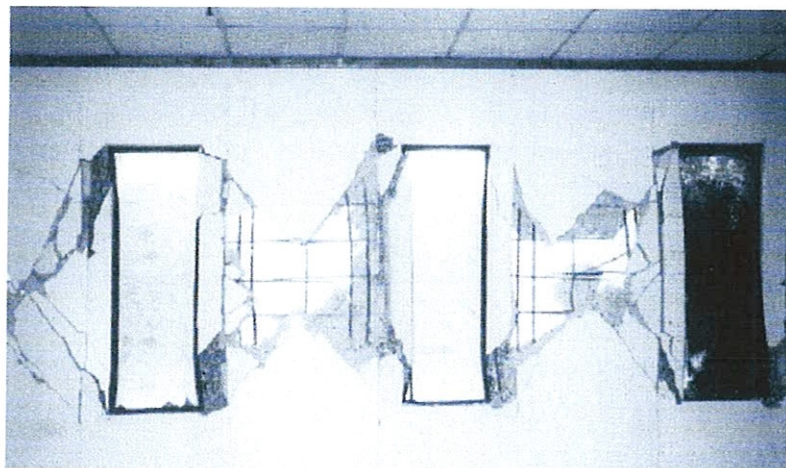
Brique d'épaisseur 10 en façade



Brique d'épaisseur 5 cm devant le poteau sur 6 étages

Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie

✓ La rupture par cisaillement des murs armés : Des fissures en croix s'ouvrent dans un mur armé [8].



Séisme Northridge en 1994

✓ Plastification due à la flexion des nœuds en tête et (ou) pied de poteaux. Ce mode de ruine conduit à un effondrement en planchers mille-feuilles [4] , [9].



Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie



Séisme Northridge en 1994

✓ Cisaillement, rupture fragile des poteaux et effondrement en mille feuilles pour une structure poteau-poutre avec remplissage en maçonnerie.



Effondrement total d'un bâtiment
de 6 étages

Séisme du 21 mai 2003 en Algérie

✓ Un effondrement de type mille-feuilles s'est produit à proximité quand la petite dimension était parallèle à la faille [10].



Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie

✓ La section des poteaux étant souvent équivalente à celle des poutres, la plastification des nœuds s'est produite en tête ou en pied de poteau (rotule plastique des nœuds) [10],[14].

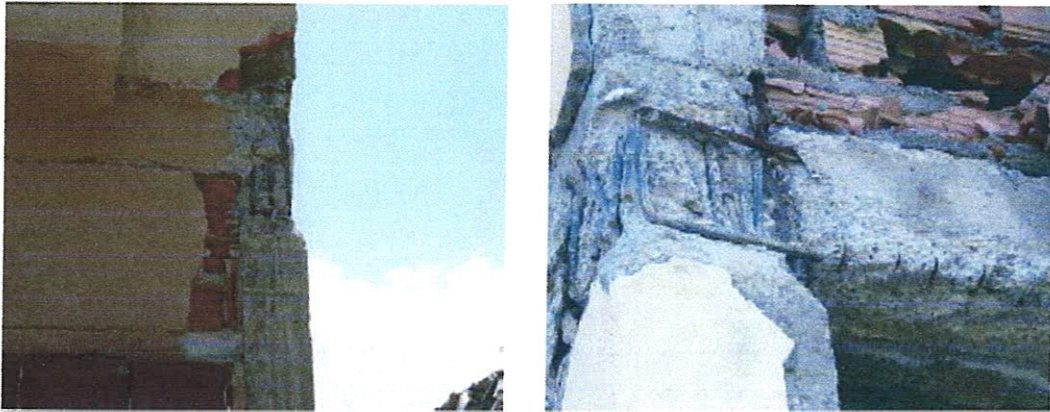


Séisme du Turquie en 1999



Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie

✓ Endommagement à cause de l'absence d'armatures transversales au cœur du nœud à l'intersection poteau-poutre [10].



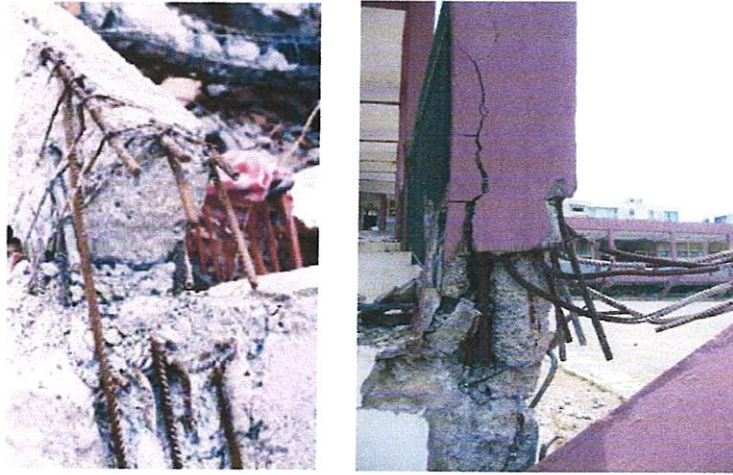
Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie

✓ Effondrement à cause de l'absence d'armatures transversales dans le nœud et dans la zone critique du poteau [4].



Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie

✓ Rupture par cisaillement à l'extrémité des poteaux. [10]. Le ferrailage des poteaux est généralement réalisé par 8 armatures filantes en diamètre 14 mm avec des cadres espacés tous les 15 cm en partie courante et 10 cm dans la zone nodale conformément au RPA 99.



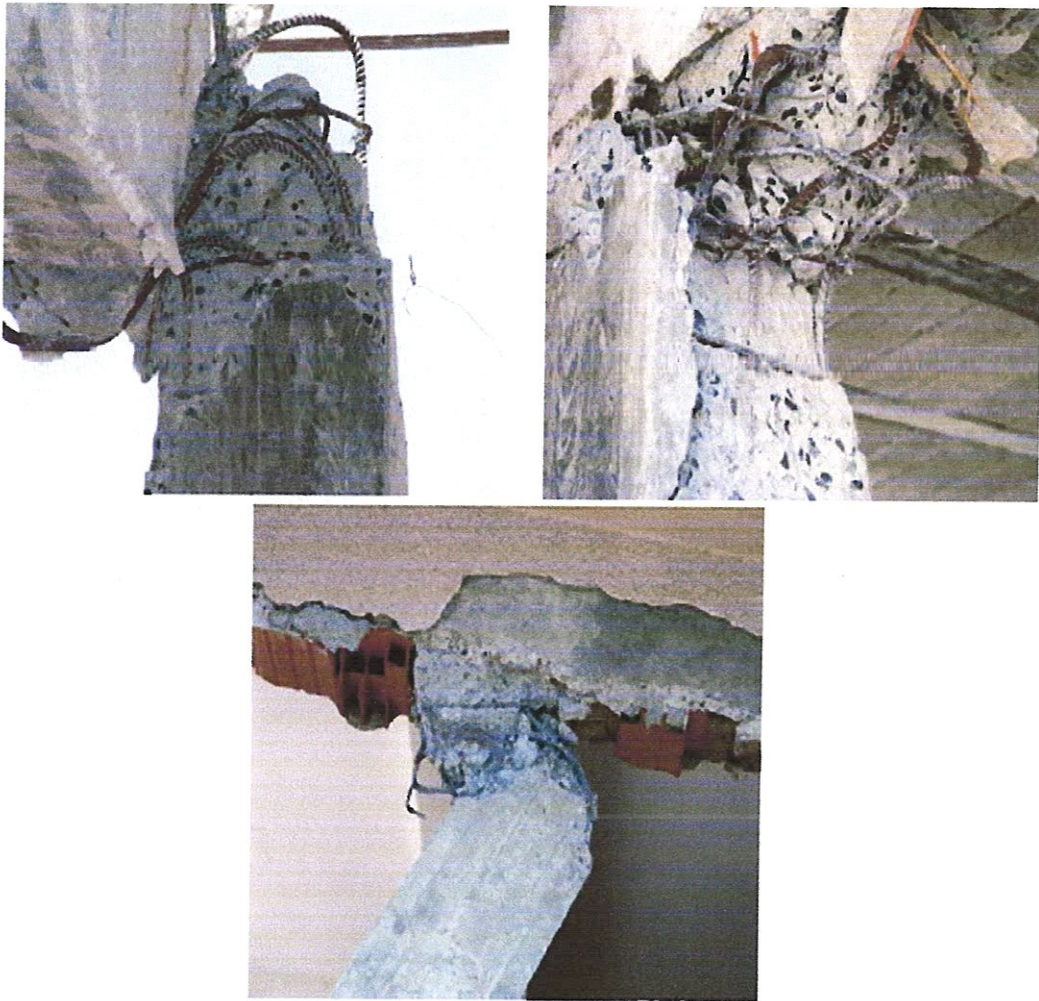
Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie

✓ Espacement constant des cadres du poteau [10].



Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie

✓ Destruction de l'extrémité du poteau du fait de l'absence des armatures transversales dans la zone critique du poteau [4].



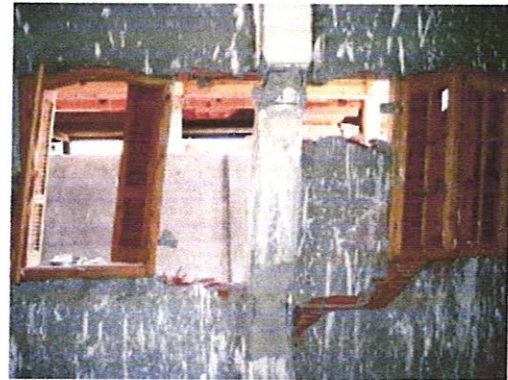
Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie

✓ Destruction de l'extrémité du poteau du fait de la présence de la talonnette et l'insuffisance des armatures transversales [4].



Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie

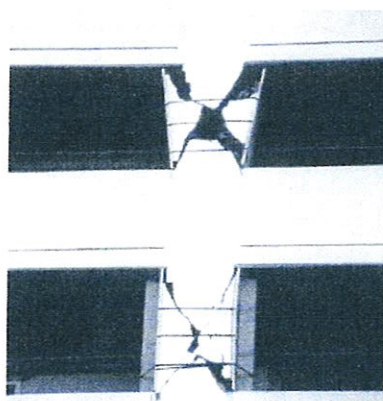
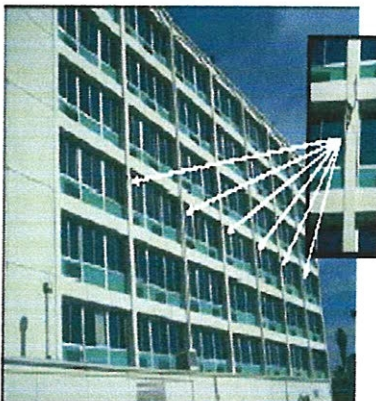
✓ Destructons par cisaillement des poteaux courts, sont Souvent liées à des discontinuités des murs de remplissages en maçonnerie (dues à la présence des fenêtres ou d'interruptions des murs à mi hauteur, par exemple). Pour suivre les déplacements horizontaux des dalles , les colonnes ne peuvent pas se déformer que sur une partie de leur hauteur, ce qui augmente l'effort tranchant qu'elles subissent et engendre des rotules plastiques ou elles n'avaient pas été prévues. La ductilité de la structure s'en trouve considérablement réduite, ainsi que sa capacité à tolérer des inversions de la direction des sollicitations (charges cycliques) [7].



La présence de l'allège a limité le déplacement du poteau sur la hauteur libre et a provoqué son endommagement.



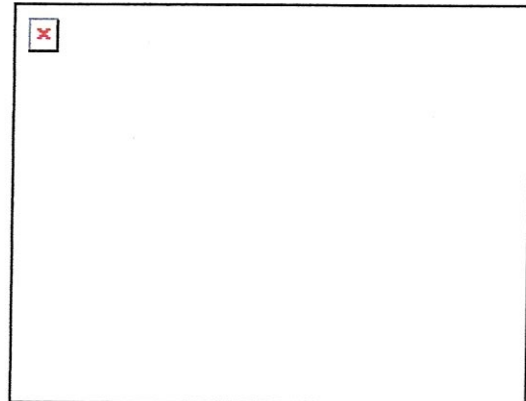
Cisaillement des poteaux courts sur la hauteur des fenêtres.
Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie



Séisme Northridge en 1994

Cisaillement des poteaux courts sur la hauteur des fenêtres.
Séisme du Turquie en 1999

✓ Les étages souples, les rez de chaussées sont les plus exposés à l'effondrement, le RDC est souvent très sollicité, parce qu'un bâtiment quand il oscille c'est à la base qu'il y a le plus dégât si on l'affaiblit avec des poteaux, des pilotis, des vitrines comme RDC commercial sans murs, sans cloisons, il n'y avait que des poteaux. Des étages avec des chambres, beaucoup de cloisons, donc corps rigide repose sur RDC qui se comporte comme des jambes flexibles. Autrement dit les éléments de stabilisation latérale sont discontinus au rez de chaussée [14].



Séisme du Turquie en 1999



Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie

✓ L'inverse et aussi possible que les étages supérieurs sont des étages souples comme le cas d'un bâtiment lors du séisme du Turquie en 1999 [7].



Séisme du Turquie en 1999

✓ La conception des bâtiments, la présence des entailles dans le bâtiment, à chaque niveau, droit de la cage d'escalier ne peut qu'affaiblir le bâtiment [4].



Entaille au centre du bâtiment et sur toute la hauteur.



Entaille au centre du bâtiment effondré.



La présence d'une poutre au niveau de l'entaille qui prolonge le plancher au droit du vide améliore le comportement d'ensemble.

Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie

✓ Problème de joint entre les bâtiments, absence, épaisseur non conforme au règlement et mauvaise réalisation [4]. D'après la réglementation parasismique, les joints doivent avoir une largeur minimale de 4 cm vide de tout matériaux.



Joint de 10 cm remplis avec du polystyrène.



Absence de joint entre les bâtiments.



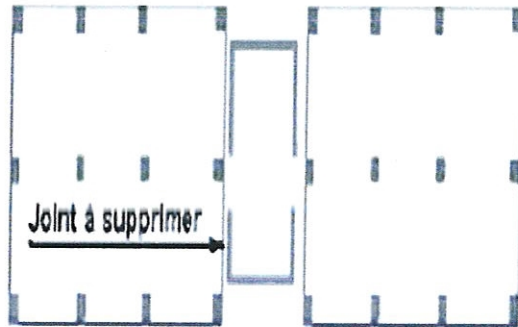
Ouverture des bâtiments vers le haut après entrechoquement.



Joint de 2 cm remplis avec du polystyrène.

Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie

✓ Mauvaise conception, immeuble R+4, qui a perdu son rez de chaussée et ces deux étages, les blocs d'habitation en poteaux-poutres n'étaient pas solidaires du bloc d'escalier en voile et son rez de chaussée était transparent. [10]



Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie

✓ Les minarets de la plupart des mosquées ont été endommagés, il s'agit d'un défaut de conception. Le changement de rigidité est trop brutal, il faudrait séparer ces blocs par un joint parasismique adapté aux déplacements possibles [10].



Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie

✓ Mosquée possède deux minarets indépendants du reste de la structure raison pour laquelle ils sont intacts. La base n'a été que partiellement endommagée surtout au niveau des remplissages en briques mais l'ensemble pourra être réparé [10].



Séisme du 21 Mai 2003 en Algérie (Ville de Sidi Daoud)

1.5.2 Les causes de la pathologie sismique

Les trois aspects interviennent dans la réalisation d'un projet de construction parasismique comme en a cité précédemment, la conception, le calcul et la qualité de la réalisation. A cet égard toute insuffisance au niveau de ces trois paramètres peut concourir au mauvais comportement, voire à la ruine de la construction, pour un niveau de sollicitation sismique donné [5].

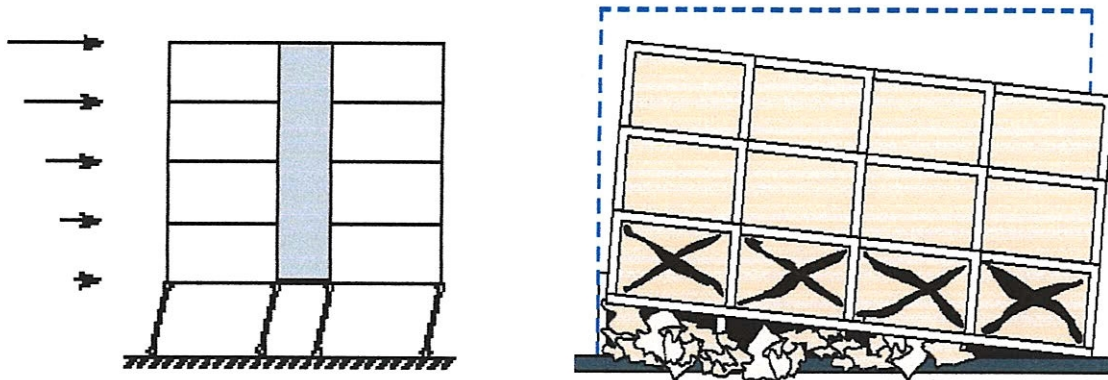
1.5.2.1 Erreurs de conception

a) Rez-de-chaussée flexibles

Les rez de chaussées sont les plus exposés à l'effondrement, le RDC est souvent très sollicité, parce qu'un bâtiment quand il oscille c'est à la base qu'il y a le plus dégât si on l'affaiblit.

Les constructions qui possèdent un rez-de-chaussée ajouré sont particulièrement vulnérables comme:

- Les supermarchés et les parkings: Pour gagner de la place, on a renoncé aux murs ; il sont remplacés par des piliers. Ces piliers résistent mal aux forces horizontales provoquées par un tremblement de terre. Ces colonnes se plient et les étages supérieurs écrasent le RDC. On peut dire que le bâtiment repose sur un pied d'argile ou un rez de chaussée flexible horizontalement.
- Des étages avec des chambres, beaucoup de cloisons, donc corps rigide repose sur RDC qui se comporte comme des jambes flexibles. Autrement dit les éléments de stabilisation latérale sont discontinus au rez de chaussée.



Destruction partielle des poteaux et des murs au rez-de-chaussée et à l'étage avec la ruine des poteaux.

Figure 1.3 Rez-de-chaussée flexible.

b) *Etages supérieurs flexibles*

Quand la stabilisation horizontale est affaiblie ou totalement absente dans un étage supérieur, nous donne un étage flexible et par conséquent un mécanisme de poteaux dangereux.

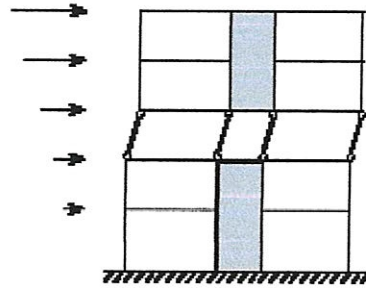


Figure 1.4 Etage supérieur flexible.

c) *Stabilisations non symétriques*

Lorsque une structure présente des dissymétries de telle sorte que le centre de gravité des masses ne coïncide pas avec le centre de torsion, une excitation horizontale de direction quelconque engendre en générale des oscillations de torsion d'axe verticale couplées aux oscillations latérales. En outre, il a été constaté que, même pour des bâtiments symétriques, des oscillations de torsion ou de couplage d'oscillation ont tendance à naître spontanément, en raison vraisemblablement de dissymétries au niveau de l'excitation (le mouvement du sol n'est y pas le même en tout point de l'emprise du bâtiment) et des propriétés mécanique réelles de la structure. Les poteaux d'angle sont particulièrement exposés à ces torsions [6].

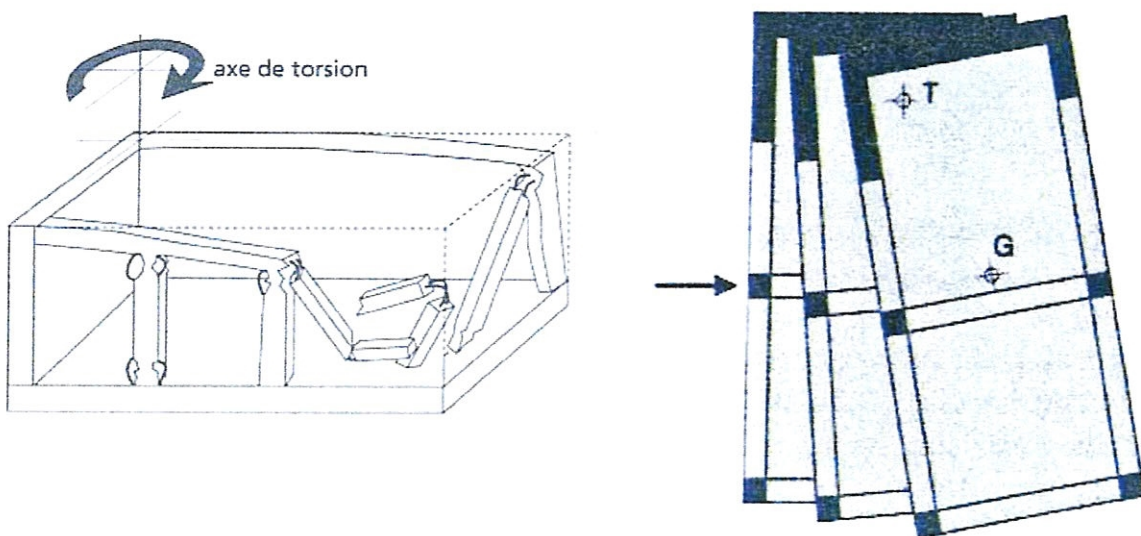


Figure 1.5 Déformation des poteaux d'angle en cas de torsion d'axe vertical.

d) *Fausses symétries*

On peut rencontrer des bâtiments dont l'apparence est parfaitement symétrique, mais par la présence des murs de remplissage ils deviennent non symétriques. Cette dissymétrie peut aussi provenir de charges mal centrées [19], ce qui nous donne la torsion et le bâtiment devient plus souple en cas de secousse se met à vriller autour des parties rigides qui deviennent excentrées.

e) *Discontinuités de stabilisation*

La disposition différente en plan et/ou en élévation sur la hauteur des bâtiments, présente des points sensibles qui conduisent à l'effondrement. Au droit des discontinuités, les moments de flexion et les efforts tranchants ne peuvent généralement pas être reportés de manière satisfaisante. C'est pourquoi toute discontinuité de stabilisation est absolument à éviter [18].

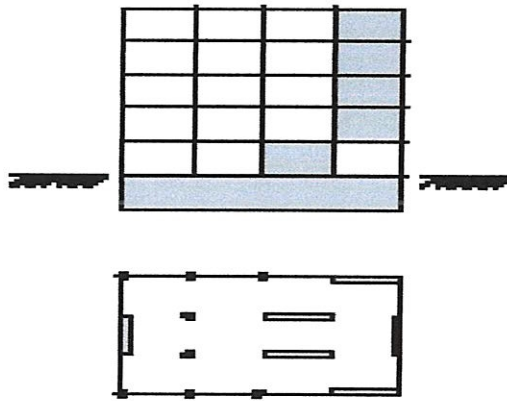


Figure 1.6 Les discontinuités de stabilisation.

f) *Problème des sauts de rigidité et de résistance*

Des sauts de rigidité et de résistance du contreventement principal sur la hauteur de la structure porteuse peuvent entraîner un comportement dynamique irrégulier et engendrer des problèmes lors de la transmission locale des efforts. Une augmentation de la rigidité et de la résistance de bas en haut (à gauche dans la figure 1.6) est nettement moins favorable qu'inversement. En tout cas, le plus grand soin doit être apporté au dimensionnement et aux dispositions constructives des zones de transition [18].

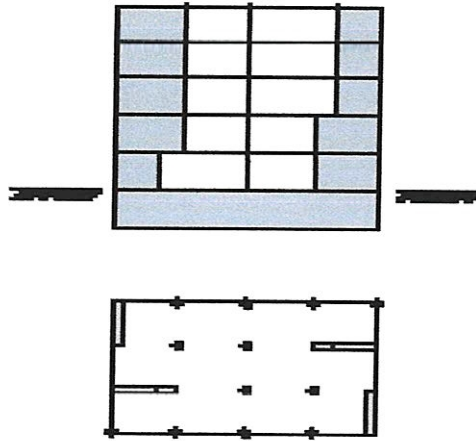


Figure 1.7 Les sauts de rigidité et de résistance sont problématiques.

g) Remplissage des cadres par de la maçonnerie

Le remplissage des cadres par de la maçonnerie donne une combinaison extrêmement défavorable car les cadres sont souples et plus ou moins ductiles le contraire de la maçonnerie rigide et en même temps fragile. Au début d'un tremblement de terre, la maçonnerie reprend presque toutes les forces sismiques, mais après elle s'effondre souvent par compression oblique ou glissement (un faible frottement suite à un manque de compression). Il peut aussi arriver que la maçonnerie cisaille les piliers [4], [18].

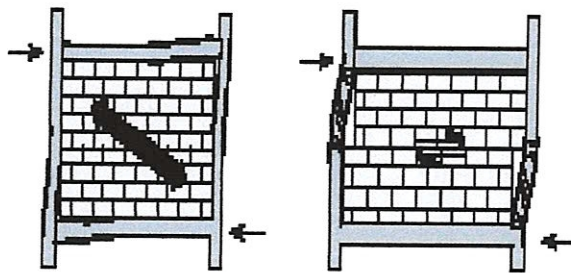


Figure 1.8 Remplissage des cadres par de la maçonnerie.

h) Constructions en briques non armé

Les Japonais ont toujours craint les constructions en briques car la maçonnerie en brique est fragile et elle est une dissipation d'énergie relativement faible [19]. La brique est un matériau extraordinaire pour son isolation thermique et pour le confort qu'il procure mais elle ne résiste pas aux efforts horizontaux d'un séisme.

i) Cisaillement des colonnes courtes

Pour le poteau court et massif, il se produit un gradient énorme de moment ce qui implique un grand effort tranchant, ce qui nous donne une rupture par cisaillement au niveau du poteau avant d'atteindre le moment plastique [18].

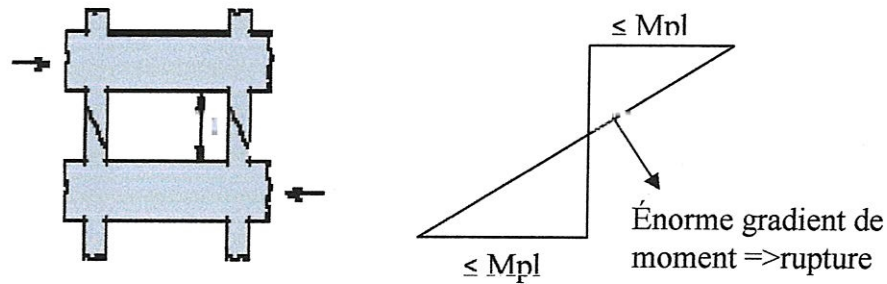


Figure 1.9 Cisaillement des colonnes courtes.

j) Manque des plans compacts

Les parties gauches et droites du bâtiment sur la figure ci-dessous voudraient vibrer de façon différente, mais elles se gênent mutuellement. Ceci conduit en particulier dans la zone de transition à de fortes sollicitations. Le comportement s'avère nettement meilleur si l'on sépare le plan en deux parties compactes par un joint [18].

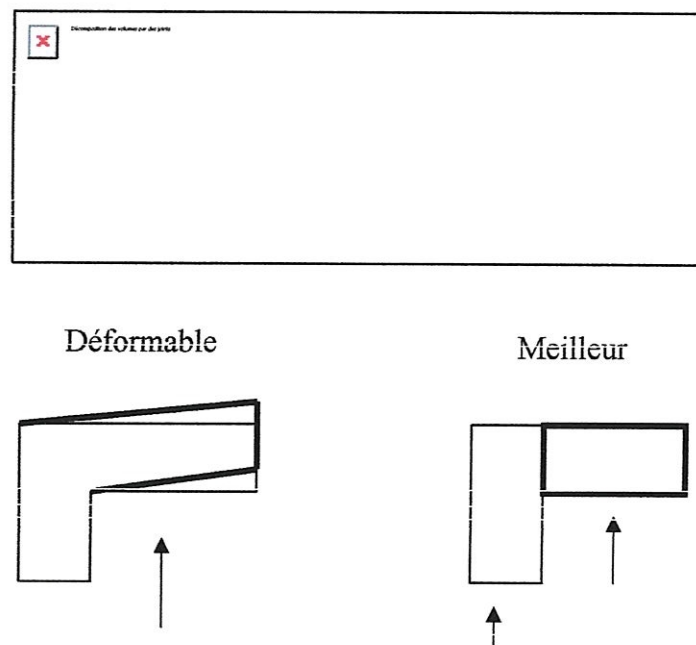


Figure 1.10 Décomposition des volumes par des joints.

k) Absence ou non conforme au règlements des joints entre deux bâtiments

La largeur des joints doivent être conforme au réglementation, et doivent être vide et ne présentent pas des points de contact [4], pour éviter que les bâtiments voisins s'entrechoque et se martèlent parce que ces phénomènes sont très dangereux lorsque les dalles des bâtiments voisins se trouvent à des niveaux différents et heurtent les poteaux de l'autre bâtiment [18].

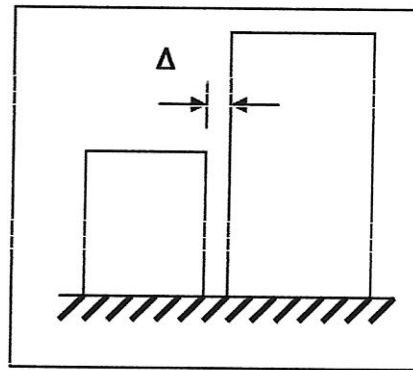


Figure 1.11 Concevoir des joints entre deux bâtiments de façon appropriée.

l) Mauvaise cohésion des dalles

Les dalles doivent être compactes et être reliées avec tous les éléments porteurs verticaux de façon à pouvoir transmettre la compression et la traction. Les dalles monolithiques en béton armé, qui fonctionnent dans leur plan comme des voiles rigides et conservent ainsi la section des refends, sont préférables. Les dalles en éléments préfabriqués sans béton armé de liaison ne sont pas recommandées [18].

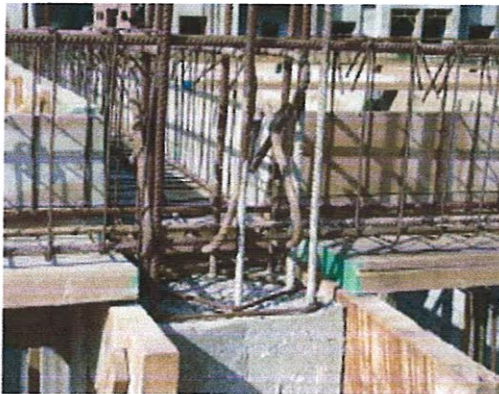
m) Liquéfaction du sol

La liquéfaction du sol due aux conditions géologiques comme l'existence des nappes phréatiques à une profondeur très proche de la surface de la terre ou un mauvais sol "sol mou" ce qui conduit à la liquéfaction du sol de fondation. Le principe de non-résonance entre le bâtiment et le sol pour éviter l'amplification de l'accélération impose que la période propre de vibration du bâtiment doit être différente de celle du sol, il est donc préférable de construire une structure souple sur un sol dur et une structure rigide sur un sol mou (sauf en cas d'utilisation d'isolateurs) [20].

n) *Rupture par cisaillement des noeuds*

La rupture par cisaillement des noeuds est causée par la non ductilité du béton armé au moment de la résistance des portiques. Pendant le tremblement de terre une rupture fragile de cisaillement dans les joints peut causer tout l'effondrement de la structure [4]. La rupture de ces derniers dans un bâtiment est due à :

- Absence des armatures transversales dans les zones critiques d'extrémité des poteaux et des poutres ;
- Absence ou insuffisance des armatures transversales dans les noeuds au croisement poteau – poutre ;
- Mise en place d'une talonnette en pied de poteau d'environ 5 à 10 cm en mortier de mauvaise qualité ;
- Quatre surfaces de reprise de bétonnage en pied et en tête du poteau à cause de la présence des deux talonnettes (Figure 1.12) ;
- Structure sans résistance à l'action sismique.



Arrêt du coulage du poteau à environ 5 cm sous la sous face de la poutre. Absence d'armatures transversales dans le nœud.



Effondrement à cause de l'absence d'armatures transversales dans le nœud et dans la zone critique du poteau



Talonnette et enrobage des armatures
de 8 cm au lieu de 2 cm

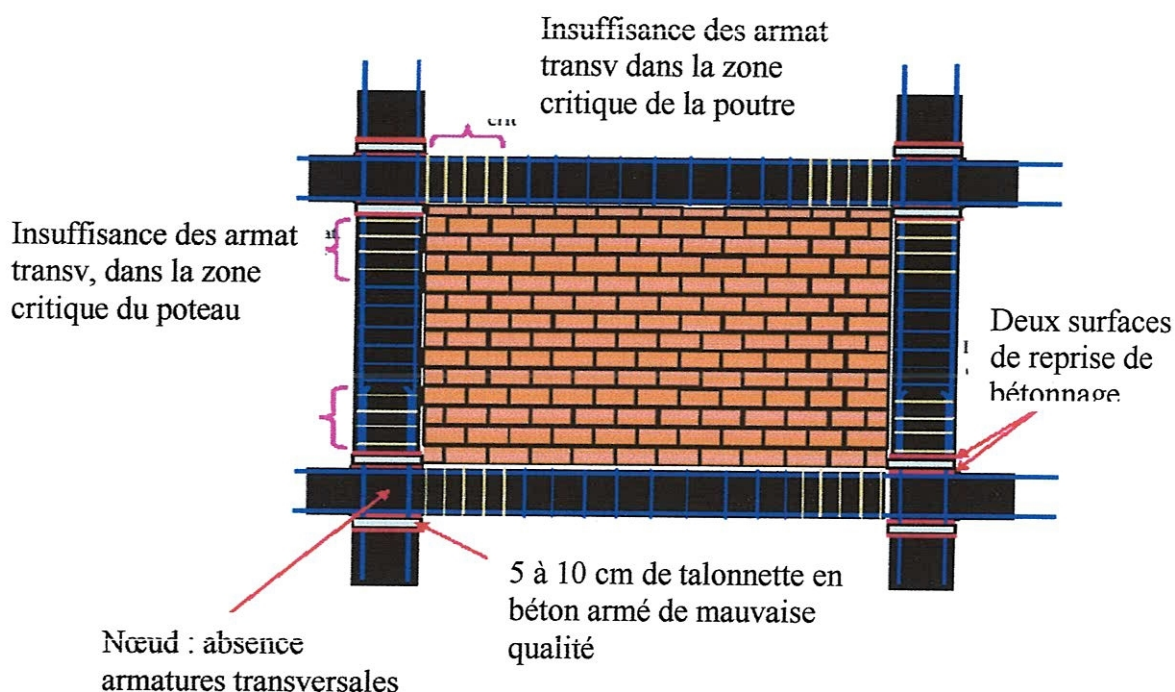


Figure 1.12 Dispositions constructives non conformes aux règlements.

o) Problème de poteau faible poutre forte

Un principe de base à respecter est de stocker et de dissiper de l'énergie en cherchant la redondance structurale c'est-à-dire un degré d'hyperstaticité maximal. la poutre sur deux appuis simples est à proscrire , il vaut mieux multiplier les appuis et les assemblages de type encastrement. une autre façon de dissiper l'énergie d'oscillation est de favoriser la ductilité aussi bien au niveau des matériaux qu'au niveau de la structure . la solution « de poteaux forts –poutre faible » permet cette démarche [20]. Parceque l'une des principales causes techniques , qui provoque les désordres aux constructions à ossature autostable est le dimensionnement généralement utilisé pour les poutres et les poteaux , tel que l'inertie des poutres est nettement

supérieure à celle des poteaux , ce qui favorise la création de rotules plastiques dans les poteaux . les mécanismes qui pourraient alors se développer dans les structures seront plus dangereux que dans le cas où les rotules plastiques sont situées dans les poutres.

p) Toitures ou planchers lourds avec des rigidités relatives

Les ouvrages avec des toits lourds vont répondre très bien aux sollicitations du sol et avoir de la résonance, donc il y aura énormément de dégâts.

1.5.2.2 Erreur de calcul

Ce que l'on retrouve le plus souvent à ce niveau, c'est l'absence tout court de calcul parasismique. En Algérie ceci est valable pour la majorité des constructions étudiées et réalisées avant 1981 et pour une partie appréciable de celles réalisées après 1981 (constructions individuelles entre autres) [5].

Le plus grand risque pour les vies lors d'un tremblement de terre vient de la vulnérabilité des constructions anciennes, le problème que nous n'avons jamais appliqué des dispositions parasismiques au bâti courant, on a un bâti relativement ancien, et donc ce bâti est vulnérable y compris à des mouvements qui ne sont pas très élevés. Les codes récents prennent en compte le comportement dynamique des structures, donc une amélioration de la résistance sismique s'impose l'initiative de renforcement est souhaitable.

1.5.2.3 Qualité de la réalisation

La qualité des matériaux de construction est aussi un facteur prépondérant dans la préservation des constructions, la mauvaise qualité des matériaux de construction d'une part et une mauvaise mise en œuvre d'autre part conduise à des dégâts au niveau des ouvrages lors d'un séisme. Donc la qualité doit répondre à un minimum de règles de l'art aussi bien au niveau des matériaux et composants de gros œuvre (et particulièrement de structure) eux mêmes, qu'au niveau également de leur mise en œuvre.



Talonnette de 10 cm en mortier de très mauvaise qualité



Insuffisance d'armatures transversaux, béton de mauvaise qualité, rupture au droit de la surface de reprise



Béton de mauvaise qualité, absence d'armatures dans la zone critique, talonnette de 6 cm



Béton de mauvaise qualité, présence du papier en dessous de la talonnette de 6 cm

Figure 1.13 Mauvaise qualité des matériaux de construction et une mauvaise mise en œuvre.

1.6 RENFORCEMENT DES OUVRAGES EXISTANTS

Pour les ouvrages neufs on peut appliquer les règles parasismiques, mais le grand problème a été évoqué c'est l'ouvrage existant qui a été construit il y a longtemps ou bien récent mais avant les règles parasismiques modérées, le problème est assez complexe, il faut d'abord évaluer la vulnérabilité de la construction, détecter ses points faibles puis donner la meilleure stratégie.

1.6.1 L'objectif de renforcement

L'objectif de renforcement est de déceler les défauts de structure type qui ont été observés lors des séismes passés et qui ont entraîné des défaillances et de chute d'éléments structuraux, ainsi qu'un effondrement partiel ou total causant aux occupants des blessures ou des pertes de vie. Des bâtiments existants susceptibles de présenter de sérieux risques de pertes de vies ou de blessures aux personnes, en cas de séisme grave. Donc les bâtiments existants devraient être renforcés sur le plan sismique afin d'augmenter leur niveau de service, c-à-d rehausser leur résistance ; leur rigidité et leur ductilité. Les objectifs de renforcement sont :

a- limiter les conséquences directes, c'est-à-dire éviter l'effondrement meurtrier des constructions, sans toutefois éviter des désordres réparables ou non ;

b- limiter les conséquences indirectes, c'est-à-dire assurer la continuité du fonctionnement de tous les services de secours et de soins aux victimes, évitant ainsi d'augmenter le nombre de morts, comme les hôpitaux qui doivent être parer aux effets sismiques afin que les besoins fonctionnels soient toujours maintenus immédiatement après un tremblement de terre important.

c- éviter les conséquences induites, c'est-à-dire éviter que des désordres, même limités, dans certaines constructions et installations n'entraînent des répercussions graves pour l'environnement, alourdissant ainsi le bilan d'un séisme.

Pour la réhabilitation d'un immeuble d'habitation, il est nécessaire de prendre en compte ce qui suit [11] :

- ✓ sécurité des personnes;
- ✓ protection des éléments et du contenu du bâtiment;

- ✓ perturbation minimale des activités à l'intérieur du bâtiment pendant les travaux;
- ✓ fonctionnement normal du bâtiment après les travaux;
- ✓ préservation de l'aspect et de la valeur patrimoniale du bâtiment;
- ✓ exécution des travaux au moins coût.

1.7 LES TECHNIQUES DE RENFORCEMENT

1.7.1 Introduction

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et la vulnérabilité de la construction, l'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui est imposée par le sol et par sa propre masse, on peut utiliser des appuis parasismique appelés isolateurs pour réduire cette accélération et on peut réduire la masse en utilisant un matériaux ayant non seulement une masse volumique faible mais aussi en utilisant un matériau le plus performant possible celui possédant une contrainte spécifique élevée (le rapport entre la contrainte de rupture et la masse volumique). Parmi les matériaux traditionnels, le bois arrive en tête devant l'acier et le béton armé aussi l'apparition des matériaux composites.

La limitation des effets de l'action sismique peut se faire :

- ✓ en commençant par éviter le risque de résonance avec le sol ;
- ✓ il faut appliqué les trois principes de base de conception suivante :
 - recherche à maximiser la capacité des constructions à stocker l'énergie.
 - recherche à favoriser la capacité des constructions à dissiper de l'énergie.
 - recherche à favoriser la résistance mécanique.

Plusieurs bâtiments existants construits selon des codes plus anciens, ces bâtiments conçus pour les charges gravitaires et rarement édifiés de façon à résister aux secousses sismiques. Et plusieurs bâtiments existants sont caractérisés par les travaux non conformes suivants :

- ✓ poteaux peu résistants au cisaillement.
- ✓ isolation insuffisante dans les zones d'articulation à la flexion.
- ✓ barre de recouvrement inadéquat pour le renforcement longitudinal et transversal.
- ✓ systèmes fondés sur des poutres fortes et poteaux faibles.
- ✓ assemblage poutre poteau peu résistant au cisaillement.

Dans le cas d'une action gravitaire, les déformations restent dans un état élastique. Les sollicitations provoquant des déformations plastiques ne sont pas prises en compte qu'aux états limites ultimes. En outre, les actions gravitaires agissent dans une certaine direction. Mais dans le cas d'un séisme, la structure porteuse subit des actions qui génèrent des déformations dépassant le domaine élastique, ces déformations plastiques s'appliquent de façon cyclique, leur direction varie continuellement [12].

En admettant deux comportements de la structure :

a. Comportement non ductile : la structure possède une faible capacité de déformation plastique et une possibilité restreinte de dissipation d'énergie [12].

b. Comportement ductile : on cas de séisme on peut avoir des rotules plastiques au niveau des éléments de la structure, donc il faut construire une structure qui puisse supporter les déformations plastiques sans mettre en cause la capacité de la structure à supporter les charges gravitaires.

L'Algérie peut tirer une leçon très importante des séismes passés relativement à la résistance des bâtiments existants, où la résistance au séisme de la grande majorité des bâtiments n'est pas adoptée à des mouvements sismiques moins importants que ceux qui sont précisés dans le nouveau règlement. Par conséquent, l'amélioration de la résistance des anciens bâtiments aux séismes pour atténuer les risques qu'ils présentent et assurer la sécuriser de leurs habitants.

Les principaux paramètres influant sur les risques sont :

- ✓ La sismicité du lieu ;
- ✓ La vulnérabilité de l'ouvrage ;
- ✓ Les dimensionnements de la structure de l'ouvrage.

Le niveau de sécurité requis pour une construction existante doit être fixé sur la base d'une étude de risque. Ceci nécessite une connaissance plus judicieuse des paramètres définissant le comportement sismique [12].

Dans le règlement Algérien il y a un manque des méthodes techniques pour la réhabilitation, au future, il sera nécessaire de développer des méthodes et des techniques parasismiques modernes pour les raisons suivantes :

- ✓ l'augmentation de la résistance de certains éléments de la structure;
- ✓ l'augmentation de la déformation ou de la ductilité des éléments ;
- ✓ réduire de façon significative la fréquence propre;
- ✓ l'augmentation de la rigidité globale de la structure;
- ✓ l'augmentation de l'amortissement dans certains éléments.

1.7.2. Amélioration de la résistance des éléments structuraux porteurs à l'aide du Matériaux Composites

Le renforcement à l'aide de matériaux composites s'avère être une technique très prometteuse pour l'amélioration de la résistance des structures en béton armé existants [13]. L'utilisation des matériaux composites permet :

- d'augmenter le confinement;
- d'augmenter la ductilité de l'élément;
- d'augmenter la résistance au cisaillement et empêcher les ruptures par cisaillement.

Les composites de fibres tels que la fibre de verre, la fibre de carbone et l'aramide enchâssée dans une résine matrice, possèdent habituellement un rapport résistance-poids élevé que celui des matériaux conventionnels tels que l'acier [13].

La technologie du renforcement par les fibres est relativement simple, très peu dérangeante pour les occupants des bâtiments et peu exigeante en main d'œuvre, elle représente une solution de rechange la plus souhaitable en matière d'accroissement de la résistance des bâtiments existants.

1.7.2.1 Technique utilisée

Le processus passe généralement par les étapes suivantes [NBCC 95] :

1. inspecter la condition de surface de l'élément de structure à renforcer.
2. réparer les fissures et les surfaces effritées avec une injection d'époxyde et du mortier à résine époxydique.
3. préparer la surface de l'élément de structure (avec des meules à main et du sablage humide au besoin) en éliminant les saillies et en s'assurant que le profil est adéquat.
4. appliquer une couche d'apprêt puis du mastic de vitrier afin d'assurer l'adhérence des feuilles de fibres.
5. appliquer une première couche d'agent d'imprégnation.
6. appliquer les feuilles de fibres sur la surface, comme s'il s'agissait de papier peint.
7. appliquer une deuxième couche d'agent d'imprégnation, une fois que les feuilles auront bien durci, généralement au bout d'une heure.
8. répéter les étapes 6 et 7, jusqu'à ce que toutes les couches de fibres soient installées.

1.7.2.2 Poteaux

De nombreuses recherches ont été réalisées dans le but de déterminer l'efficacité des chemises de composite de fibres en matière d'adaptation des poteaux.

Des essais de renforcement ont été effectués sur des poteaux, en appliquant des charges cycliques horizontales sur leurs sommet, les résultats ont prouvé l'efficacité des chemises de fibres de carbone pour les trois modes de défaillance possibles des poteaux, c.-à-d. provoquée par une flexion, un cisaillement et un décollement des barres de recouvrement.

La Figure 1.13 montre les essais de Renforcement avec des chemises de matériaux composites (Priestley et coll. 1996); (a) renforcement de poteaux rectangulaires : moulage à la main; (b) renforcement de la zone de chevauchement des appuis de poteaux circulaires [13].

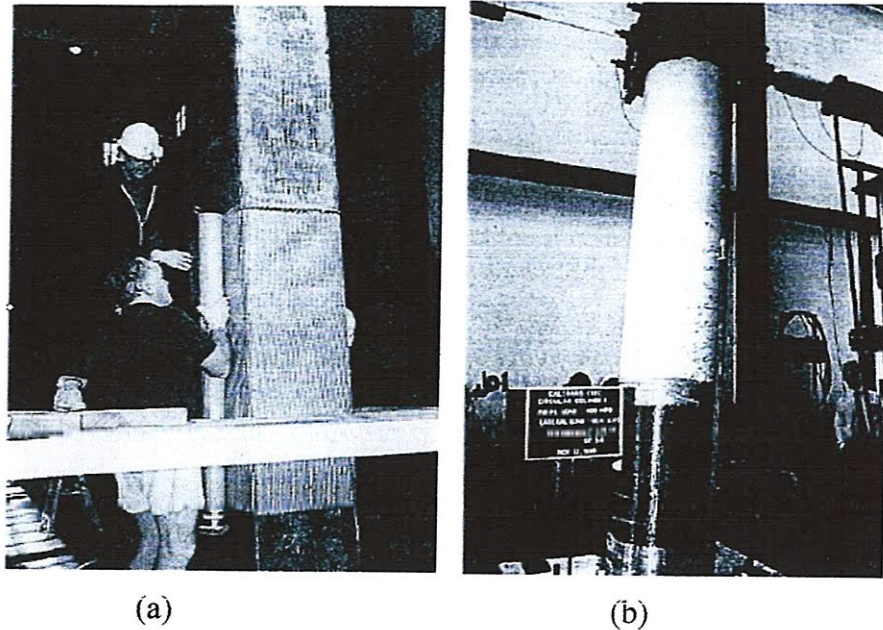


Figure 1.14 Essais de renforcement des poteaux avec des chemises de matériaux composites [13].

1.7.2.3 Poutre

La résistance des poutres à la flexion et au cisaillement a été étudiée en profondeur par Arduini et Nanni 1997; Mukhopadhyaya et Coll.1998, Toutefois, dans toutes les études expérimentales, seules des charges statiques étaient appliquées. Le renforcement relatif à la résistance à la flexion consiste à coller les tôles ou les feuilles de PRF sur le pan de tension de la poutre. La longueur de la tôle (ou de la feuille) est habituellement identique ou légèrement inférieure à celle de la poutre. Pour accroître la résistance au cisaillement de la poutre Arduini et Nanni (1997) ont utilisé, en enveloppant les trois côtés de la poutre avec deux feuilles de PRF (c.-à-d. chemises en U). En plus de l'ancrage de la feuille de PRF autour de la base de la poutre, ce système permet d'accroître la résistance au cisaillement de la poutre [13].

1.7.2.4 Nœuds

Les études sur le renforcement des assemblages poutre-poteau à l'aide de feuilles de PRF sont très rares. Tout récemment, Pantelis et Coll. (2000) ont communiqué les résultats d'une étude expérimentale qu'ils ont effectuée à la Utah University, Salt Lake City. Le renforcement accroît la résistance au déplacement, cela n'est pas l'effet recherché (amélioration de la résistance au cisaillement et la ductilité de l'assemblage [13].

1.7.2.5 Renforcement des murs de contreventement

Le renforcement des murs de contreventement en béton armé à l'aide de feuilles de composite de fibres semble une solution de rechange possible. La résistance à la charge et la ductilité des murs renforcés s'améliore lorsque des feuilles de composites de fibres sont ajoutées des deux côtés des murs [13].

1.7.3 Amélioration des éléments structuraux à l'aide de chemises en acier

1.7.3.1 Poteaux

Le renforcement de poteaux circulaires avec des chemises en acier circulaires et le renforcement de poteaux rectangulaires avec des chemises elliptiques permettent d'améliorer considérablement la résistance sismique des poteaux. L'efficacité des chemises en acier a été clairement démontrée, à la fois par les recherches expérimentales et par les observations sur le terrain effectué durant le séisme de Northridge en 1994. Plusieurs ponts renforcés avec des Poteaux enveloppés de chemises en acier se trouvaient dans des régions ayant subi des secousses intenses qui ont atteint une accélération maximale de 0,25 g. Aucun de ces poteaux ne semble avoir subi de dommages importants (Chai, 1996). Les chemises en acier pourraient éventuellement être utilisées dans les installations industrielles possédant un nombre restreint de poteaux nécessitant un renforcement. Cependant, dans le cas des bâtiments types où plusieurs poteaux doivent être renforcés, cette technique s'avère trop onéreuse [13].

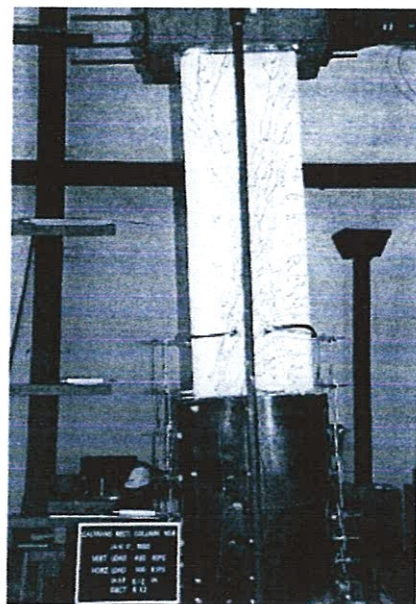


Figure 1.15 Barre de recouvrement d'une base de poteau rectangulaire renforcé avec une chemise en acier [13].

Pour les poteaux circulaires, les chemises prennent la forme de deux demi-couches légèrement surdimensionnées pour faciliter leur installation, soudées sur place aux jointures verticales. Pour les poteaux rectangulaires, la chemise est habituellement roulée en forme elliptique et les espaces les plus larges entre le tubage et le poteau sont remplis de béton plutôt que de coulis de ciment.

Les chemises en acier rectangulaires destinées au renforcement des poteaux rectangulaires améliorent aussi la résistance et la ductilité des poteaux. Toutefois, les résultats des recherches ont démontré que les chemises rectangulaires sont moins efficaces que les chemises elliptiques [13].

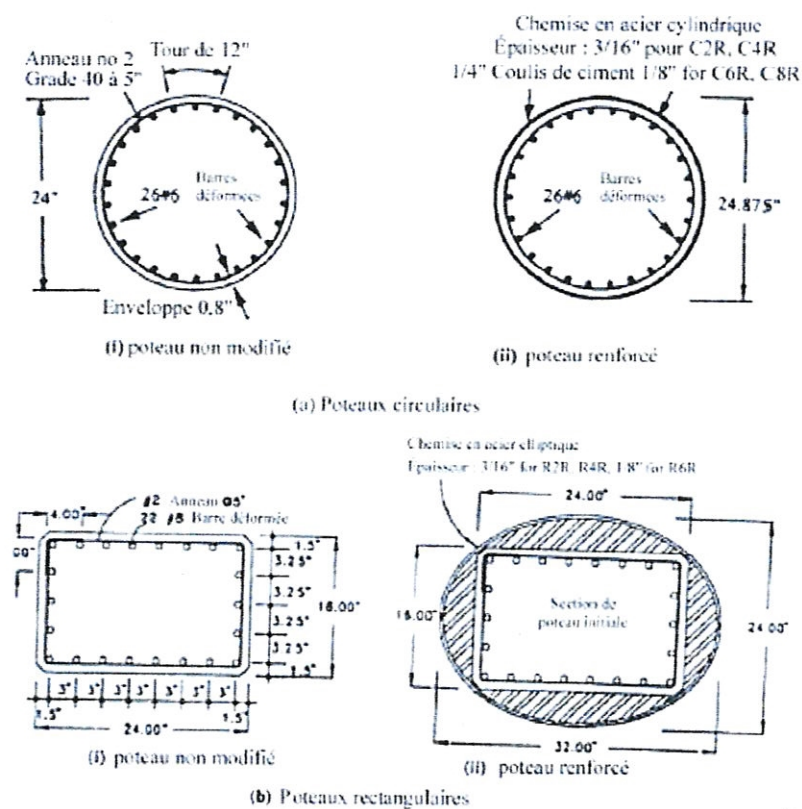


Figure 1.16 Renforcement des poteaux circulaires et rectangulaires avec des chemises en acier [13].

1.7.3.2 Assemblages poutre-poteau

Peu de recherches ont été effectuées sur le renforcement des assemblages poutre-poteau semblent être un moyen efficace de renforcer les assemblages poutre-poteau. Toutefois, ces techniques ont été développée dans un but particulier, c.-à-d. pour des assemblages poutre-poteau sans dalles de plancher. Les systèmes de dalles employés dans les structures de bâtiments ordinaires rendraient difficiles les opérations de renforcement des assemblages poutre-poteau.

Des études expérimentales portant sur la réaction des assemblages intérieurs et extérieurs types auxquels étaient appliquées des charges cycliques ont été effectuées. Le spécimen était composé de poteaux flexibles, de poutres solides et de joints faibles, ce qui représentait le type de conception non ductile. Il était composé d'une chemise en acier ondulée enveloppant le poteau et la poutre, afin d'améliorer leur résistance à une secousse sismique [13].

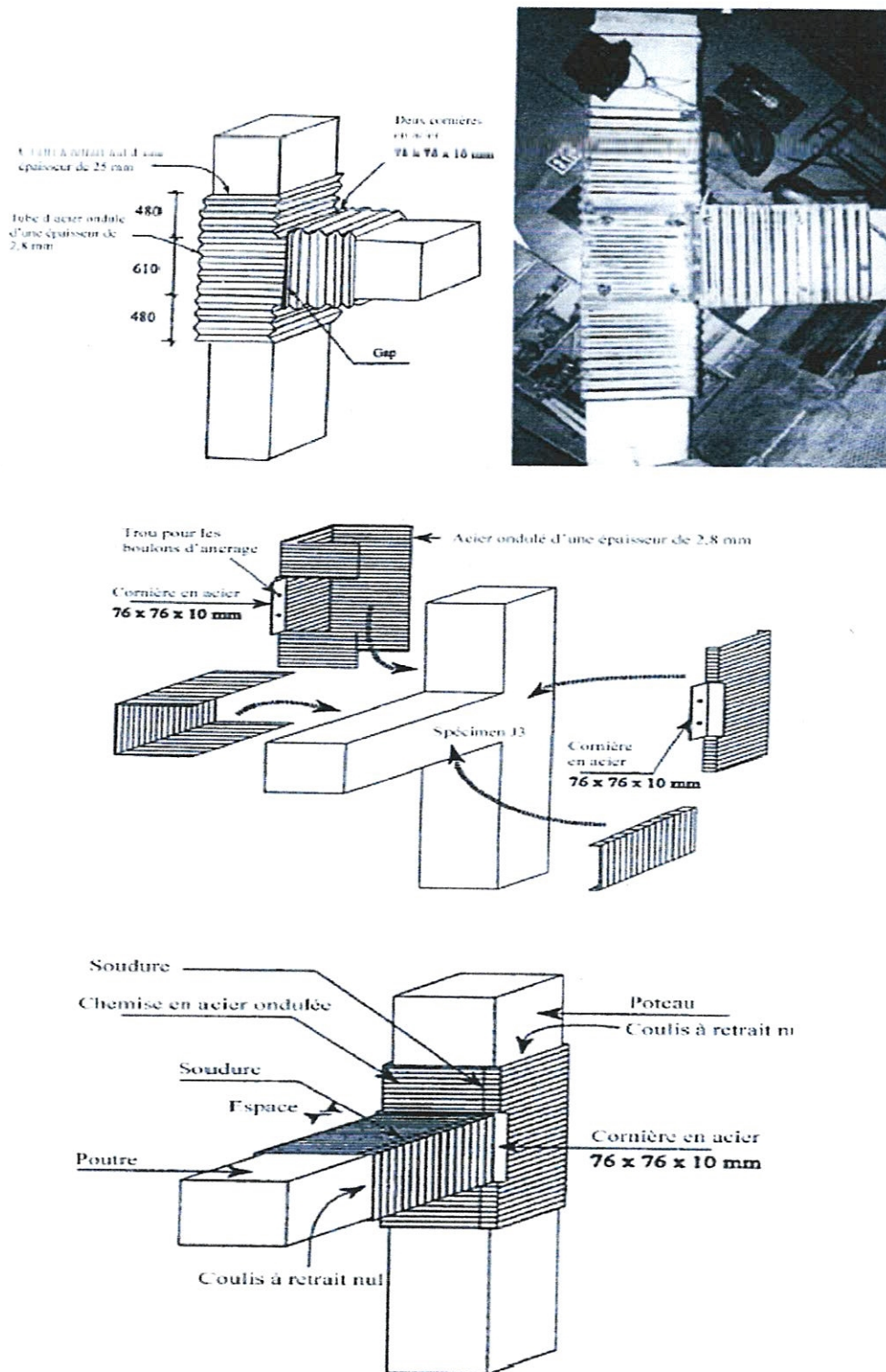


Figure 1.17 Assemblage de chemises de poutre et de poteau [13].

1.7.4 Amélioration des poteaux en béton armé par précontrainte transversale

Une nouvelle technique mise au point à l'Université d'Ottawa est appelée Retro-belt (Saatcioglu et coll., 2000), utilise des poteaux en béton précontraint obtenus au moyen de bandes d'acier à haute résistance placées autour des poteaux. Les bandes d'acier, faites de torons en acier à sept fils et d'éléments d'ancrage spécialement conçus, sont placées autour du poteau en respectant des espacements particuliers et sont précontraintes à un niveau de contrainte prédéterminé. Les éléments d'ancrage, placés sur la surface du poteau, assurent un ancrage adéquat des deux extrémités du toron. Bien que le toron en acier agisse comme une armature supplémentaire contre le cisaillement, la pression latérale active améliore le confinement du béton, augmentant la résistance au cisaillement et à la flexion.

Cette méthode de renforcement des poteaux de bâtiment est prometteuse. Elle est efficace et peut être nettement plus économique que l'utilisation de chemises d'acier. L'installation d'un tel système occasionne une gêne moindre pour les occupants des bâtiments. Cette technique a été mise au point au cours des trois dernières années et son application potentielle dans le secteur des bâtiments n'a pas encore été réalisée [13].

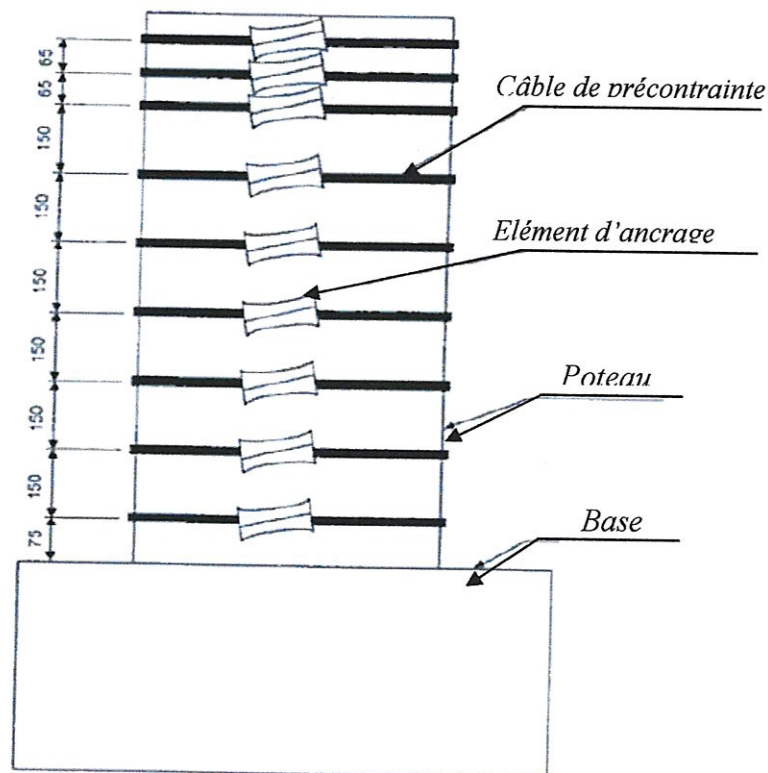


Figure 1.18 Renforcement d'un poteau circulaire à état de cisaillement dominant [13].

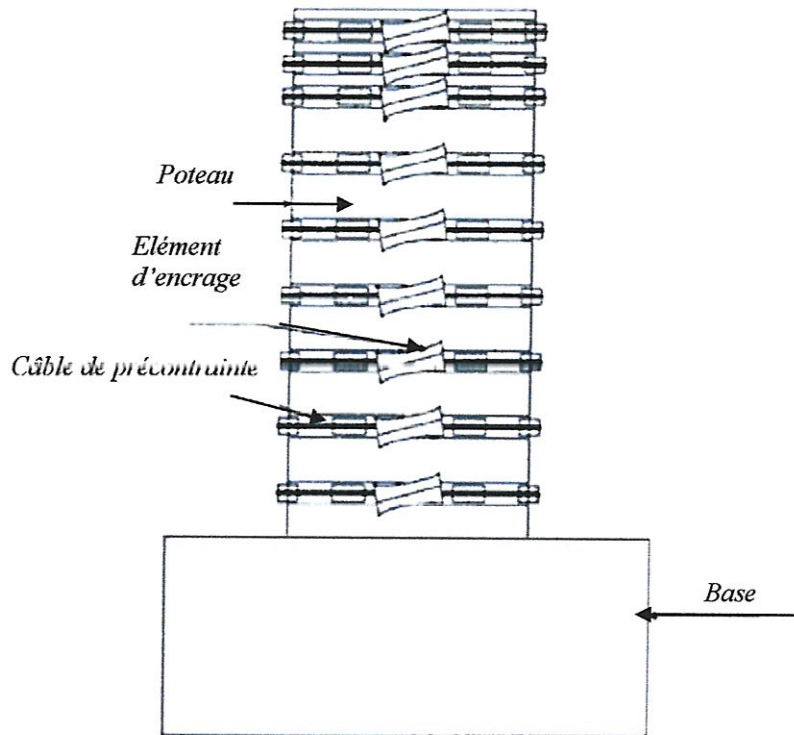


Figure 1.19 Renforcement d'un poteau carré à état de cisaillement dominant [13].

1.7.5 Amélioration de la structure des bâtiments à l'aide de dispositifs amortisseurs

L'utilisation des dispositifs amortisseurs représente une solution efficace pour la réhabilitation des bâtiments existants. La fonction d'un amortisseur dans un bâtiment est semblable à celle d'un amortisseur dans une automobile. De la même façon que l'amortisseur réduit les chocs causés par les routes cahoteuses, le dispositif amortisseur réduit l'incidence des mouvements du sol sur la structure du bâtiment et sur ses occupants.

Il existe quatre types de dispositifs amortisseurs : visco-élastique, à friction (Figure 1.18), métallique et visqueux (Figure 1.20). Ces dispositifs amortisseurs ont en commun de dissiper l'énergie induite lors d'un séisme en une énergie thermique, généralement par un frottement entre divers matériaux. Les dispositifs amortisseurs transfèrent l'énergie cinétique produite par la masse mobile, ou la structure, en une énergie potentielle au moyen d'un transfert friction/chaleur [13].

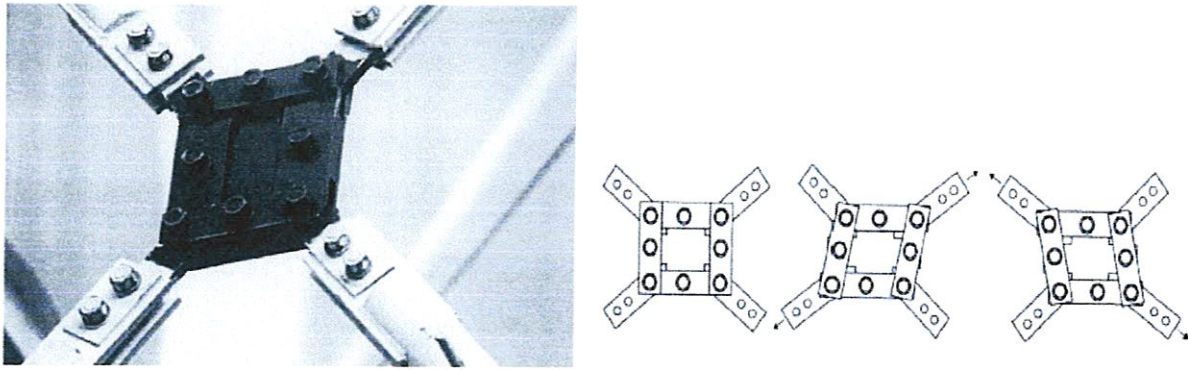


Figure 1.20 Action d'un amortisseur à friction : lorsque la tension exercée sur les contreventements force le mouvement de l'amortisseur, le mécanisme réduit l'autre contreventement et empêche le flambement [13].

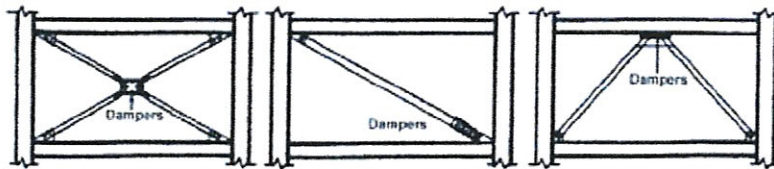


Figure 1.21 Amortisseurs à friction installés.

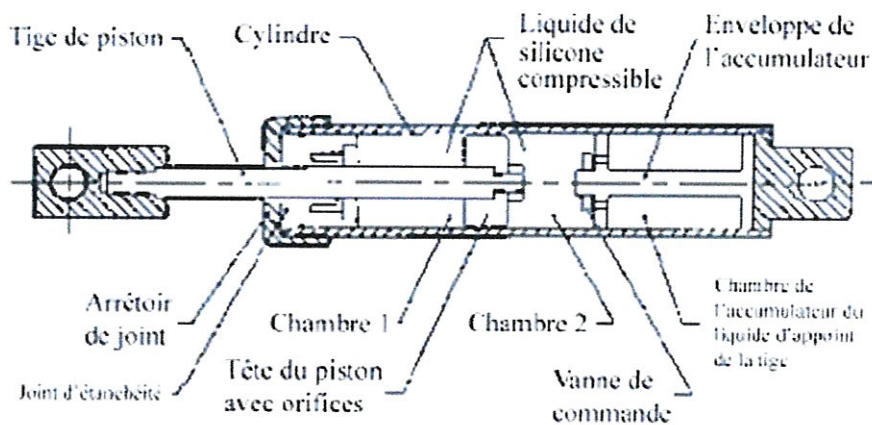


Figure 1.22 Coupe transversale d'un amortisseur visqueux à liquide [13].

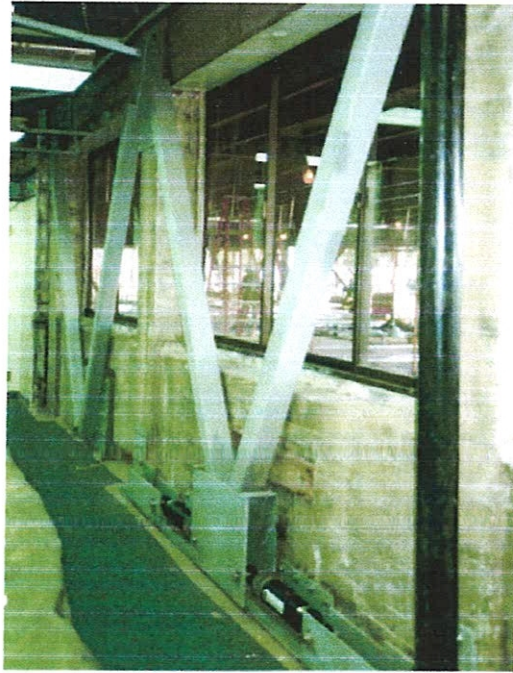


Figure 1.23 Système de contreventement en acier avec amortisseurs visqueux.

1.7.6 Amélioration de la structure des bâtiments à l'aide de dispositifs d'isolation à la base

Ces dispositifs peuvent servir à diffuser l'énergie induite lors d'un séisme avant que cette énergie ne soit transférée à la structure du bâtiment. On peut utiliser Les isolateurs à la base pour isoler la base d'un bâtiment du sol et ainsi réduire à un niveau acceptable les secousses du sol dans la structure du bâtiment. La figure 1.22 illustre l'effet d'un dispositif d'isolation à la base (Zenitaka Corporation, 2000) [13].

Il existe trois types de dispositifs d'isolation à la base : Coussinets en caoutchouc à laminés d'acier (Figure 1.23), Coussinets en caoutchouc à amortissement élevé, Paliers lisses].

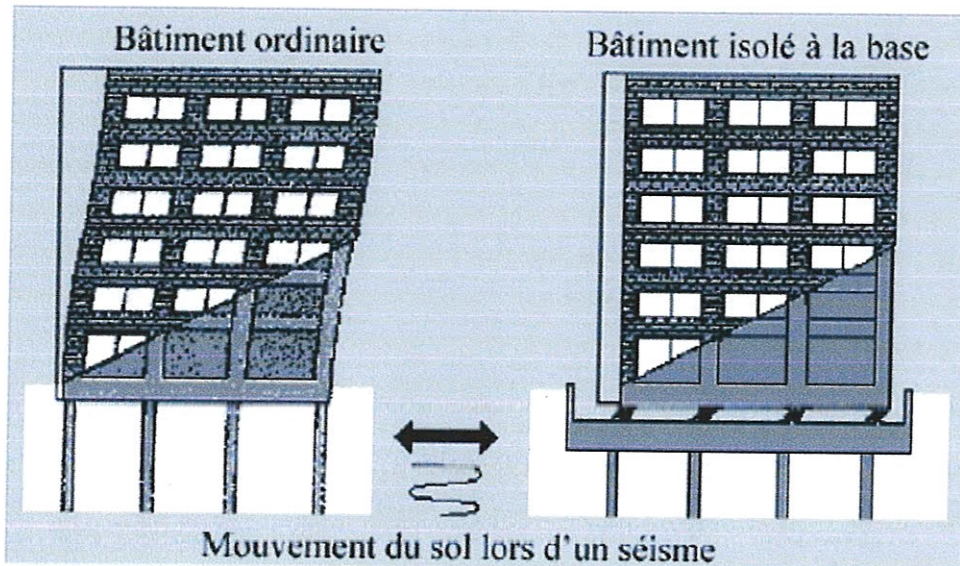
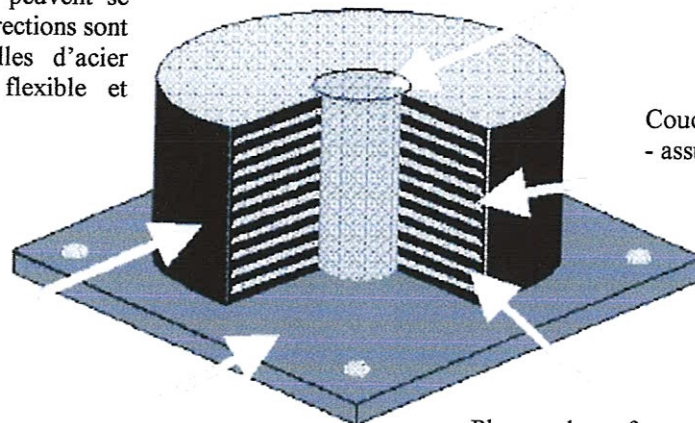


Figure 1.24 Effets d'une secousse sismique sur un bâtiment avec et sans isolation à la base.

Le système d'isolation sismique représenté ici est l'une des nombreuses conceptions existantes d'isolateurs sismiques. Les couches de caoutchouc vulcanisé qui peuvent se déplacer dans toutes les directions sont laminées entre des feuilles d'acier pour former une base flexible et mobile.

Cylindre de dissipation de l'énergie
 - réduit les forces sismiques et les déplacements au moyen de la dissipation de l'énergie.
 - assure la résistance au vent.



Couches internes de caoutchouc
 - assure une flexibilité latérale.

Plaque support inférieur
 - solidaire de l'isolateur.
 fixée à la structure au-dessus et en dessous de l'isolateur.

Plaques de renforcement en acier
 - assure une capacité portante verticale du sol.
 - assure un confinement du cylindre en plomb.

Figure 1.25 Coussinet en caoutchouc à laminés d'acier type (DIS Inc., 2000)[13].

1.8 CONCLUSION

Nous avons passé en revue la bibliographie les différents modes de ruines et des dégâts occasionnés dans les ouvrages par les séismes, dans le monde et en particulier en Algérie et les synthèses des causes probables de ses ruines, nous avons remarqué que les poteaux d'une manière générale subissent des désordres plus ou moins importants, selon l'intensité du séisme. Dans le cas où ces désordres ne sont pas importants (dégradation du béton, léger flambement des armatures, etc...) il pourrait être envisagé de renforcer ces poteaux par des techniques dont quelques unes font l'objet d'une étude expérimentale présentée dans le chapitre suivant.

CHAPITRE 2

METHODOLOGIE EXPERIMENTALE

2.1 INTRODUCTION

Malgré les performances et les capacités des outils d'analyse numérique actuels, et la possibilité de disposer ainsi de codes de calculs performants, l'expérience reste toujours indispensable pour la compréhension des phénomènes et comportements structuraux.

Dans l'étude de renforcement des structures, l'expérience joue un rôle irremplaçable dans la mise en évidence des phénomènes nouveaux, tels que les modes de ruptures, les comportements inattendus.

La réparation et le renforcement des ouvrages endommagés constituent assurément l'un des problèmes les plus délicats que rencontre actuellement le domaine de la construction dans notre pays et les causes des désordres que l'on peut rencontrer sont :

1. causes naturelles résultant de l'ambiance et l'environnement (température, humidité, vent, agressivité du milieu etc...).
2. causes naturelles résultant d'une anomalie d'utilisation ou de fonctionnement mécanique de l'ouvrage (effet d'encastrement, de continuité, de fluage et retrait avec redistribution des moments etc...).
3. causes accidentelles (feu, choc, séisme, explosion etc...).
4. vieillissement normal du à l'usage, à l'usure etc...

Pour un ouvrage donné le processus qui conduit à une action de réparation passe par les étapes suivantes [15] :

1. Etape 1 : La détection de la dégradation

2. Etape 2 : l'auscultation et le diagnostic

Il s'agit d'une étape fondamentale qui doit permettre :

- d'identifier la maladie ;
- d'en estimer l'étendue ;
- d'en identifier les causes.

3. Etape 3 : l'établissement du projet de réparation

Tout réparation doit être précédée d'une étude dont le but est double :

- définir les objectifs à atteindre ;

pour un ouvrage qui présente des anomalies, une fois le diagnostic terminé, il devient nécessaire de définir les objectifs à atteindre pour permettre à l'ouvrage de remplir sa fonction dans des conditions de sécurité et de durabilité souhaitées. Pour bien définir les objectifs, il est souvent commode de distinguer deux types de pathologie suivant qu'il s'agit d'un problème de **matériau** ou un problème de **fonctionnement**.

Une fissure sur une âme de poutre a une signification complètement différente suivant qu'elle est identifiée comme fissure de retrait (matériau) ou comme fissure de flexion (fonctionnement) [15].

- préciser comment y parvenir.

4. Etape 4 : La mise en œuvre des produits

Il ne saurait y avoir de bons produits sans une bonne mise en œuvre.

5. Etape 5 : les contrôles et vérifications des résultats

6. Etape 6 : la surveillance

Enfin, un ouvrage réparé doit être suivi et surveillé de façon accrue les premières années après sa réparation.

On peut dire que tout les objectifs ne peuvent pas toujours être atteints en même temps parce que des contraintes extérieures viennent compliquer le jeu : contraintes d'exploitation, économiques, d'environnement... il s'agit de les hiérarchiser , la solution adoptée est alors un compromis ne pouvant satisfaire à toutes les exigences.

Le but principal de ce travail est la conception, et la mise au point d'une technique de renforcement pour augmenter le niveau de service et en particulier d'augmenter la capacité résistante en compression des poteaux en béton armé vis-à-vis des sollicitations accidentelles. Une étude expérimentale a été menée sur trente spécimens, La démarche appliquée pour la préparation de l'opération de renforcement est la suivante :

✓ **l'état des poteaux à réparer ou à renforcer**

Des poteaux en béton armé soumis à une compression uni-axiale jusqu'à l'endommagement partiel.

✓ **l'objectif à atteindre**

L'amélioration de la capacité résistante à la compression des poteaux.

✓ **Choix des moyens et méthodes à utiliser**

Dans le but de trouver une technique de réparation applicable dans notre pays et avec des matériaux locaux pour améliorer la capacité résistante à la compression, les poteaux ont été renforcés par différentes méthodes puis testés à nouveau.

✓ **étude détaillée de l'opération**

L'objectif de ce chapitre est de donner un aperçu des différentes étapes réalisées pour l'élaboration des spécimens étudiés. Nous exposons :

- ✓ tout d'abord, sont décrit les propriétés des matériaux ;
- ✓ ensuite, nous présentons la description des spécimens testés ;
- ✓ la fabrication des spécimens testés ;
- ✓ le dispositif d'essai ;
- ✓ les méthodes de renforcement.

2.2 PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX

2.2.1 Le béton

Le matériau béton est obtenu en solidarissant, par une pâte liante de ciment, un squelette granulaire composé d'un ou plusieurs sables, d'un ou plusieurs graviers, et d'eau, la variation des différentes proportions de ces constituants se répercutera sur les caractéristiques physiques et mécaniques. Une augmentation de la quantité d'eau entraîne une augmentation du fluage, du retrait et des tensions internes ; elle équivaut à consommer inutilement du ciment.

Une diminution de l'eau donne des bétons raides et difficilement maniables. Le choix des granulats a une influence sur la fluidité du mélange.

2.2.1.1 Béton en compression

Sachant que la résistance du béton en traction est très faible, ce matériau sera principalement défini par sa résistance en compression, qui est la caractéristique la plus importante. Cette résistance est déterminée à partir d'écrasement jusqu'à rupture d'éprouvettes normalisées en béton ayant 7 et 28 jours de durcissement, conservées dans l'eau à $20 \pm 2^\circ \text{C}$ [1]. La résistance à la compression varie de 20 à 40 MPa pour les bétons courants, et entre 50 et 100 MPa pour les bétons à haute performance [21].

2.2.1.2 Béton en traction

Conventionnellement, la résistance à la traction peut être calculée à partir de la résistance à la compression. La valeur moyenne de la résistance à la traction du béton se déduit de l'équation suivante : $f_{tj} = 0,06 f_{cj} + 0,6$. [23].

2.2.2 L'acier

L'utilisation des armatures est indispensable pour palier aux inconvénients du béton à savoir sa mauvaise résistance en traction et sa fragilité. Les armatures sont en acier ayant des résistances élevées par rapport au béton, de même résistance en traction qu'en compression et d'une ductilité importante [21].

Le coefficient de dilatation de l'acier est du même ordre que celui du béton environ $1,1 \times 10^{-5}$; ce qui a rendu possible l'association acier-béton, étant donné que les déformations différentielles pouvant nuire à l'adhérence, ne peuvent avoir lieu, et aussi l'aptitude au façonnage et à l'aptitude au soudage [21].

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface : on trouve les ronds lisses (norme A 35-015) et les barres à haute adhérence (norme A 35-016). Pour les ronds lisses, il existe deux nuances : Fe E 215 et Fe E 235, correspondant à des limites d'élasticité garantie de 215 et 235 MPa ; pour les barres à haute adhérence, les nuances sont Fe E 400 et Fe E 500 correspondant à des limites d'élasticité garantie de 400 et 500 MPa. [21].

2.2.3 Le béton armé

Sachant que le béton est un matériau hétérogène, associé à l'acier il devient plus complexe de comprendre son comportement et de le modéliser. Pour cela certaines mécanismes de comportement de l'ensemble acier-béton sous les différentes sollicitations afin de concevoir des structures économiques sécuritaires, de solutionner et d'expliquer tout phénomène ou anomalie pouvant apparaître dans la structure [22].

2.2.3.1 Principes fondamentaux

- ✓ dans toutes sections les efforts extérieurs sont équilibrés par les efforts internes.
- ✓ toute section plane avant déformation reste plane après déformation (hypothèse de Navier) ; ce qui se traduit par une linéarité de la fonction déformation.
- ✓ toute zone de béton, tendue est supposée ayant une résistance nulle (en faisant abstraction à la résistance caractéristique de traction) et nécessite un renforcement par l'acier.

2.2.3.2 Mécanismes de comportement

1) Compression simple

C'est un élément soumis à un effort de compression appliqué en son centre de gravité et dont la ligne d'action est parallèle à l'axe de l'élément. C'est la définition idéale qui dans la réalité n'existe pas. Il peut y avoir des imperfections géométriques ou des effets de second ordre qui peuvent engendrer des sollicitations autres que cette compression simple. En compression « simple », la déformation du béton ne peut dépasser $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$, En compression « centrée », le diagramme de déformations passe par le pivot C [21] :

- $\varepsilon_{bc} = \varepsilon_s = 2 \text{ ‰}$
- $\delta_{bc} = f_{bc} = 0.85 f_{c28} / \theta \gamma_b$
- $\delta_s' = \delta_s \text{ ‰}$

2) Traction simple

C'est un élément soumis à un effort de traction appliqué en son centre de gravité et dont la ligne d'action est parallèle à l'axe de l'élément. Ayant supposé le béton non résistant en traction, on peut déduire que l'effort de traction est complètement équilibré par les armatures. Les déformations de ces dernières engendrent des fissurations dans le béton qui sont tout à fait

sans influence sur la résistance de l'élément, mais influent sur sa durabilité suite à la corrosion des armatures.

3) Flexion simple

C'est un élément soumis à un moment de flexion et un effort de cisaillement. Le moment de flexion engendre deux types de sollicitations simples, une zone comprimée, une zone tendue et une sollicitation de cisaillement.

2.3 MATÉRIAUX UTILISÉS

2.3.1 Le ciment

Comme pour le béton classique, le ciment utilisé est conforme à la norme NEF 15-301. Le liant utilisé dans notre étude est un ciment portland composé fabriqué à Hadja El Soud dans la Wilaya de Constantine. Il est commercialisé comme étant un CPJ de classe 42,5 et contient près de 65 % de clinker, le reste étant l'un ou plusieurs des constituants secondaires suivants : Laitier, Pouzzolane, Cendres, Fillers. Sa résistance à la compression est de 42.5 MPA, les essais effectués sur le ciment sont comme suite :

2.3.1.1 Essais physiques

2.3.1.1 Essais de prise N.A 230/1990

Il est nécessaire de connaître le début et la fin de prise des liants hydrauliques afin de pouvoir évaluer le temps disponible pour la mise en place correcte des mortiers et des bétons qui seront ensuite confectionnés. Les essais se font à l'aide de l'aiguille de Vicat qui donne le début et la fin de prise. La pâte est préparée avec 400 g de ciment et 27 % d'eau. Suivant la norme Algérienne 230/1990 :

- ✓ le temps, mesuré depuis l'instant zéro, au bout duquel la distance entre l'aiguille et la plaque de base est de 4 ± 1 mm est le temps de début de prise du ciment. On a noté que le **début de prise** du ciment **CPJ 42,5** est de **60mn**
- ✓ Le temps, mesuré depuis l'instant zéro, au bout duquel l'aiguille ne pénètre plus pour la première fois qu'à 0,5 mm dans l'éprouvette est le temps de fin de prise du ciment. On a noté que le **fin de prise** du ciment **CPJ 42,5** est de **10 H**.

2.3.1.1.2 Essais de la consistance N.A 230/1990

L'appareille utilisé celle utilisé pour l'essai de prise sauf que l'aiguille est remplacée par une sonde, au bout du quel la distance entre l'extrémité de la sonde et le fond du moule est de 6 ± 1 mm. On a noté que la consistance du ciment CPJ 42,5 est de 27 %.

2.3.1.1.3 Masse volumique apparente

Est la masse d'un corps par unité de volume total y compris les vides entre les grains le constituant. Les essais consistent à remplir un récipient vide de volume connu de matériau sec sans le tasser et à peser ensuite cette quantité de matériau ; elle est donnée par la formule :

$$M_{va_{pp}} = P / V$$

P : la masse du matériau sec ; V : le volume du récipient.

Trois essais sont effectués. La masse volumique apparente du ciment CPJ est de 1.1 g/cm^3

2.3.1.1.4 Masse volumique absolue N.F.P 18-558

Est la masse d'un corps par unité de volume de matière pleine sans aucun vide entre les grains, on a appliqué la méthode de l'éprouvette graduée :

- ✓ on remplit une éprouvette graduée avec un volume $V_1 = 125 \text{ ml}$ de mazoute ;
- ✓ on pèse un échantillon sec du ciment $M = 75\text{g}$ et on l'introduit dans l'éprouvette graduée en prenant soin d'éliminer toutes les bulles d'air ;
- ✓ Le liquide monte dans l'éprouvette de volume V_2 .

Elle est donnée par la formule :

$$M_{vabs} = M / (V_2 - V_1)$$

Trois essais sont effectués, la masse volumique absolue du ciment CPJ est de 3 g/cm^3

2.3.1.1.5 Porosité

A partir de la masse volumique absolue on déduit la porosité qui est défini par la formule suivante :

$$P = [1 - (M_{vapp}/M_{vabs})] \times 100$$

La porosité du ciment CPJ 42,5 est de 63,33 %

2.3.2 Les granulats

Les granulats sont des matériaux inertes, sable gravier ou cailloux qui entrent dans la composition des bétons, les granulats utilisés et les essais effectués sur ces granulats, dans cette étude sont :

2.3.2.1 Les granulats utilisés

2.3.2.1.1 Sables

1) sable de dune 0 / 0.4

Le sable de dune de gisement se situe à la Wilaya de Annaba.

2) Sable concassé 0 / 4

Le sable concassé est de la Wilaya de Guelma, de la carrière Hammam Debegh, qui est situé dans la commune de El Fedoudj au lieu dit Ain Ragouba nord ouest du village, elle est à 15 Km au nord du chef lieu de la Wilaya.

3) Mélange de sable de dune et concassé

Le sable est le constituant du squelette granulaire qui a le plus d'importance sur les qualités du béton. Utilisation d'un sable 0/0.4 de module de finesse très faible peut pénaliser la résistance, alors la correction du module de finesse est possible par adjonction du sable concassé du module de finesse différent, on a utilisé un mélange de 50 % de sable de dune(0/0.4) et 50 % de sable concassé (0/4).

4) Sable concassé 2.5 / 5

Le sable concassé 2.5/5 était préparé au laboratoire d l'institut par le sable de carrière de la Wilaya de Guelma.

2.3.2.1.2 Gravillons

1) Gravillon 5/16

Le gravillon 5/16 est de la Wilaya de Guelma, de la carrière Hammam Debegh, qui est situé dans la commune de El Fedoudj au lieu dit Ain Ragouba nord ouest du village, elle est à 15 Km au nord du chef lieu de la Wilaya.

2) Gravillon 5/8

Le gravillon 5/8 était préparé au laboratoire de l'institut par le gravillon 5/16 de la Wilaya de Guelma.

3) Gravillon 8/12.5

Le gravillon 8/12.5 était préparé au laboratoire de l'institut par le gravillon 5/16 de la Wilaya de Guelma.

2.3.2.2 Essais physiques

2.3.2.2.1 Analyse granulométrique par voie sèche NF P 18-304

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis. Pour le sable de dune, on a utilisé les tamis de diamètres 5, 3.15, 2, 1.25, 0.8, 0.5, 0.315, 0.2, 0.125, 0.08.

Dans la pratique, la masse utilisée sera telle que : $M \geq 0.2 D$ avec M, masse de l'échantillon en kg et D diamètre du plus gros granulat exprimé en mm [16], et la perte éventuelle de matériaux pendant l'opération de tamisage ne doit pas excéder plus de 2 % du poids total de l'échantillon [16].

1) sable de dune 0 / 0.4

Le sable de dune utilisé est sec de quantité 1000 g. Les résultats obtenus sont représentés dans le Tableau 2.1 et sont illustrées sous forme d'un tracé (courbe granulométrique, Figure 2.1).

Tableau 2.1 : Analyse granulométrique du sable de dune

Tamis en mm	Refus cumulés en g	Refus cumulés en %	Tamisas cumulés en %
5	00	00	100
3.15	00	00	100
2	00	00	100
1.25	0.10	0.01	99.99
0.8	1.10	0.11	99.89
0.5	5.40	0.54	99.46
0.315	130.50	13.05	86.95
0.2	827.30	82.73	17.27
0.125	989.90	98.99	1.01
0.08	995.70	99.57	0.43
fillers	1000	100	0.00
La perte = $[(1000 - 1000) / 1000] \times 100 = 0 \% < 2 \% \text{ vérifier.}$			

On peut déterminer la classe granulaire du sable d'après les résultats présentés au Tableau 2.1 et d'après la courbe granulométrique ou Les valeurs de d et D doivent ainsi satisfaire aux conditions suivantes :

- Le refus sur le tamis D est compris entre 1 % et 15 % si $D > 1.58 d$:
Pour $D = 0.4 \text{ mm}$, le refus cumulés = 5 %, $1\% < 5\% < 15\%$ vérifier.
- Le tamisât au tamis d est entre 1 % et 15 % si $D > 1.58 d$:
Pour $d = 0.125 \text{ mm}$, le tamisât = 1.01 %, $1\% < 1.01\% < 15\%$ vérifier.
- Si $d < 2 \text{ mm} \Rightarrow$ le granulat est dit 0 / D :

On a $d = 0.125 \text{ mm} < 2 \text{ mm}$

\Rightarrow *Sable de dune 0 / 0.4*

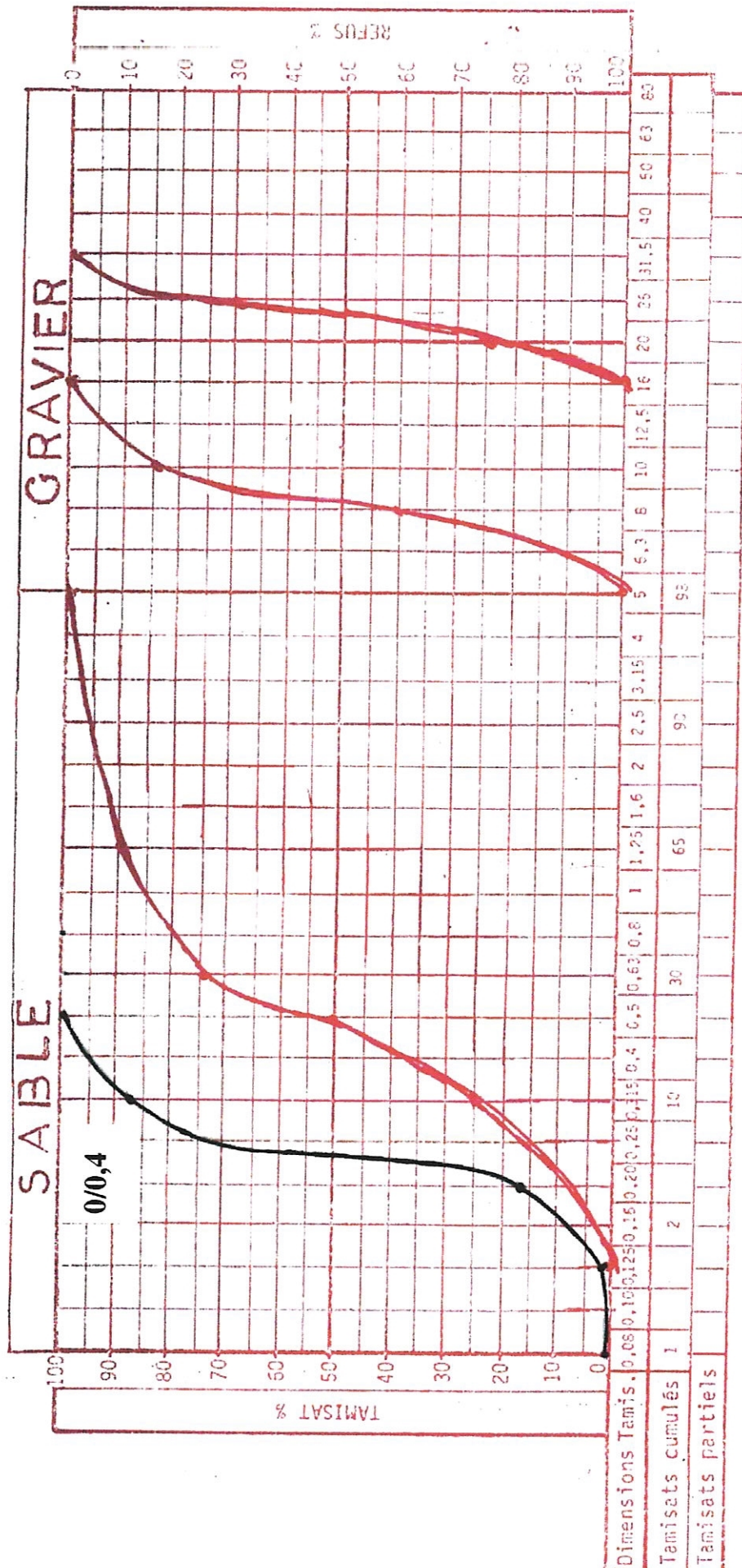


Figure 2.1 : Analyse granulométrique (norme NF P 18-304) du sable de dune - 0 / 0.4 -

2) Sable concassé 0 / 4

Le sable concassé utilisé est sec de quantité 2 000 g. Les résultats obtenus sont représentés dans le Tableau 2.2 et sont illustrées sous forme d'un tracé (courbe granulométrique, Figure 2.2).

Tableau 2.2 : Analyse granulométrique du sable concassé

Tamis en mm	Refus cumulés en g	Refus cumulés en %	Tamisas cumulés en %
5	1.00	00.50	99.50
3.15	121.8	06.12	93.88
2	570.00	28.66	71.34
1.25	1015.20	51.05	48.95
0.8	1266.20	63.67	36.33
0.5	1417.60	71.29	28.71
0.315	1574.60	79.18	20.28
0.2	1665.80	83.76	16.24
0.125	1748.00	87.90	12.10
0.08	1829.10	91.98	08.02
fillers	1988.60	100.00	00.00
La perte – [(2000 – 1988.60) / 2000] x 100 – 0.57 % < 2 % vérifier.			

On peut déterminer la **classe granulaire** du sable d'après les résultats présentés au Tableau 2.2 et d'après la courbe granulométrique ou Les valeurs de d et D doivent ainsi satisfaire aux conditions suivantes :

- Le refus sur le tamis D est compris entre 1 % et 15 % si $D > 1.58 d$:
Pour $D = 4 \text{ mm}$, le refus cumulés = 2.5 %, $1\% < 2.5\% < 15\%$ vérifier.

- Le tamisât au tamis d est entre 1 % et 15 % si $D > 1.58 d$:
Pour $d = 0.08 \text{ mm}$, le tamisât = 8.02 %, $1\% < 8.02\% < 15\%$ vérifier.

- Si $d < 2 \text{ mm} \Rightarrow$ le granulat est dit 0 / D :

On a $d = 0.08 \text{ mm} < 2 \text{ mm}$

\Rightarrow **Sable concassé 0 / 4**

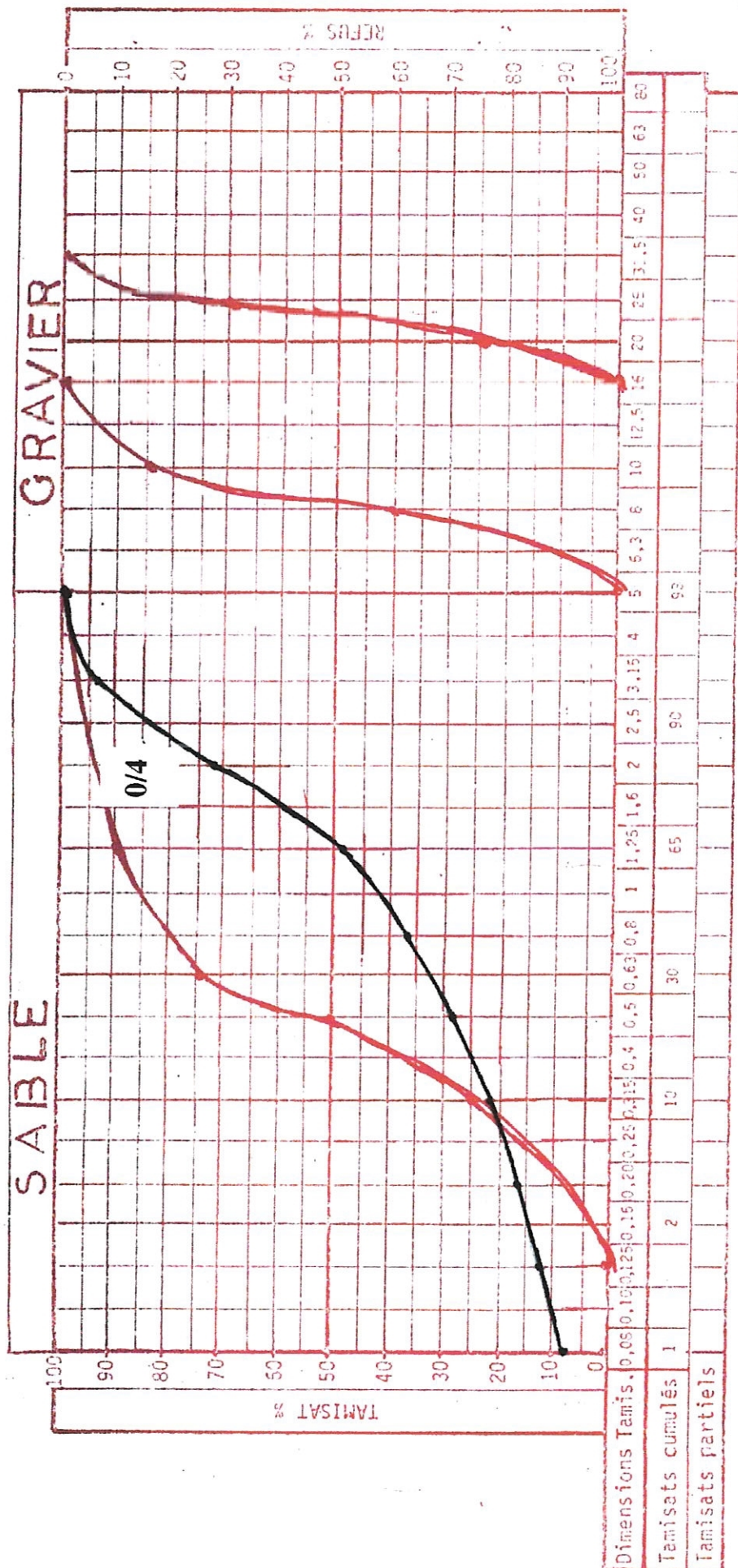


Figure 2.2 : Analyse granulométrique (norme NFP 18-304) du sable concassé - 0.4 -

3) sable corrigé

Un mélange sèche de deux sables utilisés, 1 000 g du sable de dune et 1 000 g du sable concassé, la quantité total est 2 000 g. Les résultats obtenus sont représentés dans le Tableau 2.3 et sont illustrées sous forme d'un tracé (courbe granulométrique, Figure 2.3).

Tableau 2.3 : Analyse granulométrique du sable corrigé

Tamis en mm	Refus cumulés en g	Refus cumulés en %	Tamisas cumulés en %
5	0	0	100
3.15	1.50	0.15	99.85
2	148.40	14.89	85.11
1.25	310.44	31.15	68.85
0.8	398.94	40.03	59.97
0.5	449.40	45.09	54.91
0.315	560.80	56.27	43.73
0.2	896.15	89.92	10.08
0.125	985.74	98.91	01.09
0.08	990.53	99.39	00.61
fillers	996.6	100	00.00
La perte = $[(1000 - 996.6) / 1000] \times 100 = 0.34 \% < 2 \%$ vérifier			

On peut déterminer la **classe granulaire** du sable d'après les résultats présentés au Tableau 2.3 et d'après la courbe granulométrique ou Les valeurs de d et D doivent ainsi satisfaire aux conditions suivantes :

- Le refus sur le tamis D est compris entre 1 % et 15 % si $D > 1.58 d$:
Pour $D = 2.5 \text{ mm}$, le refus cumulés = 7 %, $1\% < 7\% < 15\%$ vérifier.

- Le tamisât au tamis d est entre 1 % et 15 % si $D > 1.58 d$:
Pour $d = 0.125 \text{ mm}$, le tamisât = 1.09 %, $1\% < 1.09\% < 15\%$ vérifier.

- Si $d < 2 \text{ mm} \Rightarrow$ le granulat est dit 0 / D :

On a $d = 0.125 \text{ mm} < 2 \text{ mm}$

\Rightarrow **Sable corrigé 0 / 2.5**

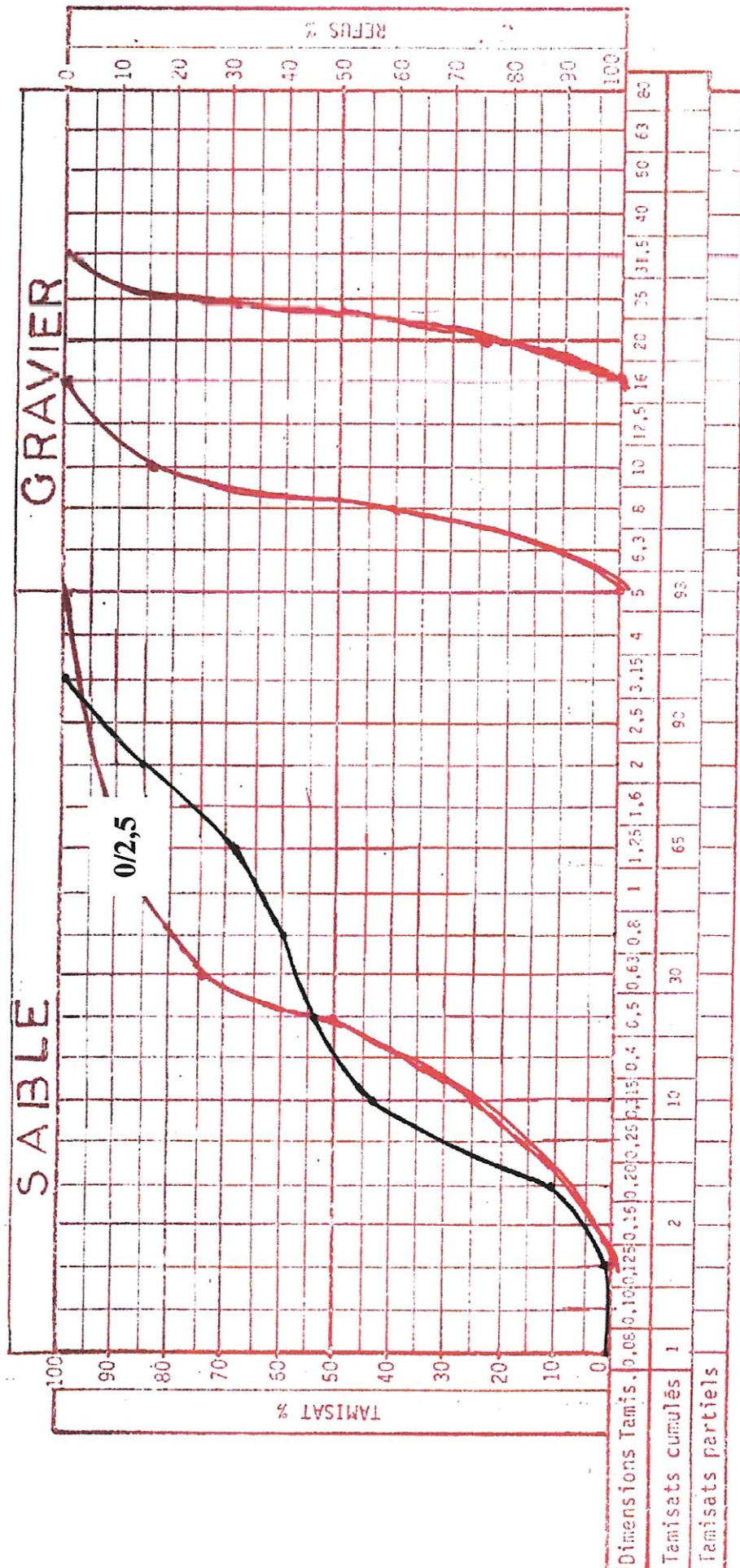


Figure 2.3 : Analyse granulométrique (norme NFP 18-304) du sable corrigé - 0 / 2.5 -

4) Sable concassé 2.5 / 5

Le sable concassé 2.5/5 utilisé est sec de quantité 2 000 g. Les résultats obtenus sont représentés dans le Tableau 2.4 et sont illustrées sous forme d'un tracé (courbe granulométrique, Figure 2.4).

Tableau 2.4 : Analyse granulométrique du sable concassé 2.5/5.

Tamis en mm	Refus cumulés en g	Refus cumulés en %	Tamises cumulés en %
8	0	0	100
5	140	7	93
3.15	1500	75	25
2	1990	99.50	0.5
1.25	1995	99.75	0.25
fillers	2000	100	0
La perte = 0 %			

On peut déterminer la **classe granulaire** du gravillon d'après les résultats présentés au Tableau 2.4 et d'après la courbe granulométrique ou Les valeurs de d et D doivent ainsi satisfaire aux conditions suivantes :

- Le refus sur le tamis D est compris entre 1 % et 15 % si $D > 1.58 d$:
Pour $D = 5 \text{ mm}$, le refus cumulés = 7 %, $1\% < 7\% < 15\%$ vérifier.
- Le tamisât au tamis d est entre 1 % et 15 % si $D > 1.58 d$:
Pour $d = 2.5 \text{ mm}$, le tamisât = 7.5%, $1\% < 7.5\% < 15\%$ vérifier.
- le tamisât au tamis $0.63 d$ est inférieur à 3 % si $D > 5 \text{ mm}$
On a $0.63 d \approx 1.6$, le tamisât de $0.63 d = 0\% < 3\%$ vérifier.

⇒ **Sable concassé 2.5/5**

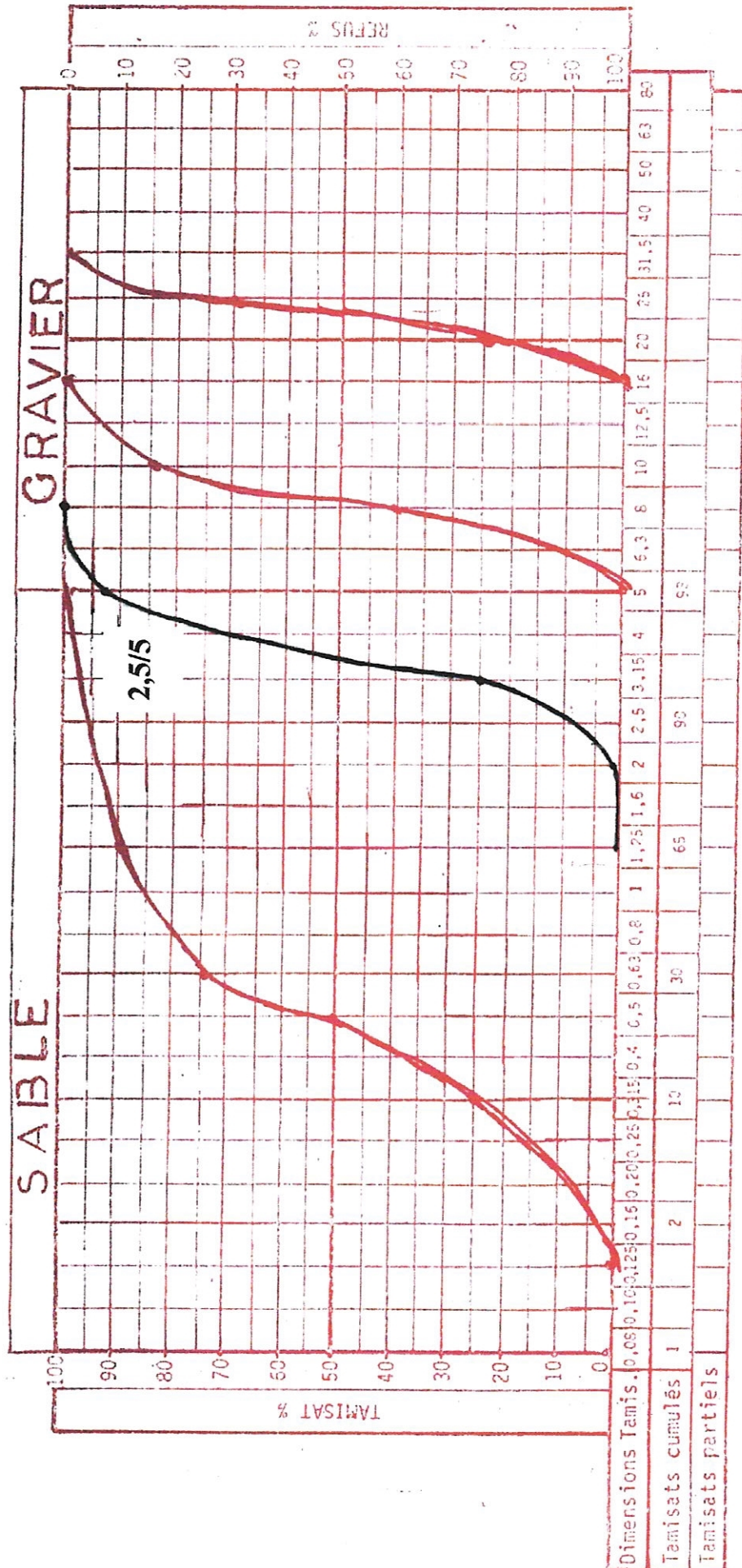


Figure 2.4 : Analyse granulométrique (norme NFP 18-304) du sable -2.5 / 5-

5) Gravillon 5/16

Le gravillon 5/16 utilisé est sec de quantité 2 000 g. Les résultats obtenus sont représentés dans le Tableau 2.5 et sont illustrées sous forme d'un tracé (courbe granulométrique, Figure 2.5).

Tableau 2.5 : Analyse granulométrique du gravillon 5/16

Tamais en mm	Refus cumulés en g	Refus cumulés en %	Tamisas cumulés en %
20	11.80	0.59	99.41
16	160.00	8	92.00
12.5	430.80	21.54	78.46
10	1232.70	61.33	38.67
8	1800.00	90.00	10.00
5	1970.00	98.50	01.50
fillers	2000.00	100	00.00
La perte = 0 %			

On peut déterminer la **classe granulaire** du gravillon d'après les résultats présentés au Tableau 2.5 et d'après la courbe granulométrique ou Les valeurs de d et D doivent ainsi satisfaire aux conditions suivantes :

- **Le refus sur le tamis D est compris entre 1 % et 15 % si $D > 1.58 d$:**
Pour $D = 16 \text{ mm}$, le refus cumulés = 8 %, $1\% < 8\% < 15\%$ vérifier.
- **Le tamisât au tamis d est entre 1 % et 15 % si $D > 1.58 d$:**
Pour $d = 5 \text{ mm}$, le tamisât = 1.5 %, $1\% < 1.5\% < 15\%$ vérifier.
- **le tamisât au tamis $0.63 d$ est inférieur à 3 % si $D > 5 \text{ mm}$**
On a $0.63 d = 3.15$, le tamisât de $0.63 d = 0\% < 3\%$ vérifier.

⇒ **Gravillon 5/16**

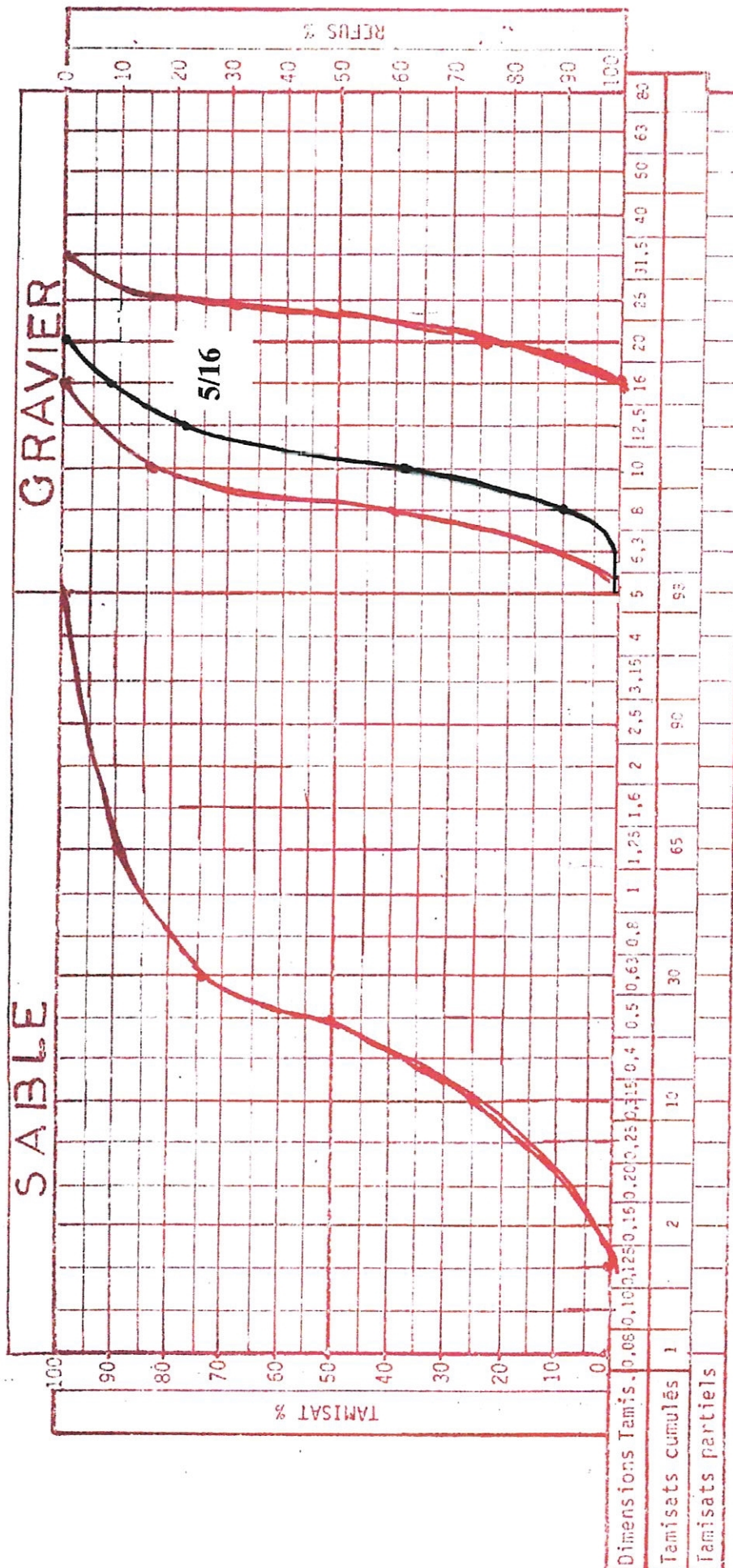


Figure 2.5 : Analyse granulométrique (norme NFP 18-304) du gravillon - 5/16 -

6) Gravillon 5/8

Le gravillon 5/8 utilisé est sec de quantité 2 000 g. Les résultats obtenus sont représentés dans les Tableaux 2.6 et 2.7 et sont illustrées sous forme d'un tracé (courbes granulométriques Figures 2.6, 2.7).

Tableau 2.6 : Analyse granulométrique du gravillon 5/8 utilisé pour le béton 1.

Tamis en mm	Refus cumulés en g	Refus cumulés en %	Tamisats cumulés en %
10	0	0	100
8	160	8	92
5	1960	98	2
3.15	1995	99.75	0,25
fillers	2000	100	0
La perte = 0 %			

Tableau 2.7 : Analyse granulométrique du gravillon 5/8 utilisé pour le béton 2.

Tamis en mm	Refus cumulés en g	Refus cumulés en %	Tamisats cumulés en %
10	0	0	100
8	160	8	92
5	1920	96	4
3.15	1990	99.5	0.5
fillers	2000	100	0
La perte = 0 %			

On peut déterminer la **classe granulaire** du Gravillon d'après les résultats présentés aux Tableaux (2.6, 2.7) et d'après la courbe granulométrique ou Les valeurs de d et D doivent ainsi satisfaire aux conditions suivantes :

- **Le refus sur le tamis D est compris entre 1 % et 15 % si $D > 1.58 d$:**
Pour $D = 8 \text{ mm}$, le refus cumulés = 8 %, $1\% < 8\% < 15\%$ vérifier.
- **Le tamisât au tamis d est entre 1 % et 15 % si $D > 1.58 d$:**
Gravillon béton 1 : Pour $d = 5 \text{ mm}$, le tamisât = 2%, $1\% < 2\% < 15\%$ vérifier.
Gravillon béton 2 : Pour $d = 5 \text{ mm}$, le tamisât = 4%, $1\% < 4\% < 15\%$ vérifier.
- **le tamisât au tamis 0.63 d est inférieur à 3 % si $D > 5 \text{ mm}$**
Gravillon béton 1 : On a $0.63d = 3.15$, le tamisât de $0.63d = 0.25\% < 3\%$ vérifier.
Gravillon béton 2 : On a $0.63d = 3.15$, le tamisât de $0.63d = 0.50\% < 3\%$ vérifier.

⇒ **Gravillons 5/8**

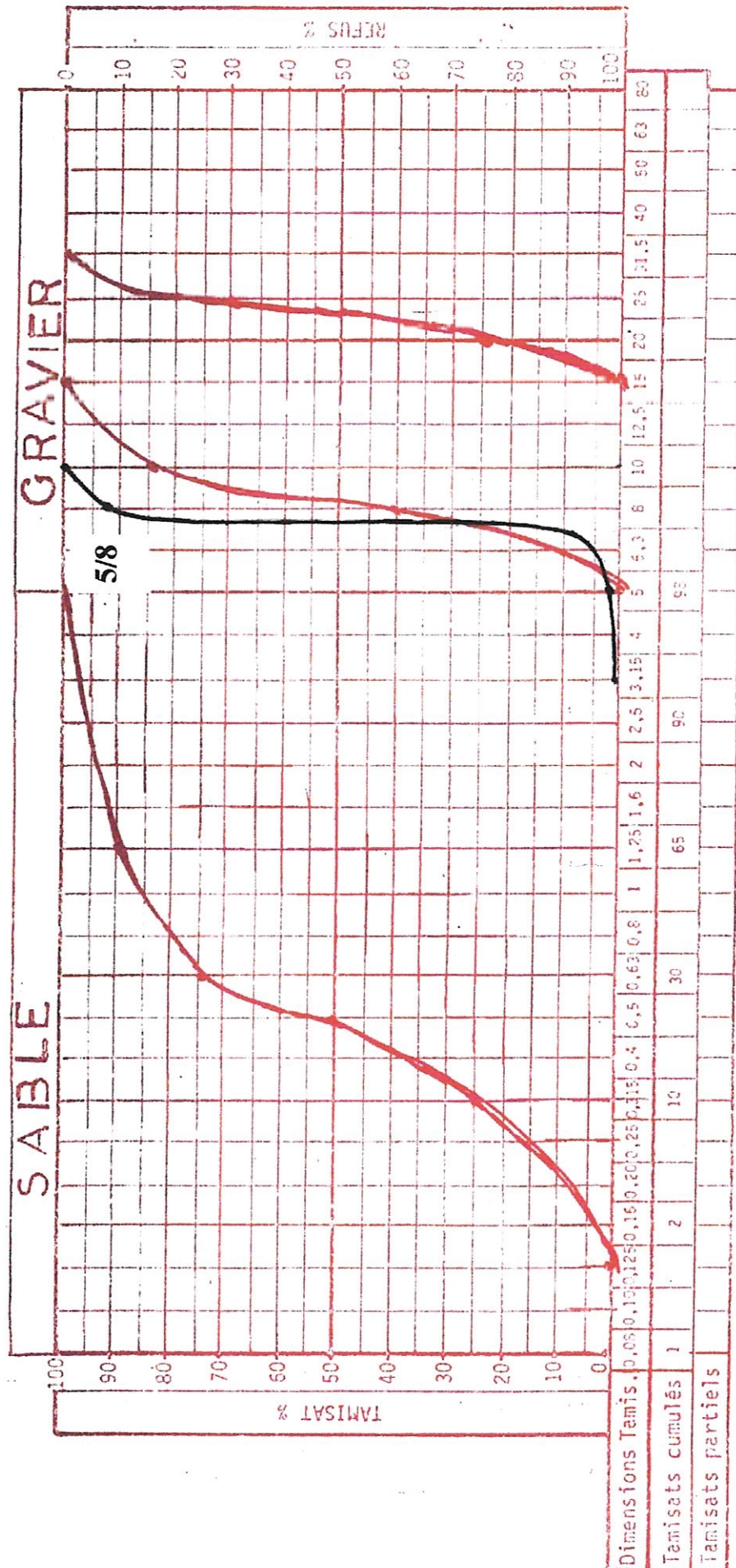


Figure 2.6 Analyse Granulométrique (norme NFP 18-304) du gravillon - 5 / 8 - pour béton 1.

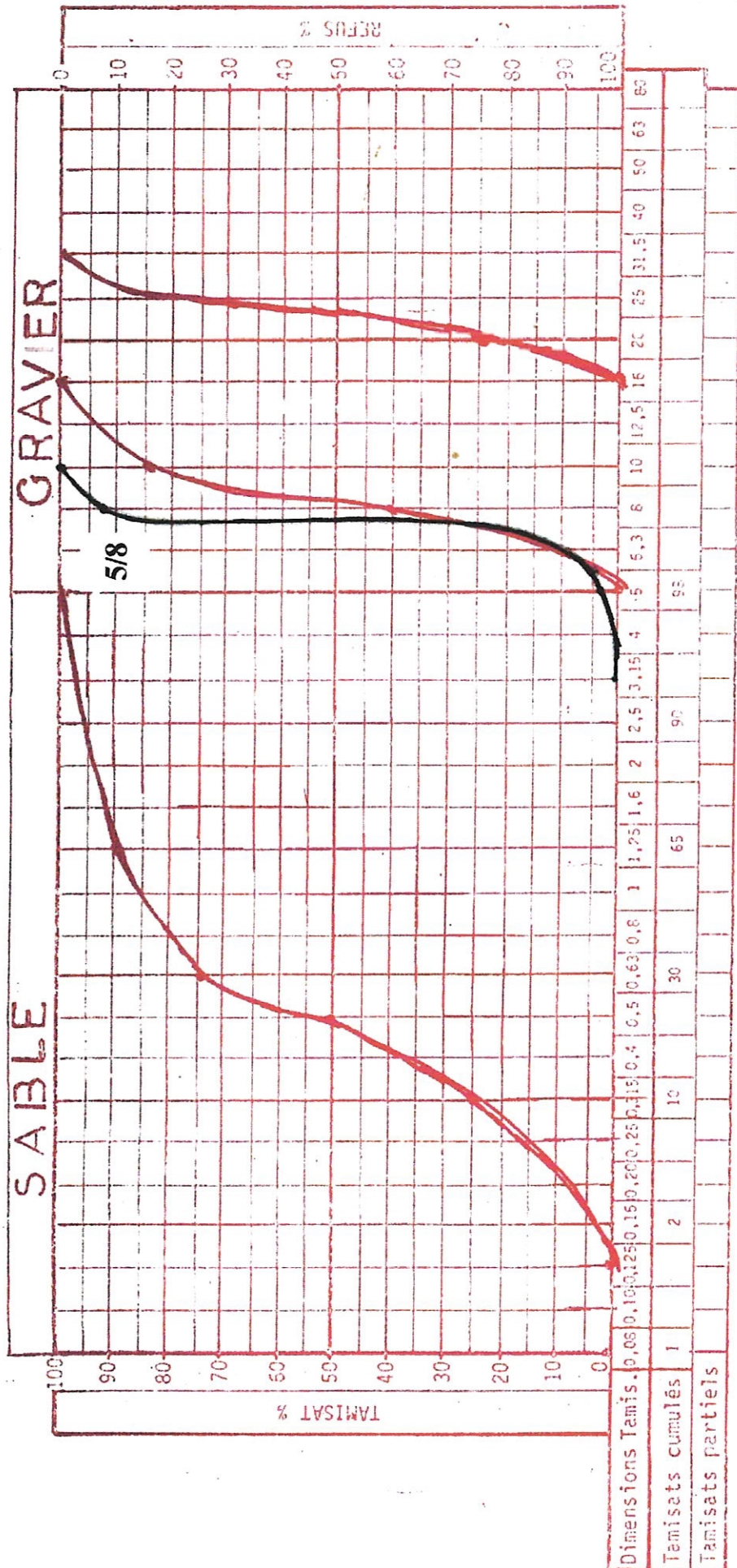


Figure 2.7 Analyse granulométrique (norme NFP 18-304) du gravillon - 5 / 8 - pour béton 2.

7) Gravillon 8/12.5

Le gravillon 8/12.5 utilisé est sec de quantité 2 000 g. Les résultats obtenus sont représentés dans le Tableau 2.8 et sont illustrées sous forme d'un tracé (courbe granulométrique, Figure 2.8).

Tableau 2.8 : Analyse granulométrique du gravillon 8/12.5

Tamis en mm	Refus cumulés en g	Refus cumulés en %	Tamisas cumulés en %
16	0	0	100
12.5	140	7	93
10	1800	90	10
8	1970	98.5	1.5
5	1995	99.75	0.25
fillers	2000	100	0
La perte = 0 %			

On peut déterminer la **classe granulaire** du gravillon d'après les résultats présentés au Tableau 2.8 et d'après la courbe granulométrique ou Les valeurs de d et D doivent ainsi satisfaire aux conditions suivantes :

- **Le refus sur le tamis D est compris entre 1 % et 20 % si $D \leq 1.58 d$:**
Pour $D = 12.5$ mm, le refus cumulés = 7 %, $1\% < 8\% < 20\%$ vérifier.
- **Le tamisât au tamis d est entre 1 % et 20 % si $D \leq 1.58 d$:**
Pour $d = 8$ mm, le tamisât = 1.5 %, $1\% < 1.5\% < 20\%$ vérifier.
- **le tamisât au tamis $0.63 d$ est inférieur à 5 % si $D \leq 5$ mm**
On a $0.63 d \approx 5$, le tamisât de $0.63 d = 0.25\% < 3\%$ vérifier.

⇒ **Gravillon 8/12.5**

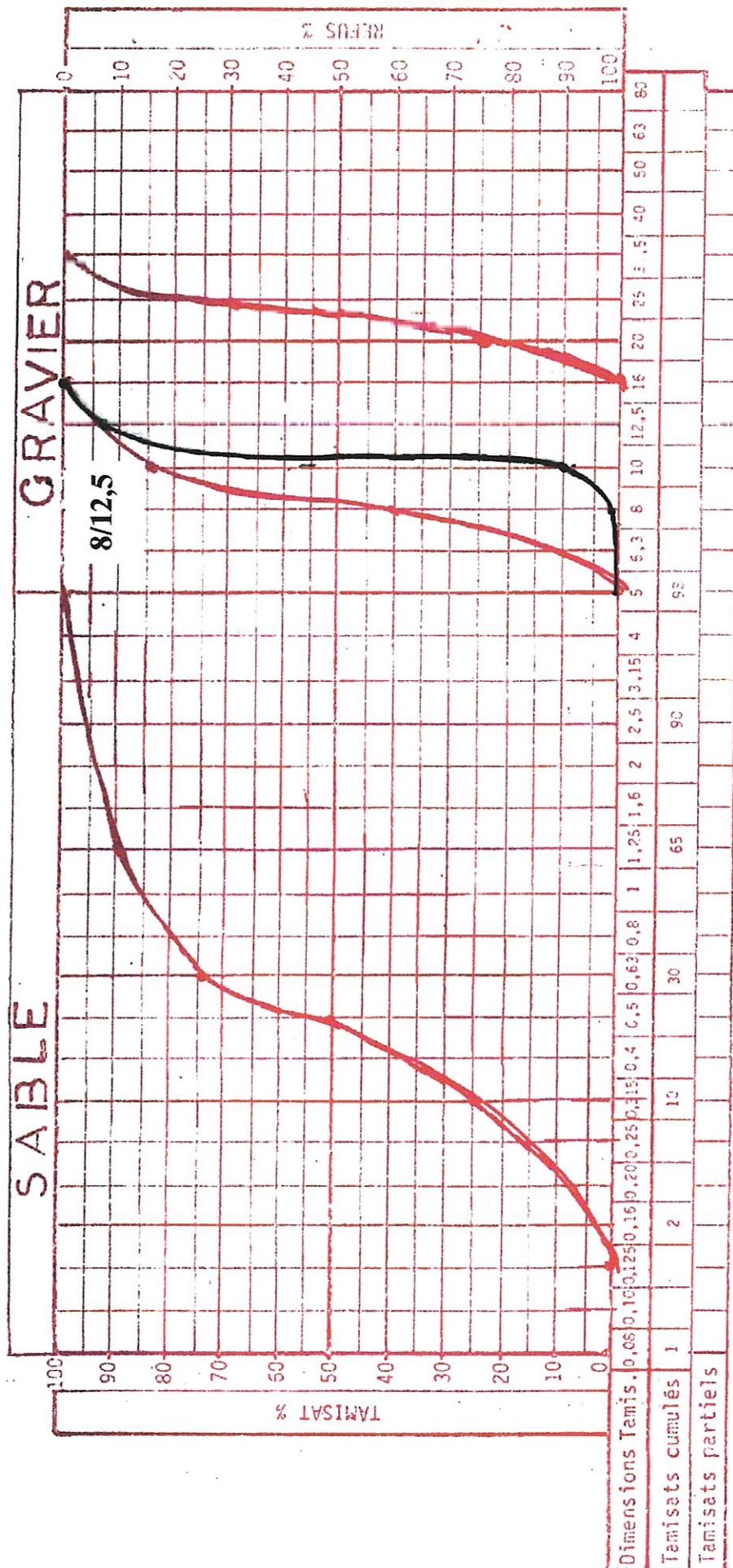


Figure 2.8 : Analyse granulométrique (norme NFP 18-304) du gravillon - 8/12,5 -

2.3.2.2.2 Masse volumique apparente, absolue et la porosité

Même méthodes utilisées dans les essais du ciment, les résultats des essais sont représentés dans le Tableau 2.9 pour les sables et le Tableau 2.10 pour les gravillons.

2.3.2.2.3 Module de finesse du sable

Le module de finesse d'un granulat est égal au $1/100^{\text{ème}}$ de la somme des refus, exprimés en pourcentage sur les différents tamis de la série suivante : 0.15 – 0.315 – 0.63 – 1.25 – 2.5 – 5 mm.

Les modules des finesses des sables sont représentés dans le tableau 2.9.

Tableau 2.9 : Caractéristiques physiques des sables utilisés.

Matériau	La masse volumique apparente [g/cm ³]	La masse volumique absolue [g/cm ³]	La porosité [%]	Module de finesse Mf
Sable de dune 0/0.4	1,71	2,60	34,23	1.2
Sable concassé 0 / 4	1,44	2,70	46,66	3.05
Sable corrigé 0 / 2.5	1,50	2,65	43,39	2.07
Sable concassé 2.5 / 5	1,25	2,70	52,83	/

Tableau 2.10: Caractéristiques physiques des Gravillons utilisés.

Matériau	La masse volumique apparente [g/cm ³]	La masse volumique absolue [g/cm ³]	La porosité [%]
Gravillon 5/8	1,27	2,70	52,96
Gravillon 8/12.5	1,43	2,70	47,03
Gravillon 5/16	1,35	2,70	50,00

2.3.3 L'eau de gâchage

L'eau utilisée est du robinet de la ville d'Annaba

2.4 PROGRAMME D'ESSAI

Le programme d'essai pour l'étude des spécimens en béton armé est composé en deux phases :

- coulage monolithique et le chargement jusqu'à l'endommagement ;
- Opération de réparation ou de renforcement.

2.4.1 PHASE I : coulage monolithique et le chargement jusqu'à l'endommagement

2.4.1.1 Descriptions des spécimens

1) Coffrage

L'étude expérimentale a été menée sur trente poteaux en béton armé, de dimensions réduites, ont été préparé, vingt spécimens de section 10 x 10 et de hauteur 60 cm et dix spécimens de section 10x10 de hauteur 30 cm.

- Vingt moules en bois de dimensions 10x10x60 cm ont été fabriqués (Figure 2.8) Un croquis de la géométrie du coffrage est présenté par la Figure 2.9.

- Dix moules en acier de section 10 x 10 x 30 ont été employé (Figure 2.10), un croquis de la géométrie du coffrage est présenté par la Figure 2.11.



Figure 2.9 : Coffrage en bois employé.

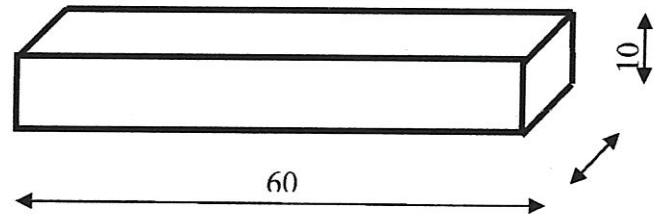


Figure 2.10 : Dimensions des 20 poteaux en Béton Armé (Unité cm).



Figure 2.11 : Coffrage métallique employé

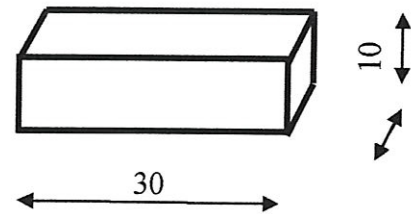


Figure 2.12 : Dimensions des 10 poteaux en Béton Armé (Unité cm)

2) Ferrailage adopté

Le ferrailage adopté pour tous les spécimens est de 04 barres longitudinales d'acier à haute adhérence de nuances Fe E 400 correspondant à une limite d'élasticité de 400 MPa, de diamètre 10 mm, et des cadres d'aciers transversaux de ronds lisses de nuance Fe E 215 correspondant à une limite d'élasticité de 215 MPa, de diamètre 6mm (Figure 2.12 et 2.13).

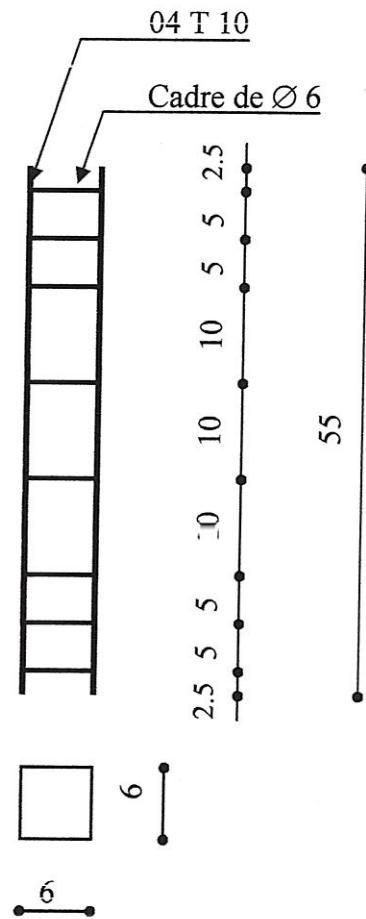


Figure 2.13 : Détail de ferrailage du spécimen de hauteur 60 cm (Unité cm)

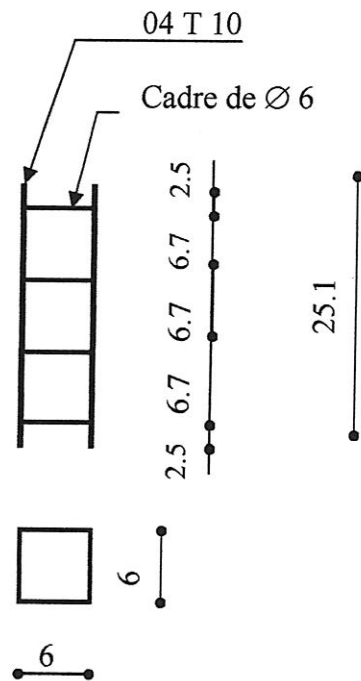


Figure 2.14 : Détail de ferrailage du spécimen de hauteur 30 cm (Unité cm)

2.4.1.2 Préparation de l'échantillon

1) Composition du béton par la méthode de Dreux Gorisse

Cette méthode a l'avantage d'être issue de nombreuses formulations ayant été testés sur chantiers et ayant donné satisfaction. Elle est d'autre part très simple d'utilisation puisqu'elle ne demande que de connaître les courbes granulométriques des granulats utilisés.

Dans l'application de la méthode de Dreux-Gorisse, la valeur D (le plus gros granulat) retenue sera telle que le refus sur le tamis correspondant soit le plus proche possible de 8 % [7]. La composition granulaire du béton utilisée dans cette phase à partir du sable 0/2.5 et du gravillon 5/16 est montrée sur la Figure 2.14.

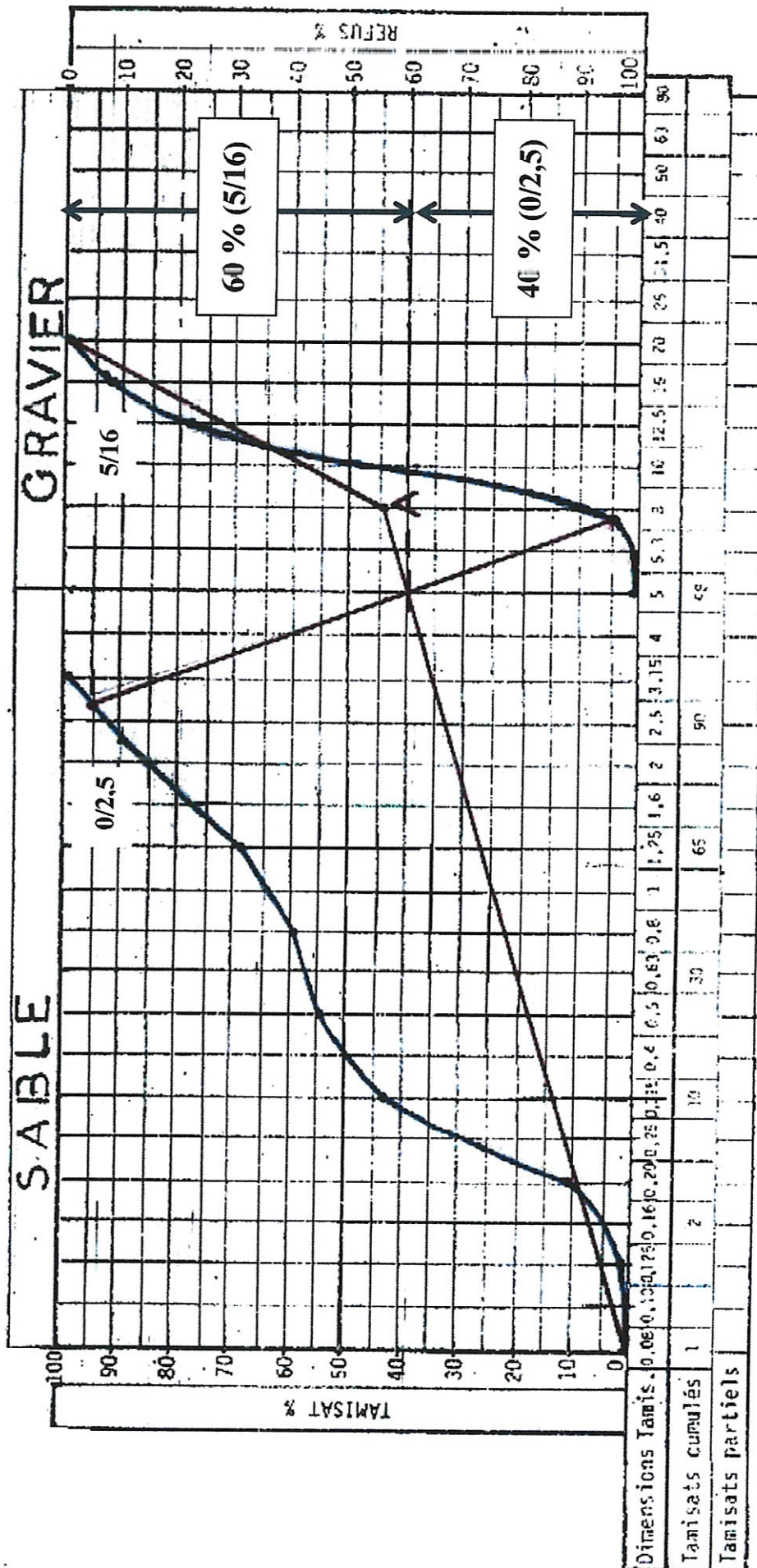


Figure 2.15 : Analyse granulométrique (norme NFP 18-101). Composition granulaire du béton utilisé

Les proportions de mélange du béton utilisé sont 1 : 2,04 : 3,18 (ciment : sable : gravillon) avec le rapport ciment eau est de 0,6 qui a été employé pour tous les spécimens. Les constituants du béton sont, ciment portland composé CPJ de résistance 42,5 MPa de dosage 350 kg/m³, granulat fin sable corrigé 0/2,5, gravillon 5/16 et eau du robinet. L'affaissement est calculé à l'aide du cône d'Abrams (Figure 2.15) qui égal à 6 cm. La densité du béton frais est 2,44.



Figure 2.16 : Cône d'Abrams

2) Coulage

Tous les spécimens ont été coulés en position horizontale par trois couches, chaque couche était compactée sur une table vibrante, pour réaliser un meilleur compactage et assurer l'uniformité du béton le long de la longueur du spécimen.

Six éprouvettes cylindriques de dimensions 11x22 cm ont été préparées lors du coulage des spécimens pour déterminer la résistance à la compression du béton.

Après 24 heures on a décoffré les spécimens préparés, ils sont posés à l'environnement de laboratoire (Figure 2.17). Les éprouvettes cylindriques en béton conservaient dans l'eau dans une étuve de température 20 °C.

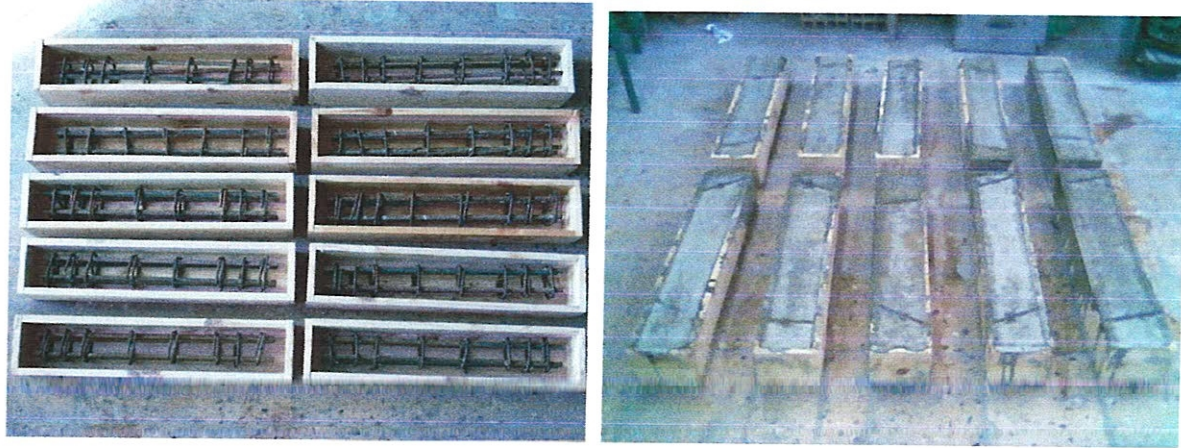


Figure 2.17 : Spécimens de hauteur 60 cm avant et après le coulage.

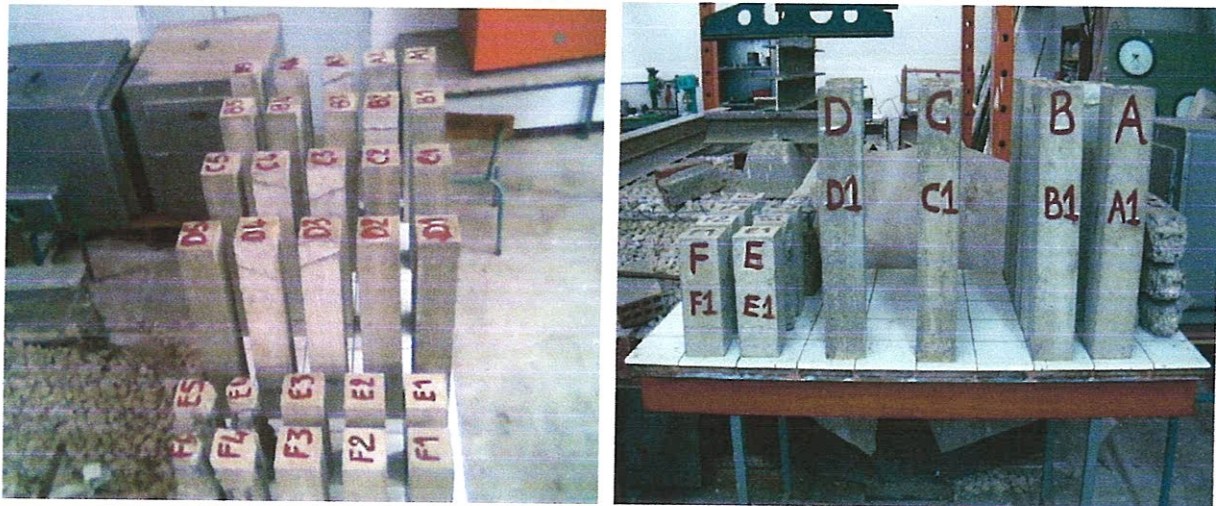


Figure 2.18: Spécimens de 30cm et 60 cm en béton armé après démoulage.

2.4.1.3 Dispositif d'essai

L'analyse du comportement des spécimens préparés en béton armés a été effectuée au moyen d'une presse électrique (hydraulique), ayant une capacité maximale de 100 kgf (Figure 2.18), alors après 28 jours des essais uni axiaux de compression ont été effectués sur cette machine sous une vitesse de chargement constante de 2 kgf/cm^2 par seconde, jusqu'à l'endommagement des spécimens, qui ont été placés au centre des plateaux pour assurer la position verticale et la répartition uniforme de la charge appliquée.

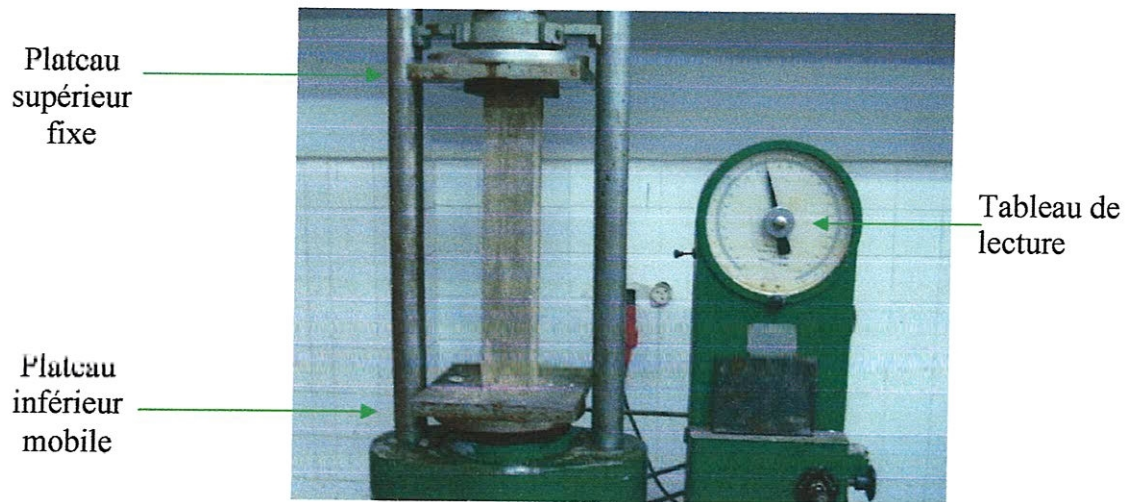


Figure 2.19 : Dispositif d'essai de capacité 100 Kgf pour l'écrasement des spécimens sous chargement uni axial

1) La Mise en charge

On a placé les spécimens de hauteur 60 cm comme montré sur la figure 2.18 pour effectuer l'écrasement, on a remarqué que les premiers essais, qu'il y a un éclatement du béton aux extrémités des spécimens (niveau haut et bas), de hauteur entre 3 cm et 5 cm, des fois sur ces deux extrémités, et des fois sur une seule extrémité au niveau du plateau bas de la presse (Figure 2.19). La même observation était faite sur les spécimens de 30 cm de hauteur.

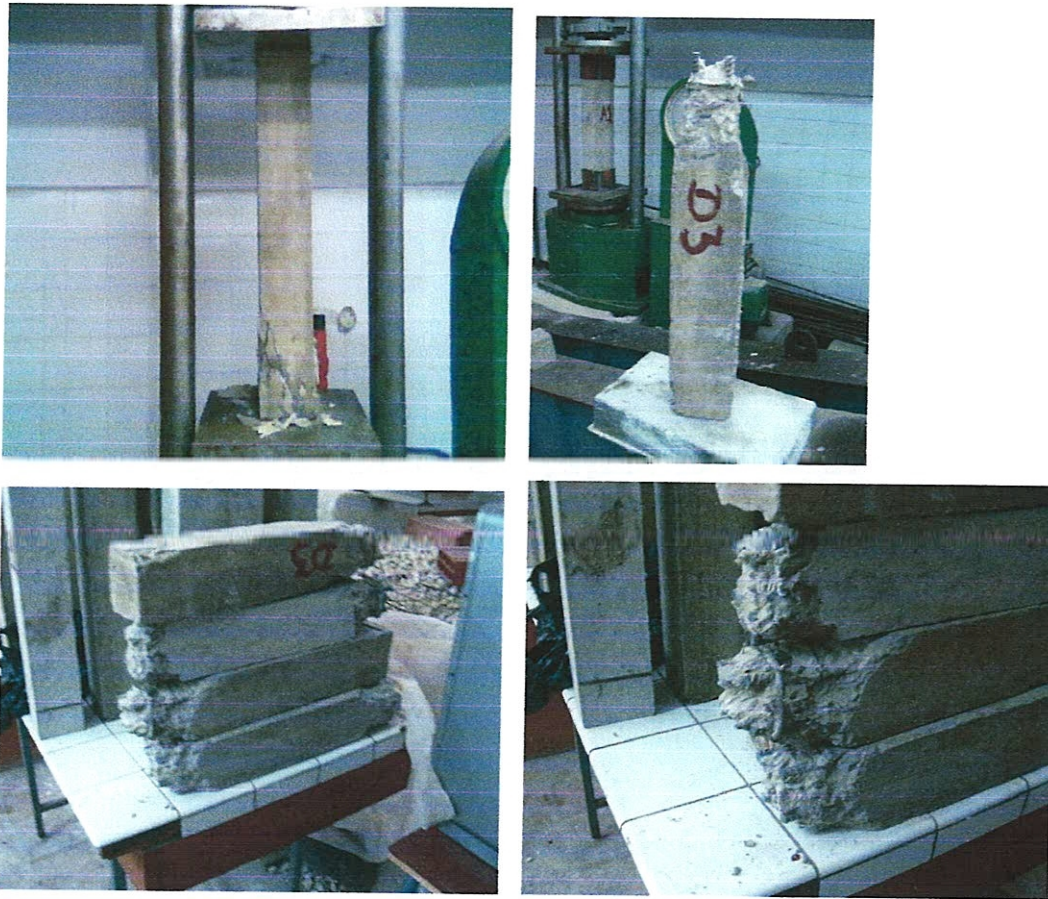


Figure 2.20 : L'endommagement observé lors des premiers essais sur les spécimens de 60 cm.

2) Solutions proposées

✓ Première solution

Pour protéger la zone critique des spécimens (les extrémités), on a fabriqué des **boîtes métalliques** avec fer plat de 4 mm d'épaisseur, de dimensions **10x10x10 cm** pour les spécimens de hauteur 60 cm et de 10x10x05 cm pour les spécimens de hauteur 30 cm, ou on a emboîté les extrémité des spécimens.

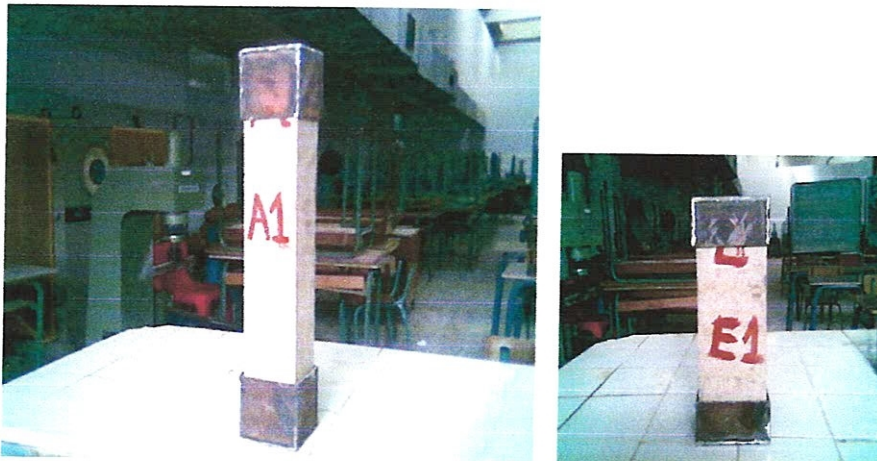


Figure 2.21 : Boîtes métalliques aux extrémités des spécimens.

La solution des boîtes métalliques a eu un échec pour les spécimens de hauteur 60 cm, et on a remarqué après le chargement, la déformation de la boîte métallique et le même endommagement que le précédent a eu lieu c-à-d l'éclatement est au niveau des extrémités seulement du béton (Figure 2.21). Par contre cette solution était efficace pour les spécimens de hauteur 30 cm (Figure 2.22).



Déformation de la boîte métallique dans tout les sens

Figure 2.22 : Essai de compression du spécimen de 60 cm avec la solution des boîtes métalliques.

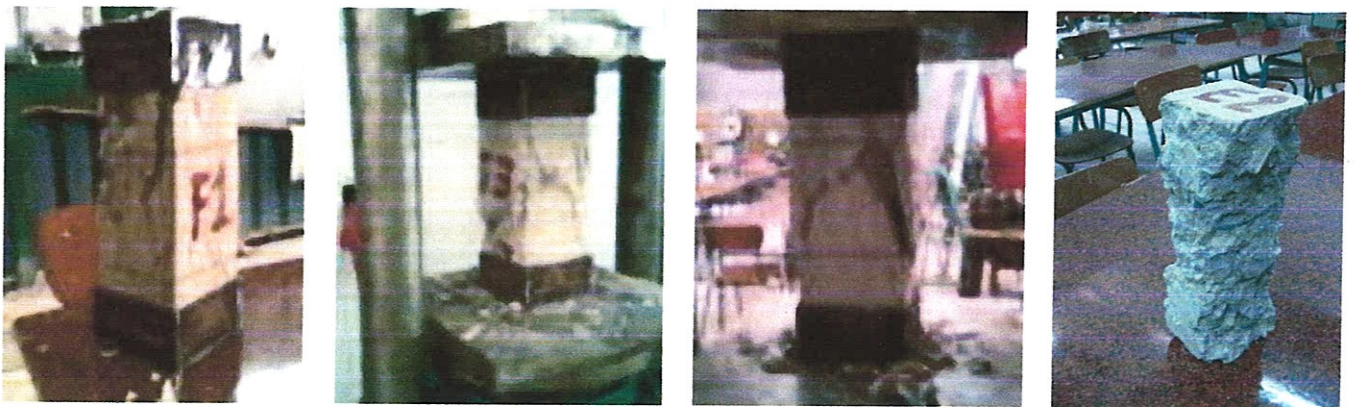


Figure 2.23 : Mode d'endommagement des spécimens de 30 cm sur toute la hauteur avec la solution des boîtes métalliques.

✓ Deuxième solution

On a emboîté les extrémités des spécimens avec des socles en béton légèrement armé de dimensions $15 \times 15 \times 10$ (la base du socle 15×15 cm et sa hauteur 10 cm), ferrailés avec des cadres de diamètre 6 mm en deux nappes, voir Figure 2.23. Pour cette solution on a utilisé un coffrage métallique de dimension $15 \times 15 \times 10$ cm ; et un béton de dosage 350 kg/m^3 .



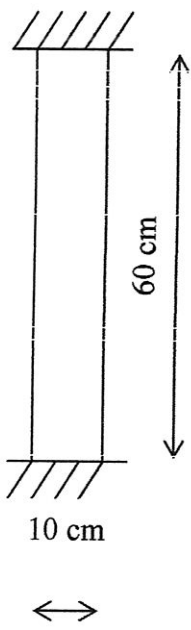
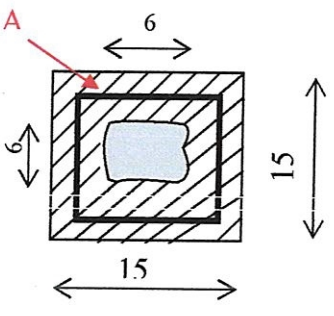
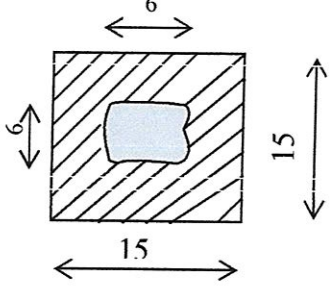
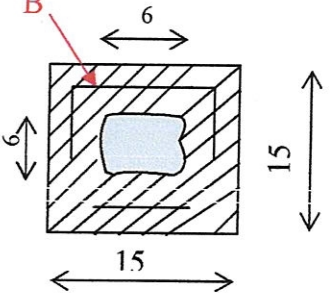
Figure 2.24 : Socle en béton armé aux deux extrémités du spécimen de 60cm (Unité cm).

2.4.2 PHASE II : opération de renforcement

2.4.2.1 Techniques de renforcement

On a 02 séries des spécimens de hauteur 30 cm à réparer, chaque série contient 05 poteaux. Et on a 05 séries des spécimens de hauteur 60 cm chaque série contient 04 poteaux. On dispose 07 méthodes différentes de renforcement dans cette étude, elles sont montrées sur les Tableaux 2.11 et 2.12.

Tableau 2.11 : Différentes techniques de renforcement pour les poteaux de 60 cm.

Hauteur du poteau	Spécimen	N° de la technique	Types de renforcement	Ferraillage adopté	Béton utilisé
	A1	1		4 T 10 cadre Ø 6 e = 10 cm e = 5 cm	Béton 1
	A2				
	A3				
	A4				
	B1	2		Sans armature	Béton 1
	B2				
	B3				
	B4				
	C1	3		4 T 10 cadre Ø 6 e = 10 cm e = 5 cm	Béton 1
	C2				
	C4				
	C5				

Suite au tableau 2.11

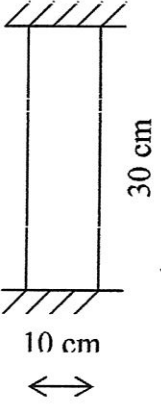
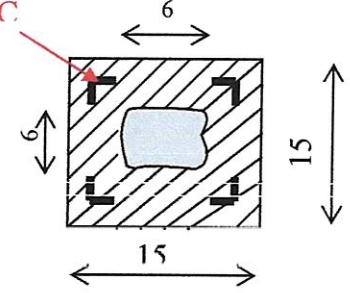
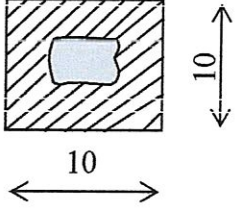
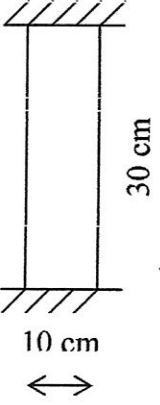
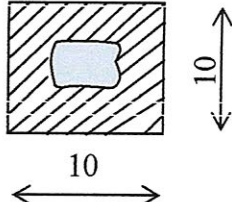
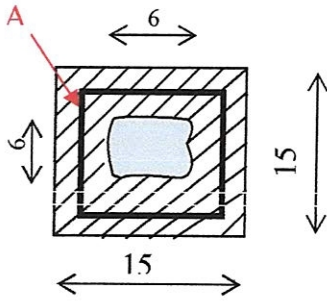


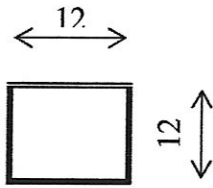
Hauteur du poteau	Spécimen	N° de la technique	Types de renforcement	Ferraillage adopté	Béton utilisé
	D1	4		Gainage avec cornière L 20x20	Béton 1
	D2				
	D4				
	D5				
	A5	5		Sans armature	Béton 2
	B5				
	C3				
	D3				

Tableau 2.12: Différentes techniques de renforcement pour les spécimens de 30 cm.

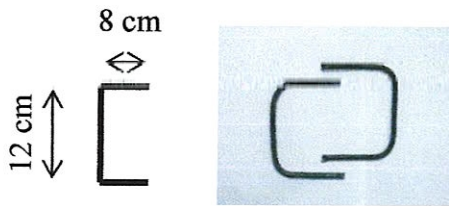
Hauteur du poteau	Spécimen	N° de la technique	Types de renforcement	Ferraillage adopté	Béton utilisé
	E1	6		Sans armature	Béton 2
	E2				
	E3				
	E4				
	E5				
	F1	7		4 T 10 cadre Ø 6 e = 6.7 cm	béton 1
	F2				
	F3				
	F4				
	F5				

-  Ancien béton
 Nouveau béton

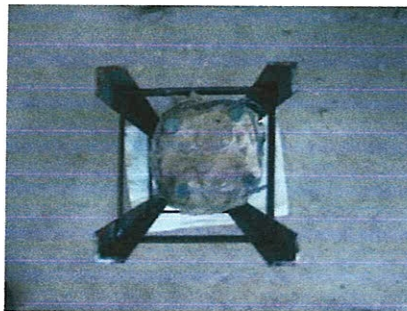
Détail A : cadre de $\varnothing 6$, de dimension 12x 12 cm



Détail B : cadre en U de \varnothing , de dimension 12x8x8 cm



Détail C : cornière de L 20x20 mm soudé par de fer plat.



Technique 1 : dans cette technique on a augmenté la section des spécimens $15 \times 15 \text{ cm}^2$, avec gainage par quatre barres longitudinales d'acier à haute adhérence, de diamètre 10 mm, et huit cadres d'aciers transversaux de ronds lisses, de diamètre 6mm. On a utilisé le béton 1 pour le coulage.

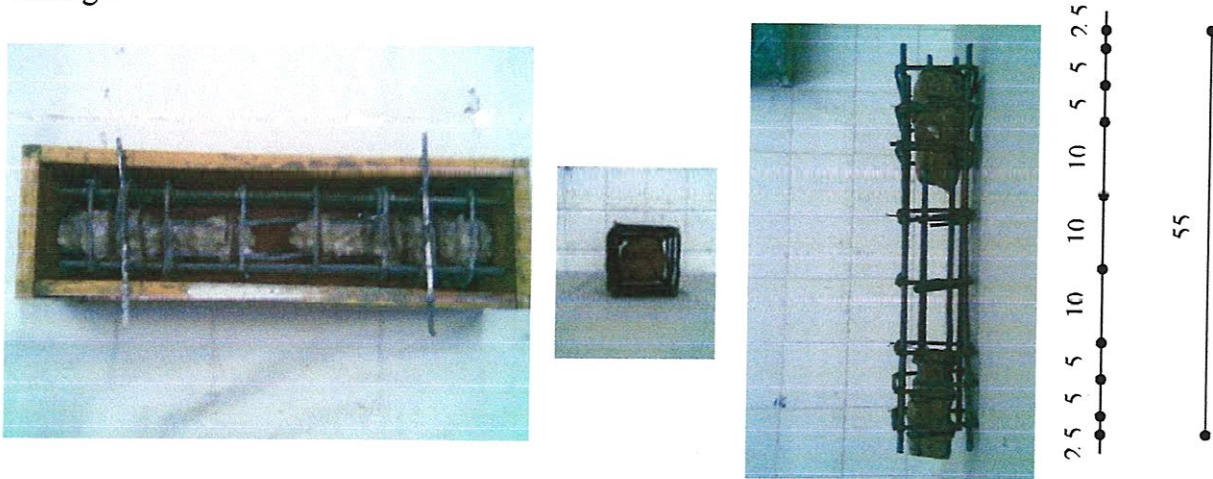


Figure 2.25 : Technique 1, section de 15×15 avec gainage en béton armé.

Technique 2 : dans cette technique on a augmenté la section des spécimens $15 \times 15 \text{ cm}^2$, ou on a utilisé pour le renforcement un micro béton (béton 2) sans armatures.



Figure 2.26 : Technique 2, section 15×15 avec gainage en béton.

Technique 3 : c'est la même chose utilisé dans la **Technique 1**, sauf le façonnage des armatures transversaux est modifier sous forme de deux U.

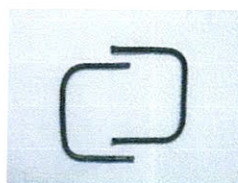


Figure 2.27 : Cadre avec double U.

Technique 4 : dans cette technique on a augmenté la section des spécimens $15 \times 15 \text{ cm}^2$, avec gainage en cornier cornière de L 20x20 mm soudé par de fer plat . On a utilisé le béton 1 pour le coulage.

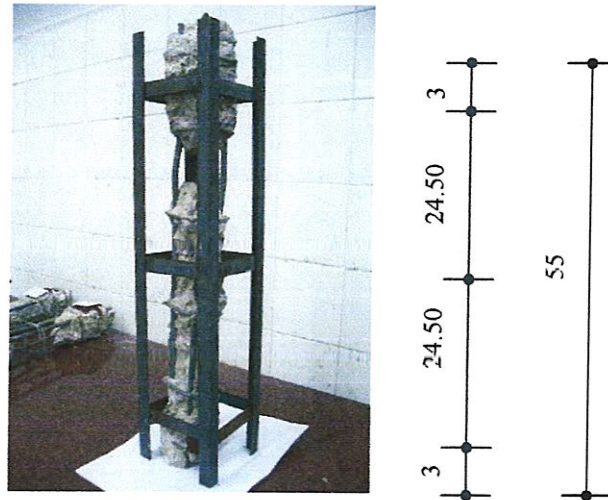


Figure 2.28 : Technique 4, section de 15×15 avec gainage métallique.

Technique 5 : dans cette technique on a gardé la même section des spécimens initiale $10 \times 10 \text{ cm}^2$, ou on a utilisé pour le renforcement un micro béton (béton 2) sans armatures.



Figure 2.29 : Technique 5, section de 10×10 avec gainage en micro béton.

Technique 6: dans cette technique on a gardé la même section des spécimens initiale $10 \times 10 \text{ cm}^2$, ou on a utilisé pour le renforcement un micro béton (béton 2) sans armatures.



Figure 2.30 : Technique 6, section de 10×10 avec gainage en béton.

Technique 7 : dans cette technique on a augmenté la section des spécimens $15 \times 15 \text{ cm}^2$, avec gainage par quatre barres longitudinales d'acier à haute adhérence, de diamètre 10 mm, et quatre cadres d'acier transversaux de ronds lisses, de diamètre 6mm. on a utilisé le béton 1 dans le coulage.

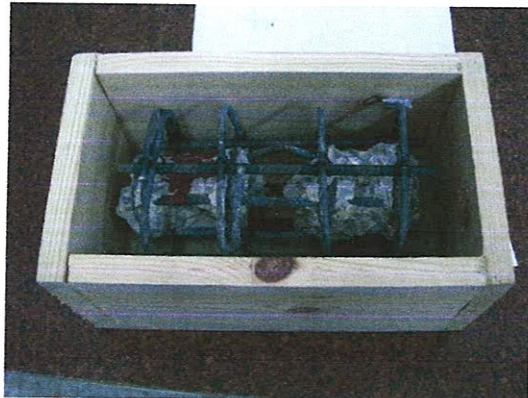


Figure 2.31 : Technique 7, section de 15×15 avec gainage en béton armé.

2.4.2.2 Préparation de la surface

Après les premiers essais de compression sur les spécimens, on a nettoyé leurs surfaces. Tout le béton défectueux et contaminé et toute la couverture extérieure du béton armé (enrobage) ont été délicatement enlevés par le marteau et burin pour fournir les surfaces rugueuses et solides. Pour enlever toutes les poussières et les mauvaises particules les spécimens ont été nettoyés avec de l'eau pressurisée par une brosse métallique, les spécimens après le nettoyage sont montrés sur la Figure 2.32.



Figure 2.32 : Préparation des surfaces des spécimens avant renforcement.

2.4.2.3 Coffrage

Des moules en bois de dimensions 15x15x60 cm et 15x15x30 cm ont été fabriqués, un croquis de la géométrie du coffrage est présenté sur la Figure 2.33 et la Figure 2.34.

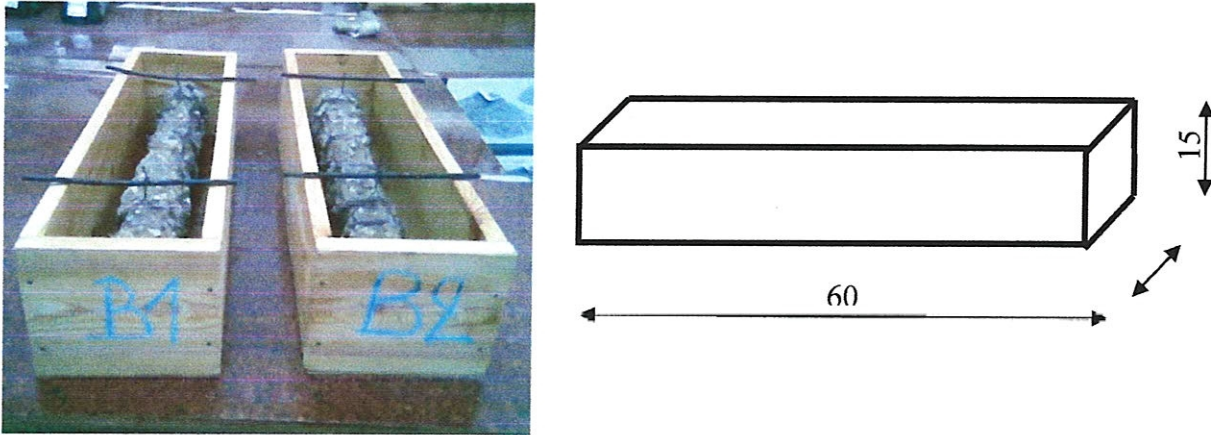


Figure 2.33. Coffrage des poteaux de 60 cm de hauteur pour le renforcement (unité cm).

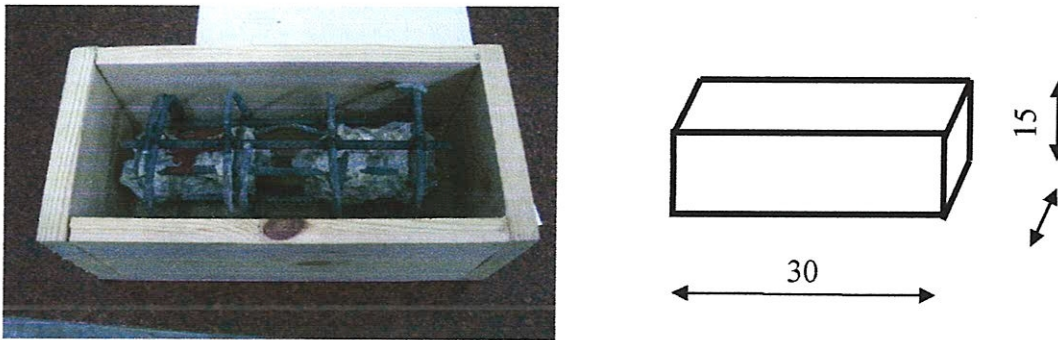


Figure 2.34 : Coffrage des poteaux de 30 cm de hauteur pour le renforcement (unité cm).

2.4.2.4 Composition des bétons par la méthode de Dreux Gorisse

Vu l'espace réduit de la gaine, la granulométrie du béton était étudiée pour permettre un passage facile entre les armatures. Les compositions granulaires des bétons utilisés dans cette phase sont montrées sur les Figures 2.35 et 2.36.

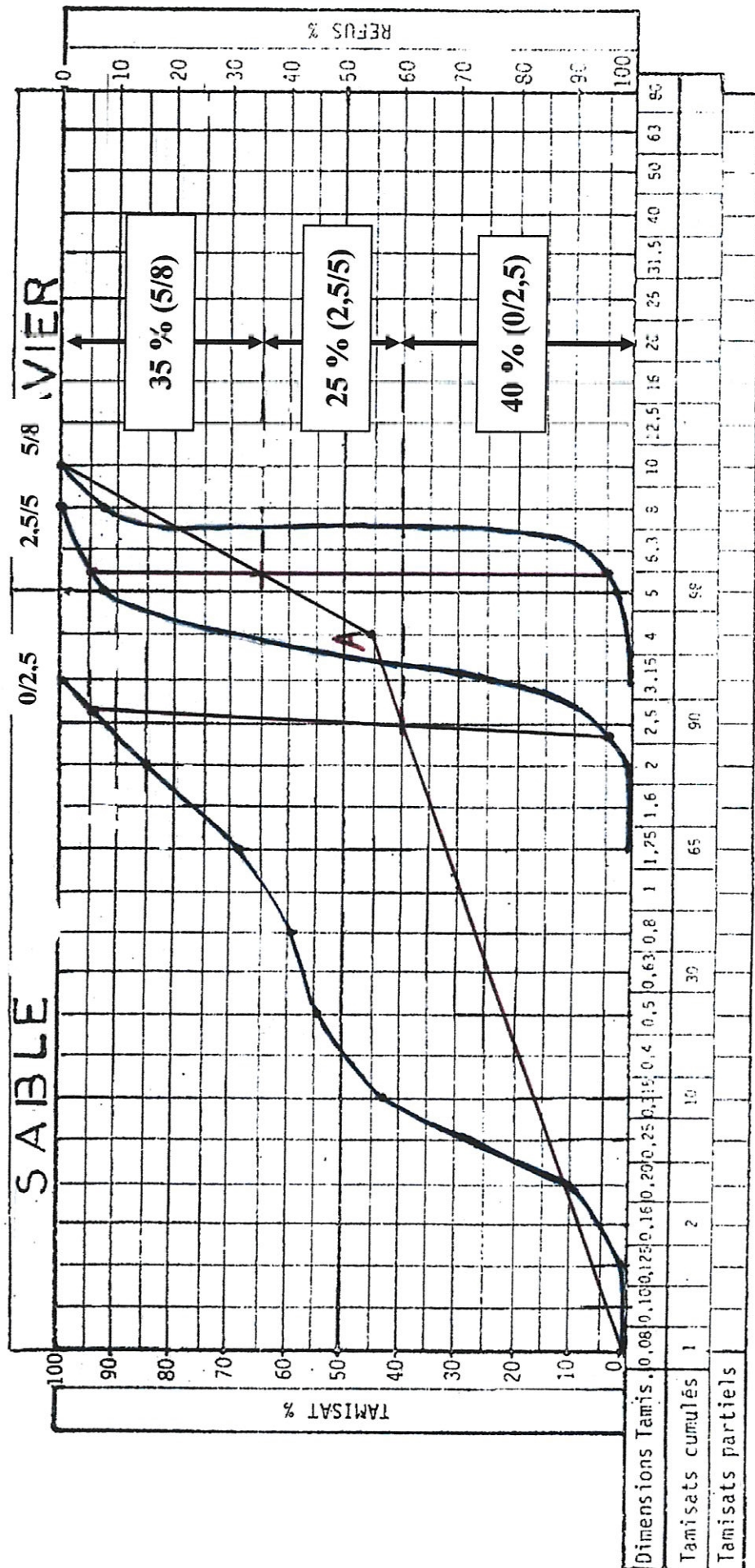


Figure 2.36: Analyse granulométrique (norme NF P 18-101). Composition granulaire du béton 2.

1) Béton 1

Les proportions de mélange de béton utilisé sont 1 : 1,46 : 0,43 : 0,85 : 1,49 (ciment : sable 0/2,5 : sable 2,5/5 : gravillon 5/8 : gravillon 8/12,5) avec le rapport ciment eau est de 0,6 a été employé pour tous les spécimens. Les constituants du béton sont le ciment portland composé CPJ de résistance 42,5 MPa de dosage 400 kg/m³, les sables 0/2.5 et 2.5/5, les gravillons 5/8 et 8/12.5, l'eau du robinet. L'affaissement est calculé à l'aide du cône d'Abrams qui égal à 6 cm. La densité théorique du béton frais est 2,33.

2) Béton 2 (micro béton)

Les proportions de mélange de béton utilisé sont 1 : 1,14 : 0,73 : 1,02 (ciment : sable 0/2,5 : sable 2,5/5 : gravillon 5/8) avec le rapport ciment eau est de 0,6 a été employé pour tous les spécimens. Les constituants du béton sont ciment portland composé CPJ de résistance 42,5 MPa de dosage 500 kg/m³, les sables 0/2.5 et 2.5/5, le gravillon 5/8, l'eau du robinet. L'affaissement est calculé à l'aide de cône d'Abrams qui égal à 6 cm. La densité théorique du béton frais est 2,24.

3) Coulage

Tous les spécimens ont été coulés en position horizontale dans trois couche, chaque couche était compacté sur une table vibrante et une tige en acier de 6 mm de diamètre a été utilisée pour damer le béton vers le bas entre le coffrage et le spécimen préparé, pour réaliser un meilleur compactage et une uniformité du béton le long de la longueur du spécimen.

Six éprouvette cylindrique de dimension 11x22 ont été préparés lors du coulage des poteaux pour déterminer la résistance a la compression du béton.

Après 24 heures on a décoffré les spécimens renforcés, ils sont posés à l'environnement de laboratoire voir **Figure 2.37**. Les éprouvettes cylindriques en béton conservaient dans l'eau dans une étuve de température 20 °C.



Figure 2.37 : Quelques spécimens après décoffrage.

3.4.2.5 Dispositif d'essai

L'analyse du comportement des spécimens renforcés a été effectuée au moyen de deux presses électriques (hydraulique, ayant une capacité maximale de 100 kgf (Figure 2.19) et 250 kgf (Figure 2.38) , Des essais de compression uni axial ont été réalisés sur les spécimens renforcés à l'âge de 28 jours sous une vitesse de chargement constante de 2 kgf/cm^2 par seconde, jusqu'à l'endommagement. ils ont été placés au centre des plateaux pour assurer la position verticale des spécimens, et la répartition uniforme de la charge appliquée. Et la charge ultime a été enregistrée, les éprouvettes cylindriques ont été examinées pour la résistance à la compression du béton.

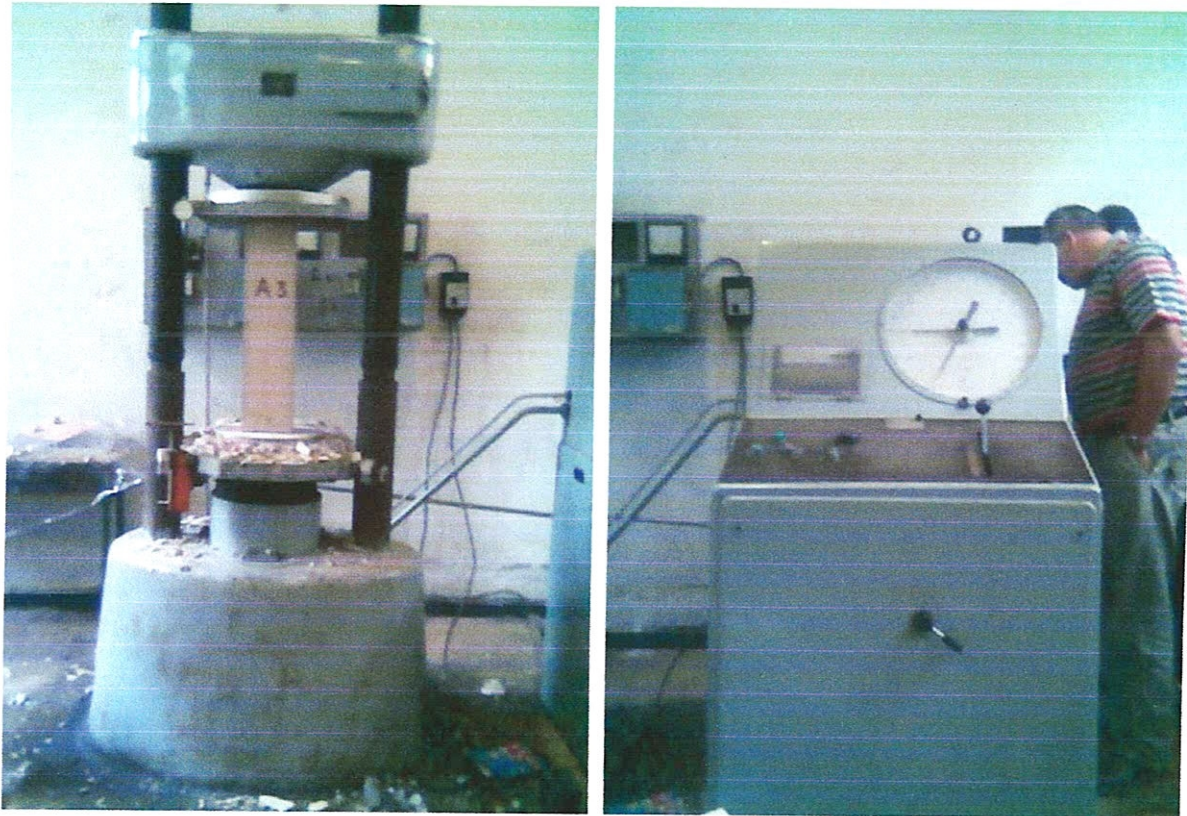


Figure 2.38: Dispositif d'essai de capacité 250 Kgf pour l'écrasement des spécimens sous chargement uni axial.

CHAPITRE 3

RESULTATS ET INTERPRETATION

3.1 RÉSULTATS DES ESSAIS DE LA PHASE INITIALE

3.1.1 Résistance à la compression maximale

Trente spécimens de poteaux ont été testés :

- ✓ vingt spécimens (05 séries de 04 poteaux) de hauteur 60 cm et de sections carrés 10x10 cm ;
- ✓ dix spécimens (02 séries de 05 poteaux) de hauteur 30 cm et de sections carrés 10x10 cm.

Des tests d'écrasement à 28 jours sur six éprouvettes cylindriques (11x22) destinés à la caractérisation du béton utilisé ont donné une contrainte caractéristique à la compression moyenne égal à 24 MPA.

Pour chaque spécimen de chaque série d'essai (A, B, C, D, E, F, G), nous avons noté la contrainte maximale de compression obtenue au moment de l'endommagement du spécimen. Les résultats sont présentés dans le Tableau 3.1 et sur les histogrammes des pages suivantes.

Tableau 3.1 : Résistance maximale des spécimens à la compression avant renforcement.

Les spécimens de hauteur 60 cm			Les spécimens de hauteur 30 cm		
Série	Spécimen	Résistance à la compression σ (MPa)	Série	Spécimen	Résistance à la compression σ (MPa)
A	A1	20.80	E	E1	27.20
	A2	18.50		E2	22.50
	A3	23.60		E3	28.00
	A4	22.00		E4	24.00
B	B1	25.60		E5	22.50
	B2	28.20	F	F1	23.50
	B3	27.90		F2	21.70
	B4	24.00		F3	27.10
C	C1	23.60		F4	25.30
	C2	22.80		F5	22.60
	C4	26.40			
	C5	25.90			
D	D1	22.80			
	D2	23.60			
	D4	27.60			
	D5	26.00			
G	A5	24.10			
	B5	26.30			
	C3	32.80			
	D3	28.00			

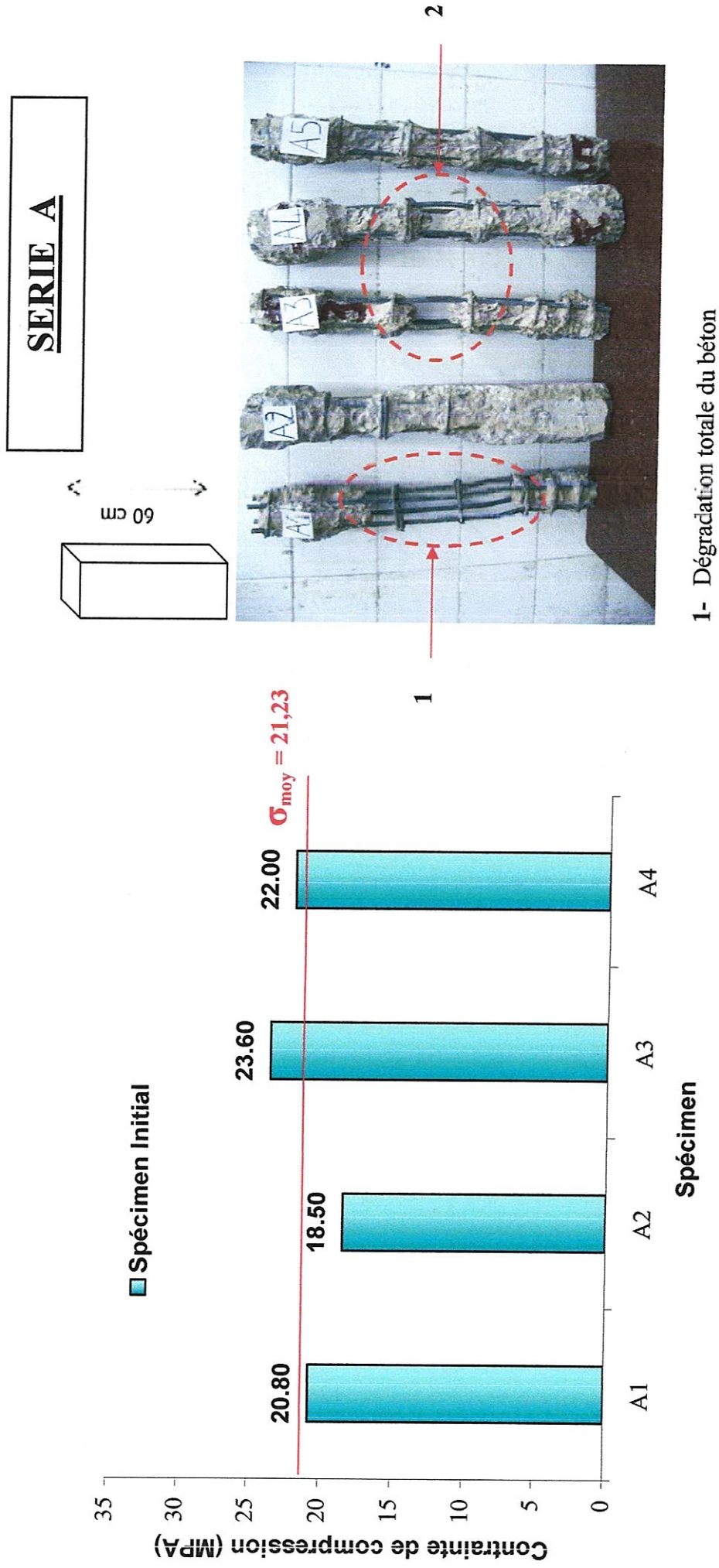


Figure 3.1: Contrainte de compression des spécimens de la SÉRIE A.

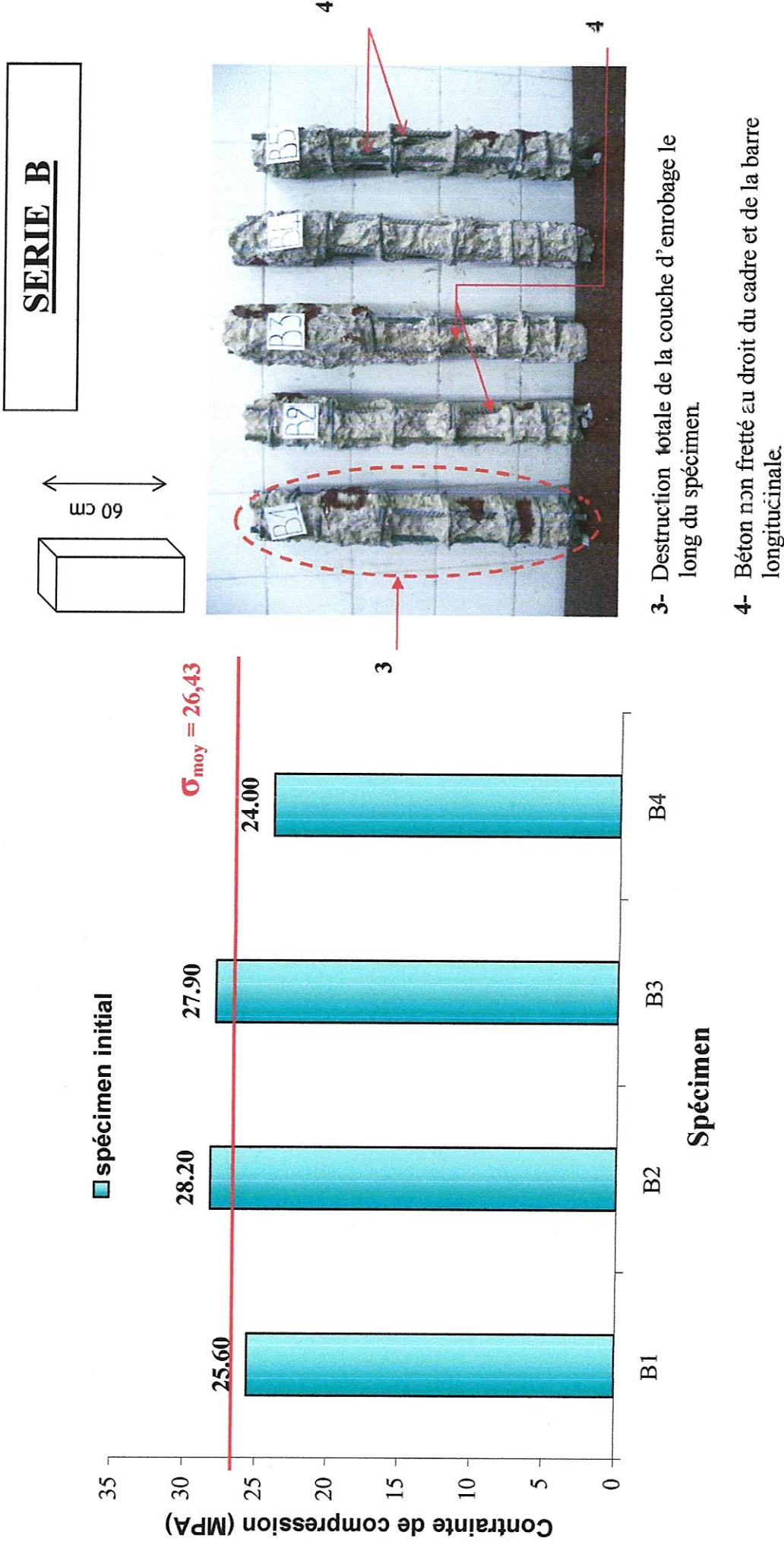


Figure 3.2: Contrainte de compression des spécimens de la SÉRIE B.

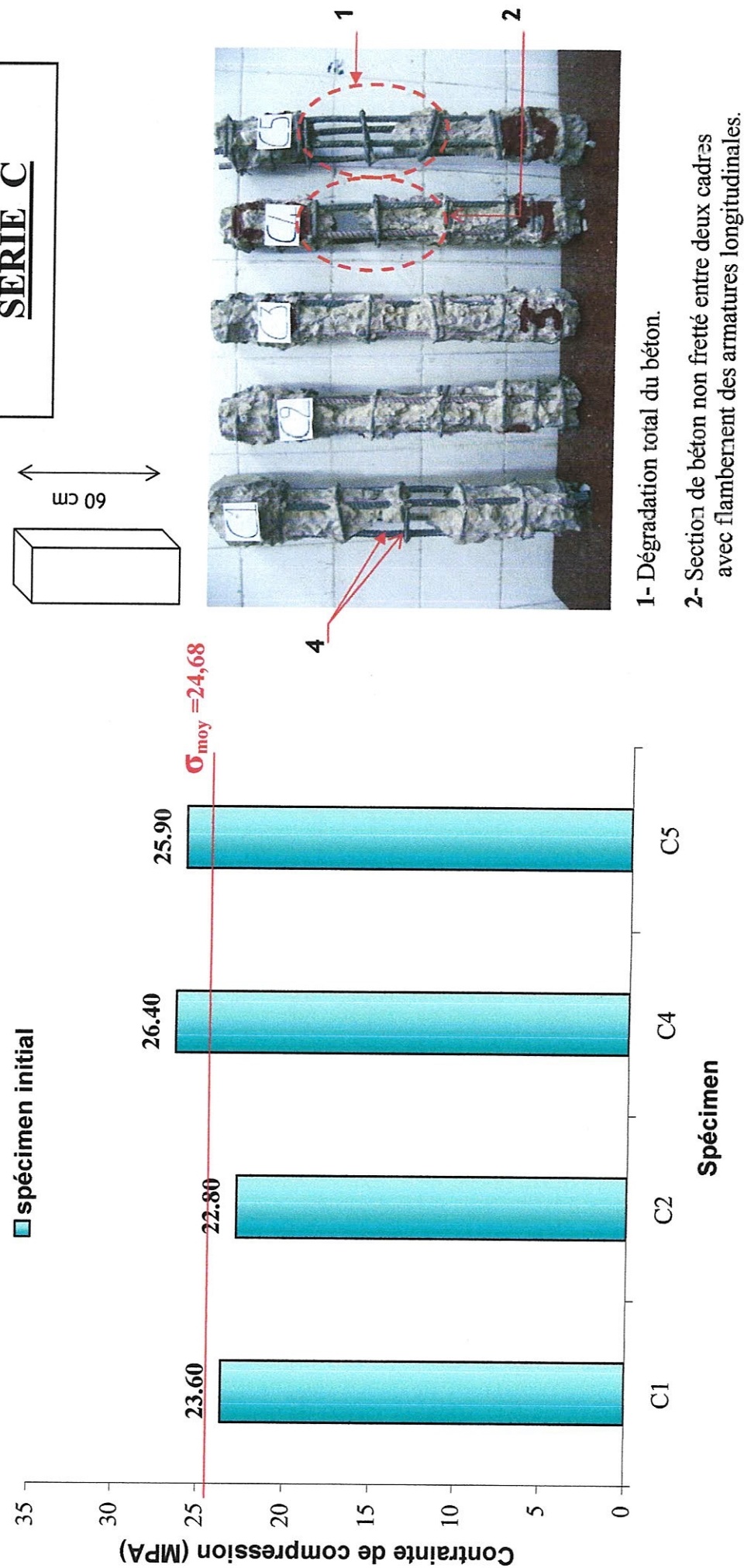
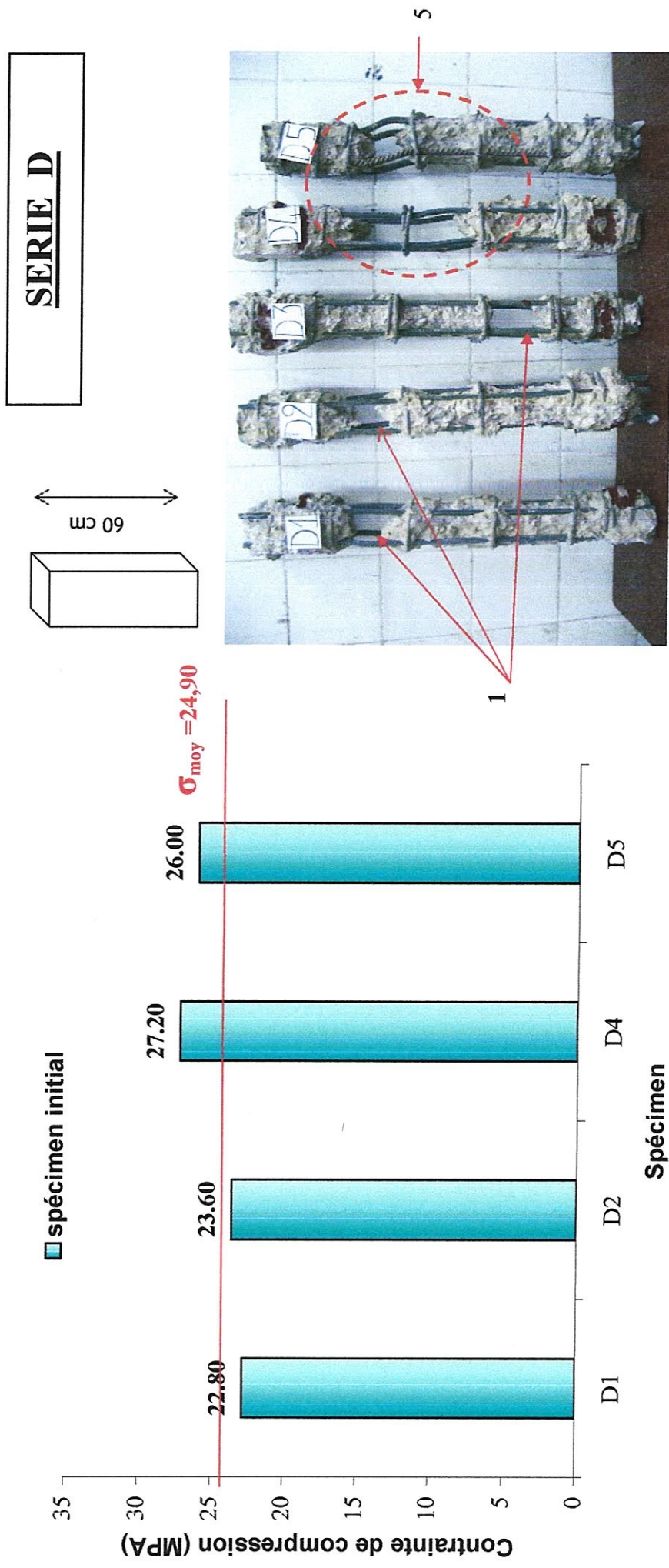


Figure 3.3: Contrainte de compression des spécimens de la **SERIE C**.



1- Dégradation total du béton.

5- Flambement des armatures longitudinales soumises à d'importance déformations plastiques de compression

Figure 3.4 : Contrainte de compression des spécimens de la SÉRIE D.

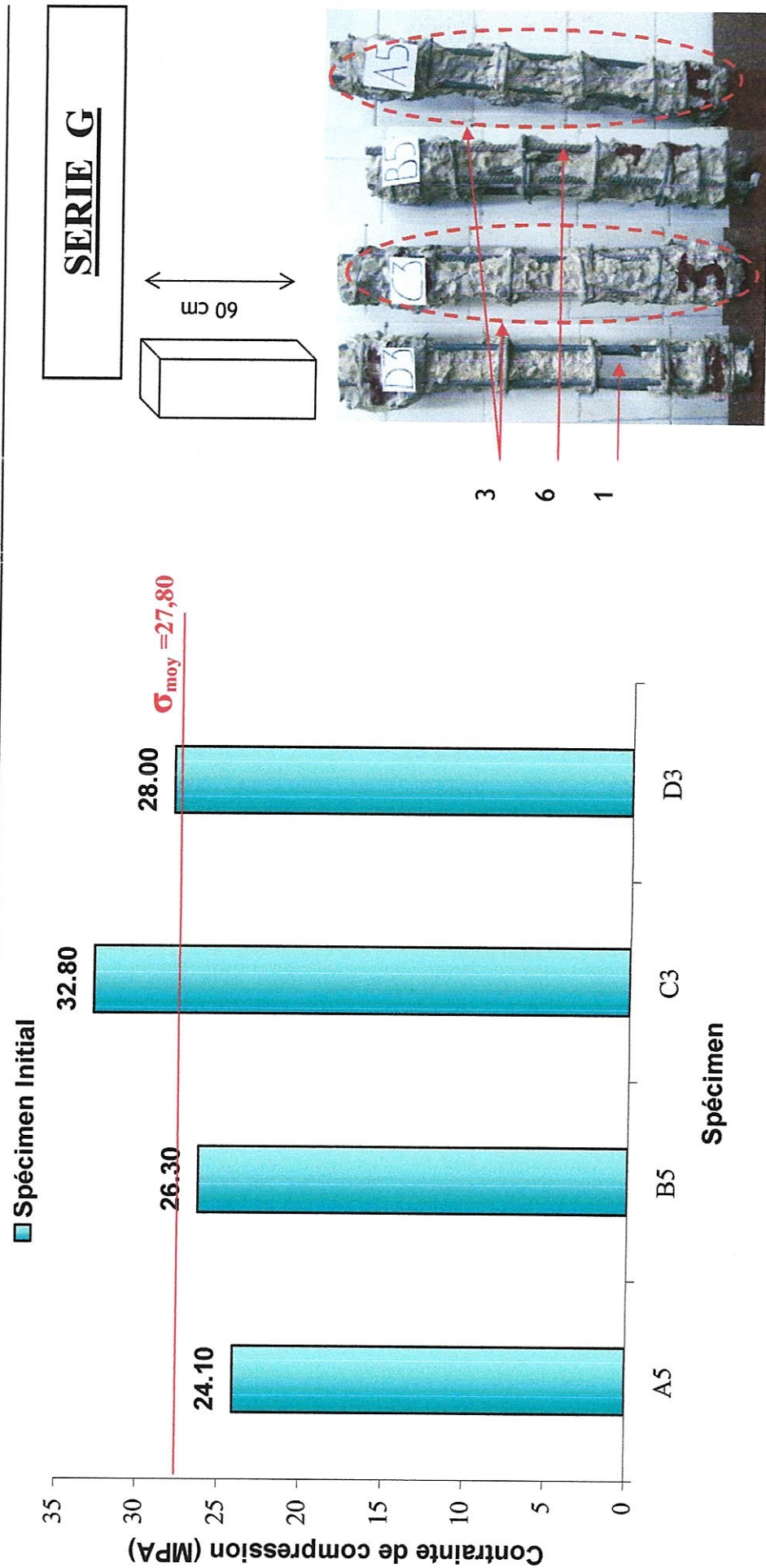
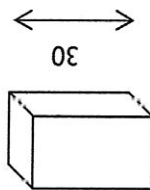
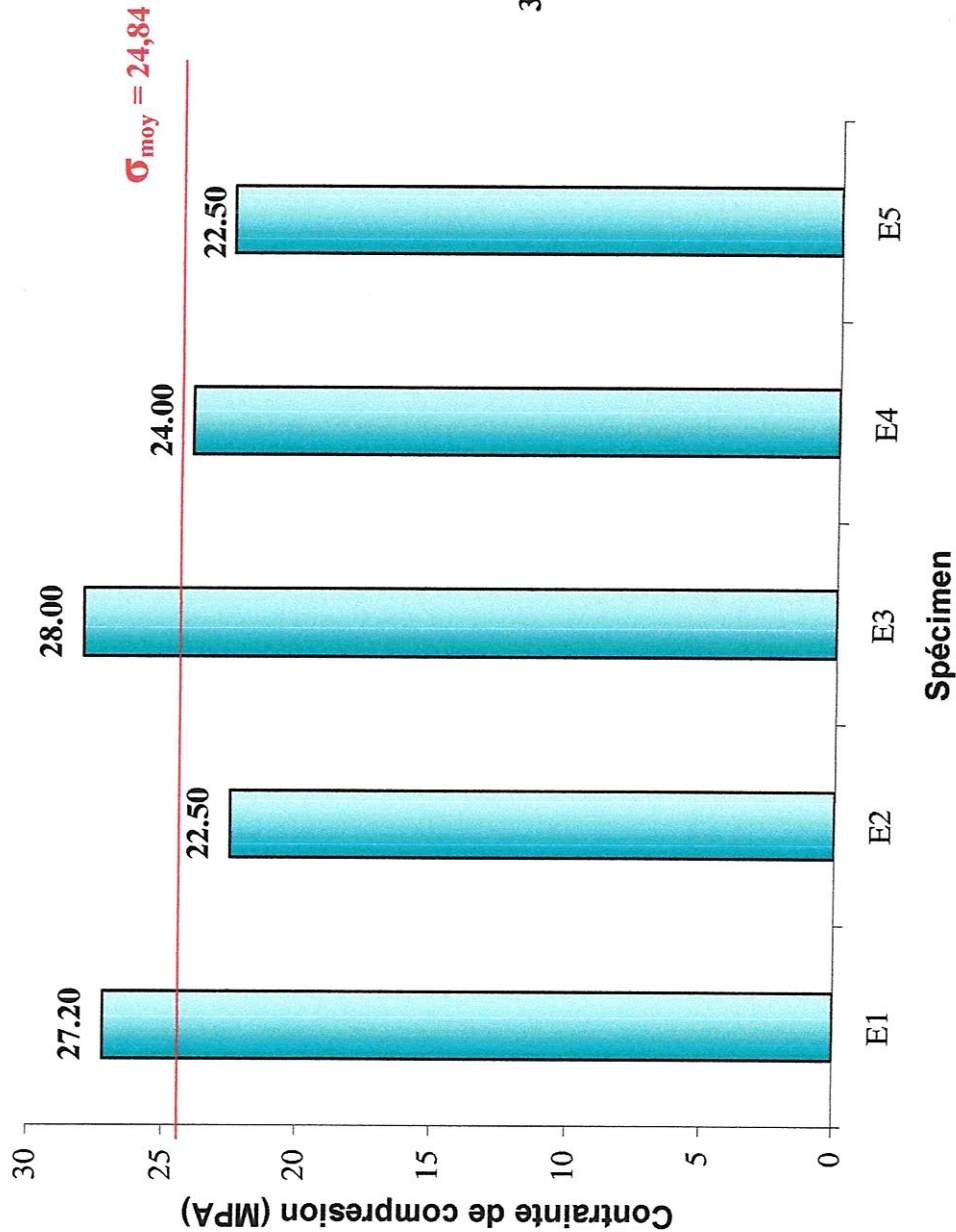


Figure 3.5: Contrainte de compression des spécimens de la SÉRIE G.

■ Spécimen Initial

SÉRIE E



3- Destruction total de la couche d'enrobage le long du spécimen.

Figure 3.6: Contrainte de compression des spécimens de la SÉRIE E.

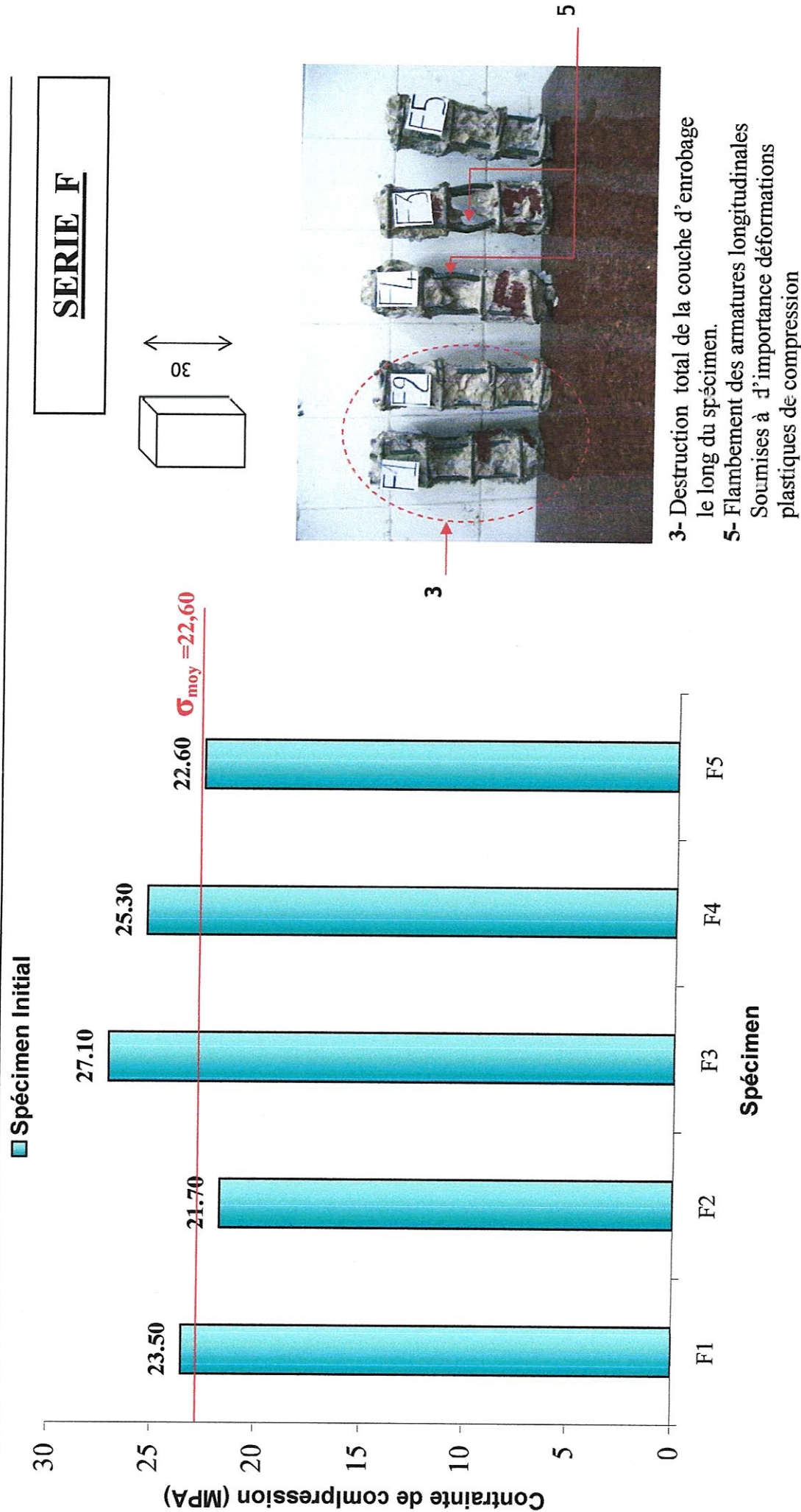


Figure 3.7: Contrainte de compression des spécimens de la **SÉRIE F**

3.1.2 Mécanisme d'endommagement des spécimens

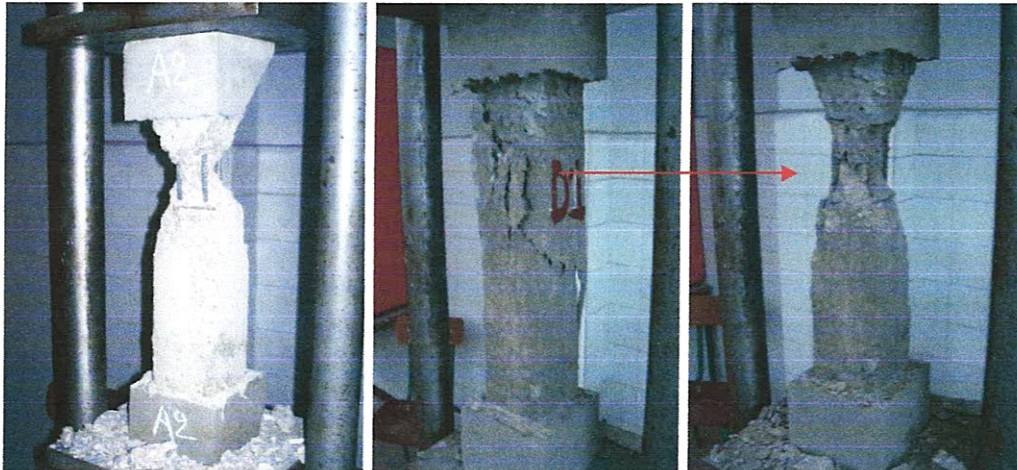
Tous les spécimens d'essai sous charge de compression ont montré un comportement initial semblable. Nous avons observé une fissure, visible à l'œil, apparaît à 80 % de la charge ultime. Elle a même direction que la force appliquée. Elle se développe au cours du chargement jusqu'à l'éclatement du béton d'enrobage et Finalement l'écrasement du noyau avec flambement des barres longitudinales.

■ **Fissuration longitudinale et éclatement du béton d'enrobage :** les fissures verticales profondes due aux contraintes de traction conduisent à l'éclatement du béton jusqu'à l'apparition des armatures.

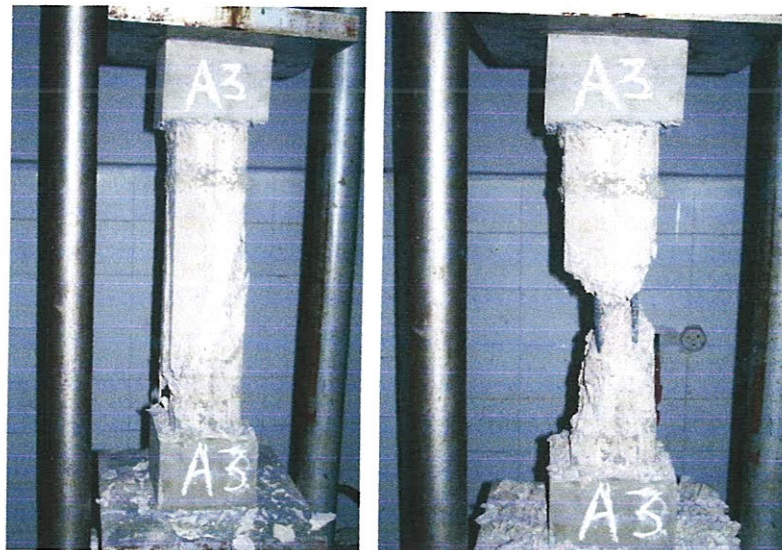
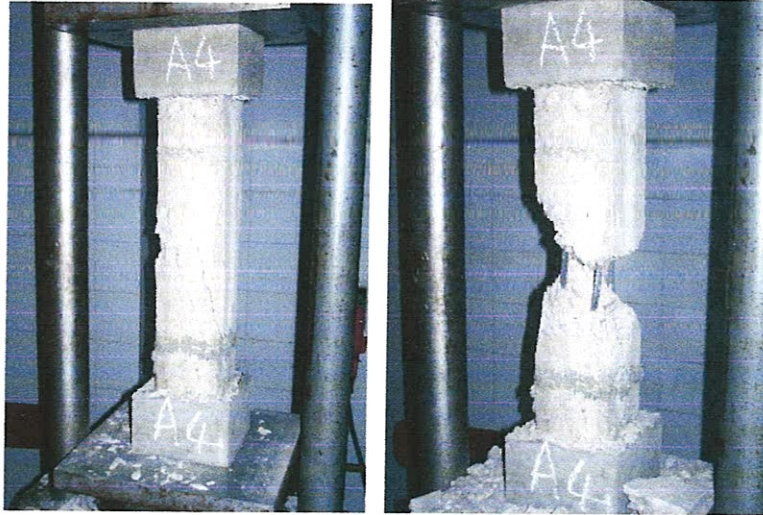
■ **Flambement des armatures longitudinales :** après éclatement du béton d'enrobage les armatures longitudinales ne sont plus tenus latéralement par le béton en poursuivant le chargement vertical nous avons obtenu le flambement de ces armatures.

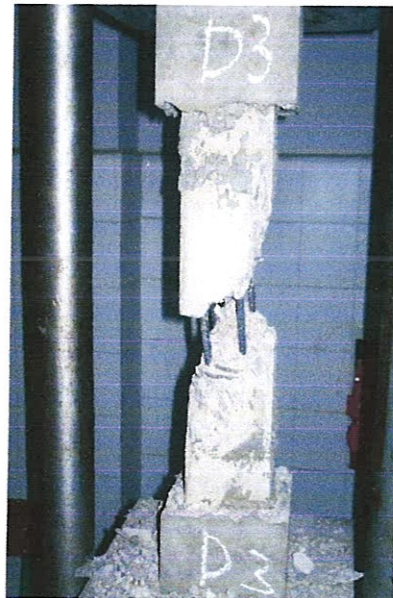
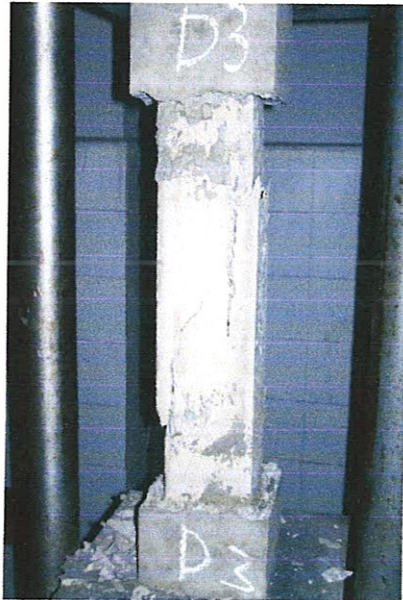
3.1.2.1 Spécimens de hauteur 60 cm

- Fissures en X accompagnées par la dislocation du béton d'enrobage

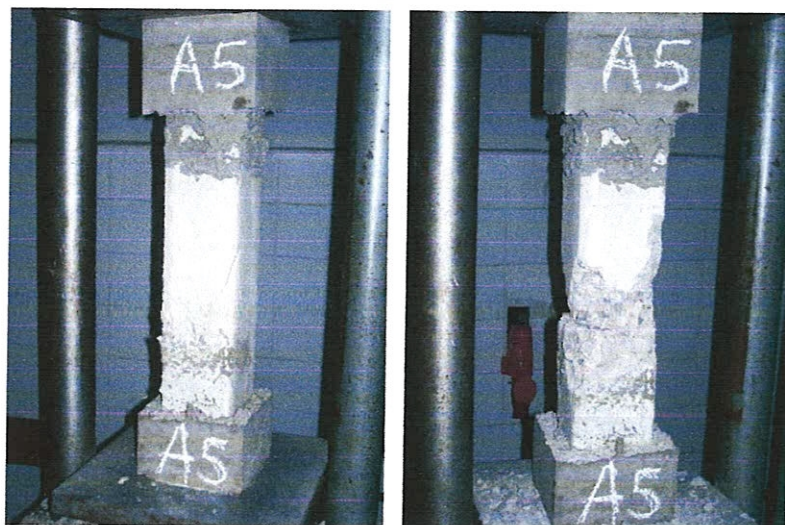


- Fissures longitudinales avec dislocation totale du béton accompagnée du flambage des armatures longitudinales.



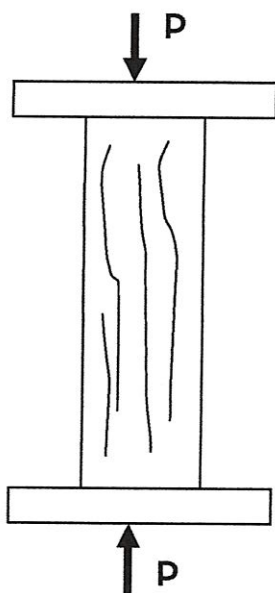


- Dégradation du béton d'enrobage des poteaux.

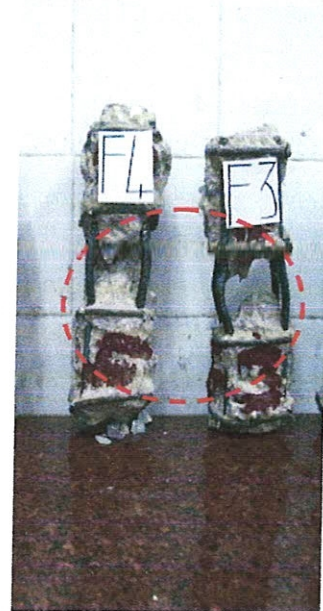
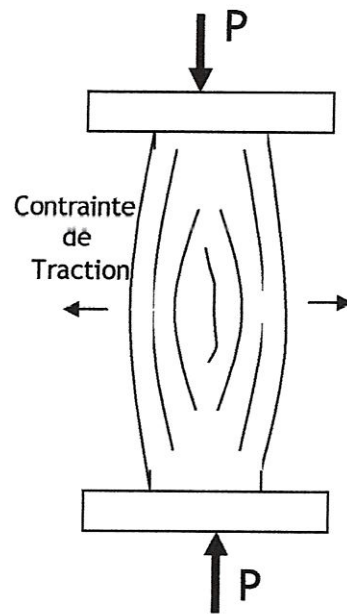


3.1.2.2 Spécimens de hauteur 30 cm

- Fissuration longitudinale étendue jusqu'à l'armature



- Flambement des armatures longitudinales conjointement à l'action de la pression latérale (gonflement) du béton



3.2 RÉSULTATS DES ESSAIS APRES RENFORCEMENT

3.2.1 Résultat à la compression

Les trente spécimens endommagés préalablement par des essais de compression sont nettoyés et chaque série (A à G) a fait l'objet d'un renforcement spécifique (cf. chapitre 2 paragraphes 2.4.2.1 et 2.4.2.2).

Trente essais de compression ont été effectués selon la même procédure que les essais initiaux et nous avons noté la résistance maximale à la rupture des spécimens. Les résultats sont présentés sur les tableaux et sur les histogrammes suivants.

1) SERIE A (Poteaux de hauteur 60 cm)

Tableau 3.2 : Résistance maximale à la compression après renforcement de la série A.

Série	Specimen	La résistance a la compression σ (MPa)		Technique de renforcement N°	L'écart (%)	Résistance à la compression du béton 1 (MPa)
		Avant renforcement	Après renforcement			
A	A1	20.80	22.44	01	+ 07.88	25.70
	A2	18.50	29.33		+ 58.54	
	A3	23.60	27.11		+ 14.87	
	A4	22.00	26.00		+ 18.18	

Valeurs moyennes

21.23

26.22

24.87

2) SERIE B (Poteaux de hauteur 60 cm)

Tableau 3.3 : Résistance maximale à la compression après renforcement de la série B.

Série	Specimen	La résistance a la compression σ (MPA)		Technique de renforcement N°	L'écart (%)	Résistance à la compression du béton 1 (MPA)
		Avant renforcement	Après renforcement			
B	B1	25.60	20.75	02	- 18.95	25.70
	B2	28.20	19.82		- 29.72	
	B3	27.90	20.90		25.09	
	B4	24.00	20.00		- 16.67	

Valeurs moyennes

26.43

20.37

- 22.60

3) SERIE C (Poteaux de hauteur 60 cm)

Tableau 3.4 : Résistance maximale à la compression après renforcement de la série C.

Série	Specimen	La résistance a la compression σ (MPA)		Technique de renforcement N°	L'écart (%)	Résistance à la compression du béton 1 (MPA)
		Avant renforcement	Après renforcement			
C	C1	23.60	22.00	03	- 06.78	25.70
	C2	22.80	25.77		+ 18.90	
	C3	26.40	26.67		+ 01.01	
	C4	25.90	26.00		+00.39	

Valeurs moyennes

24.68

25.44

+ 03.38

4) SERIE D (Poteaux de hauteur 60 cm)

Tableau 3.5 : Résistance maximale à la compression après renforcement de la série D.

Série	Specimen	La résistance a la compression σ (MPa)		Technique de renforcement N°	L'écart (%)	Résistance à la compression du béton 1 (MPa)
		Avant renforcement	Après renforcement			
D	D1	22.80	20.75	04	- 06.78	25.70
	D2	23.60	22.00		+ 18.90	
	D4	27.60	22.44		+ 01 01	
	D5	26.00	22.00		+00.39	

Valeurs moyennes

24.90

21.80

- 12.16

5) SERIE G (Poteaux de hauteur 60 cm)

Tableau 3.6 : Résistance maximale à la compression après renforcement de la série G.

Série	Specimen	La résistance a la compression σ (MPa)		Technique de renforcement N°	L'écart (%)	Résistance à la compression du béton 2 (MPa)
		Avant renforcement	Après renforcement			
G	A5	24.10	25.90	05	+ 07.47	27.00
	B5	26.30	34.90		+ 32.70	
	C3	32.80	32.60		- 00.61	
	D3	28.00	29.50		+ 05.36	

Valeurs moyennes

27.80

30.73

+ 11.23

6) SERIE E (Poteaux de hauteur 30 cm)

Tableau 3.7 : Résistance maximale à la compression après renforcement de la série E.

Série	Specimen	La résistance a la compression σ (MPa)		Technique de renforcement N°	L'écart (%)	Résistance à la compression du béton 2 (MPa)
		Avant renforcement	Après renforcement			
E	E1	27.20	20.40	06	- 25.00	27.00
	E2	22.50	23.70		+ 05.33	
	E3	28.00	19.70		- 29.64	
	E4	24.00	20.00		- 16.67	
	E5	22.50	26.70		+ 18.67	
Valeurs moyennes		24.84	22.10		- 09.46	

7) SERIE F (Poteaux de hauteur 30 cm)

Tableau 3.8 : Résistance maximale à la compression après renforcement de la série F.

Série	Specimen	La résistance a la compression σ (MPa)		Technique de renforcement N°	L'écart (%)	Résistance à la compression du béton 1 (MPa)
		Avant renforcement	Après renforcement			
F	F1	23.50	21.11	07	- 10.17	25.70
	F2	21.70	20.67		- 04.75	
	F3	27.10	20.67		- 23.73	
	F4	25.30	20.78		- 17.87	
	F5	22.60	20.67		- 08.54	
Valeurs moyennes		22.60	20.67		- 13.01	

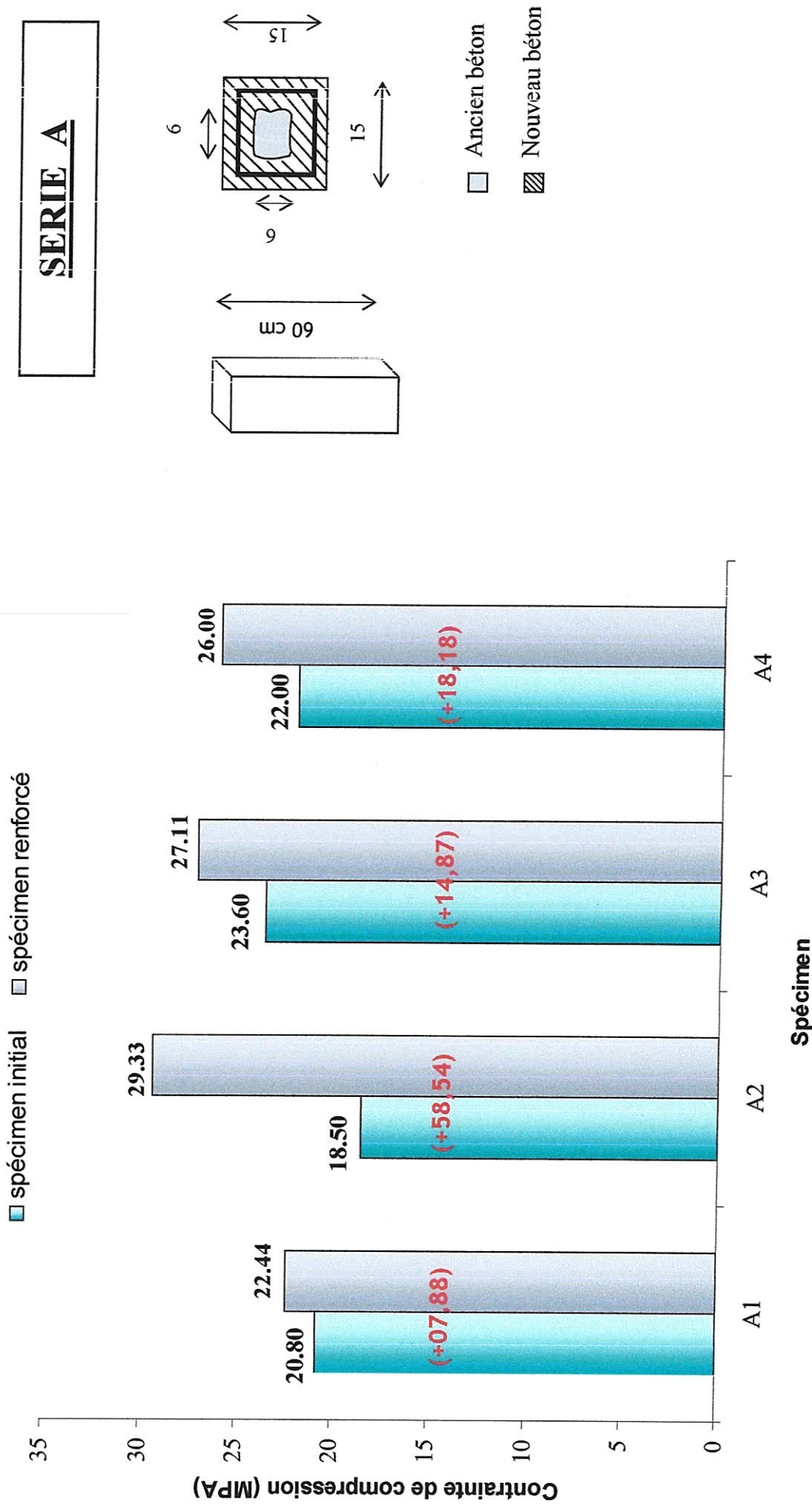


Figure 3.8: Contrainte de compression maximale des spécimens de la **SERIE A**, avant et après renforcement.

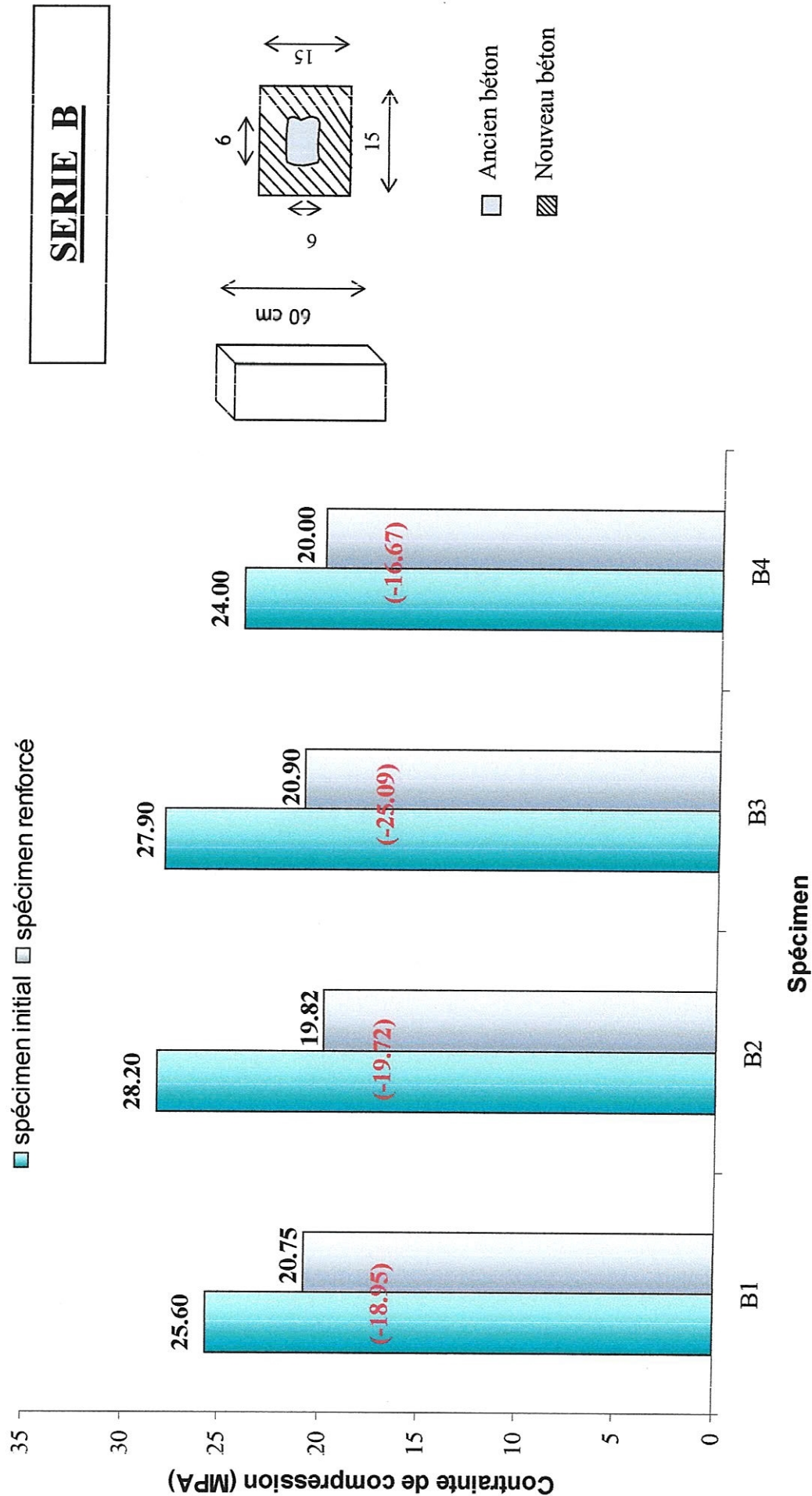


Figure 3.9: Contrainte de compression maximale des spécimens de la **SERIE B**, avant et après renforcement.

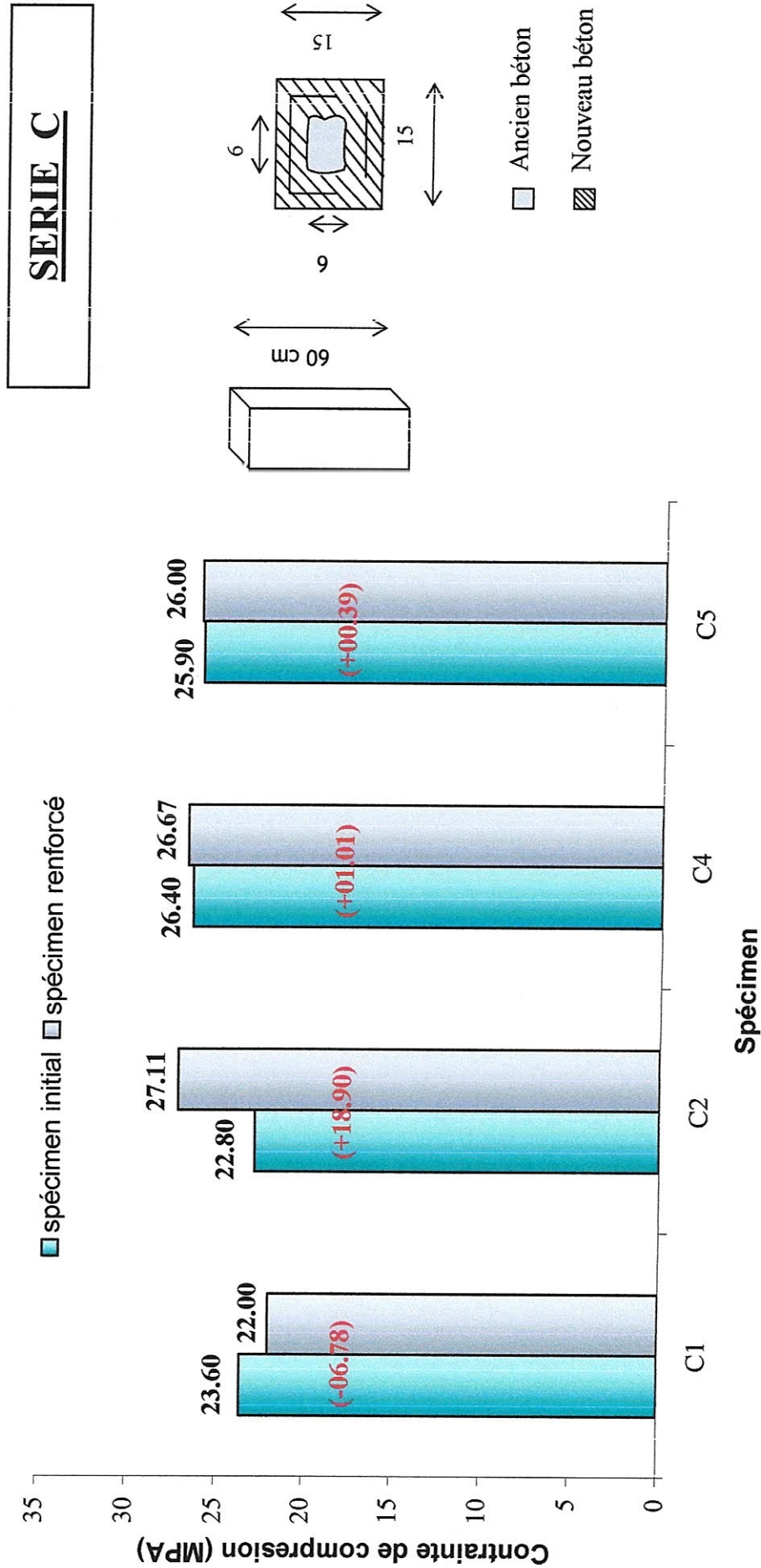


Figure 3.10: Contrainte de compression des spécimens de la **SERIE C**, avant et après renforcement.

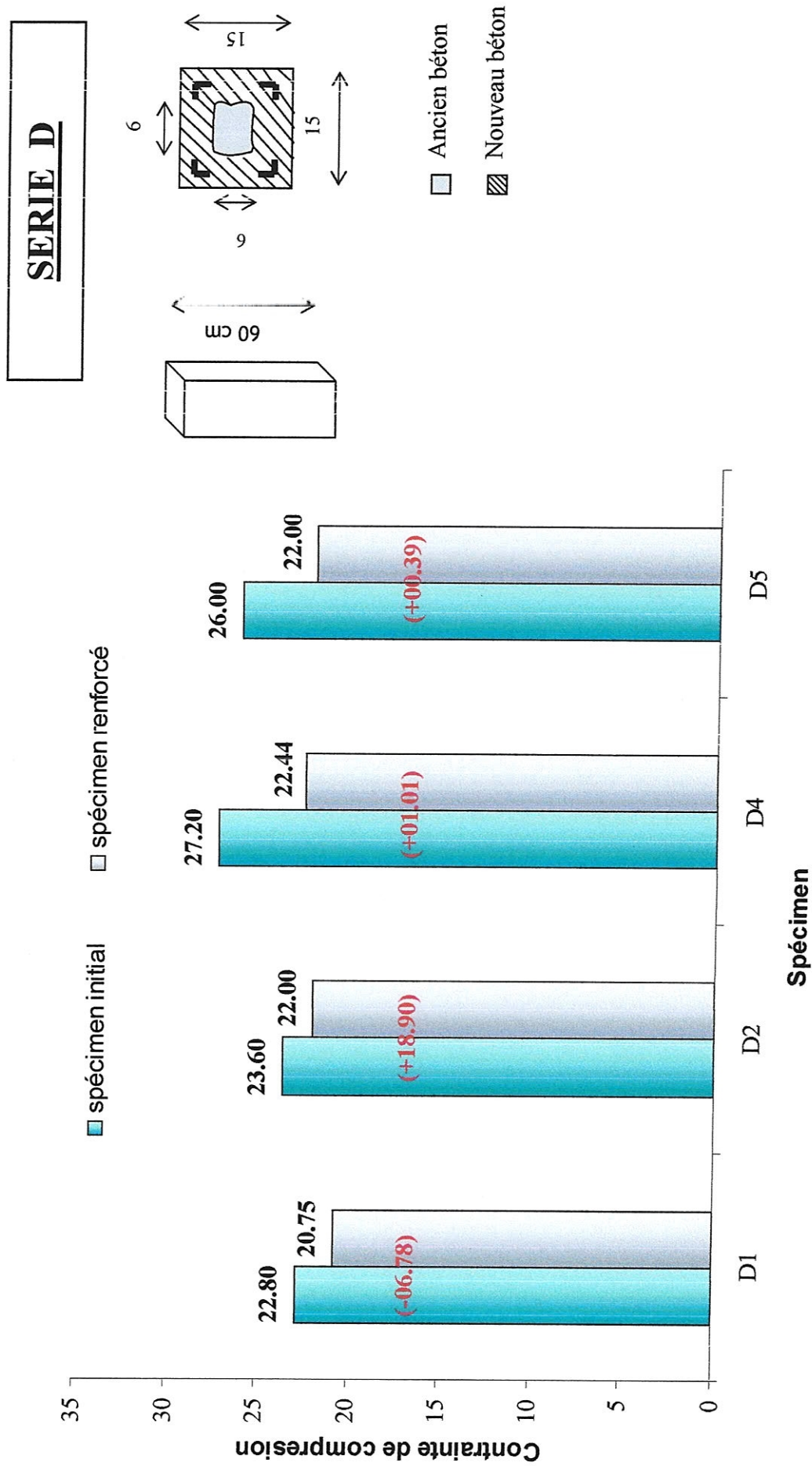


Figure 3.11: Contrainte de compression maximale des spécimens de la **SERIE D**, avant et après renforcement.

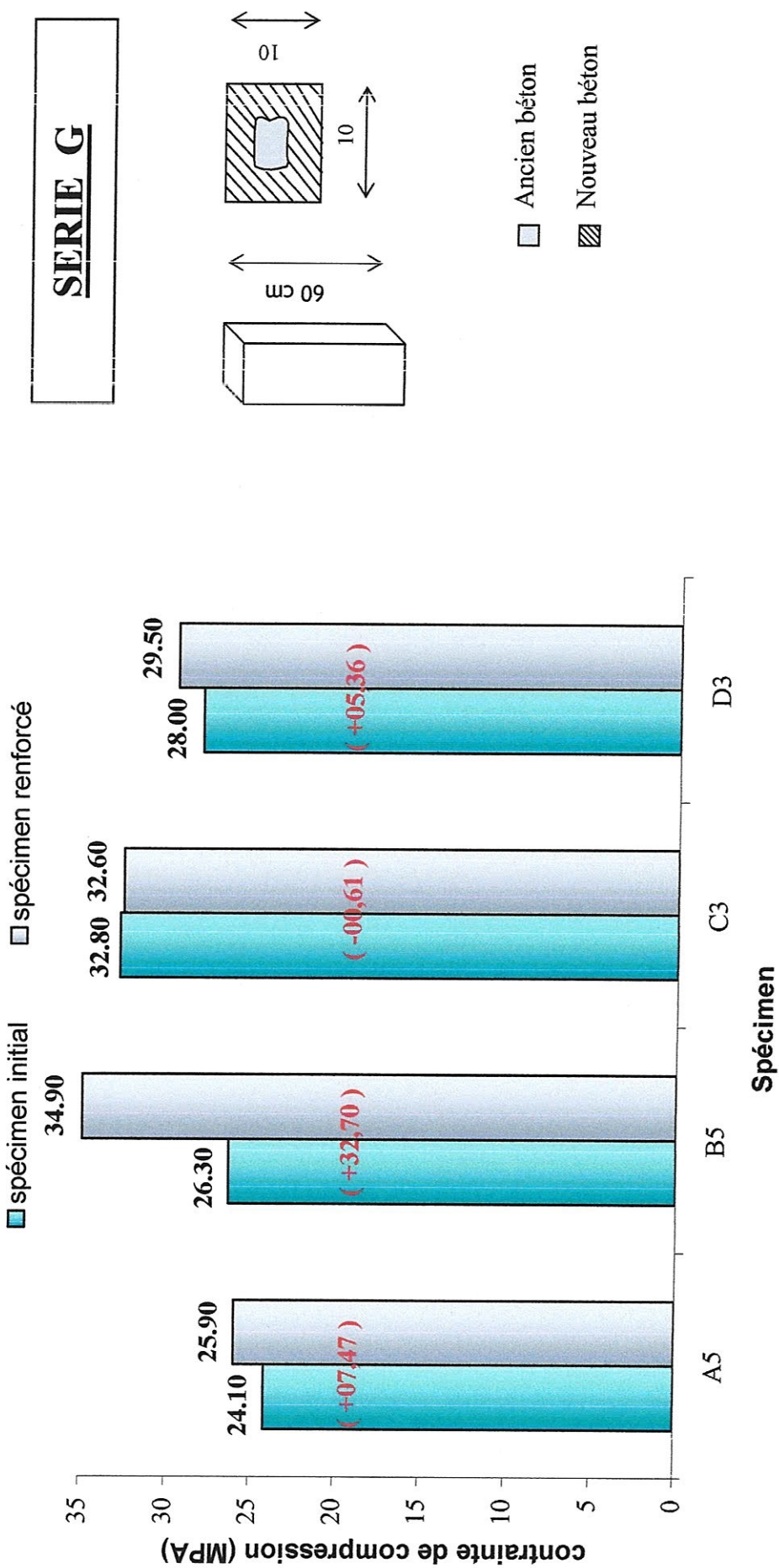


Figure 3.12: Contrainte de compression des spécimens de la **SERIE G**, avant et après renforcement.

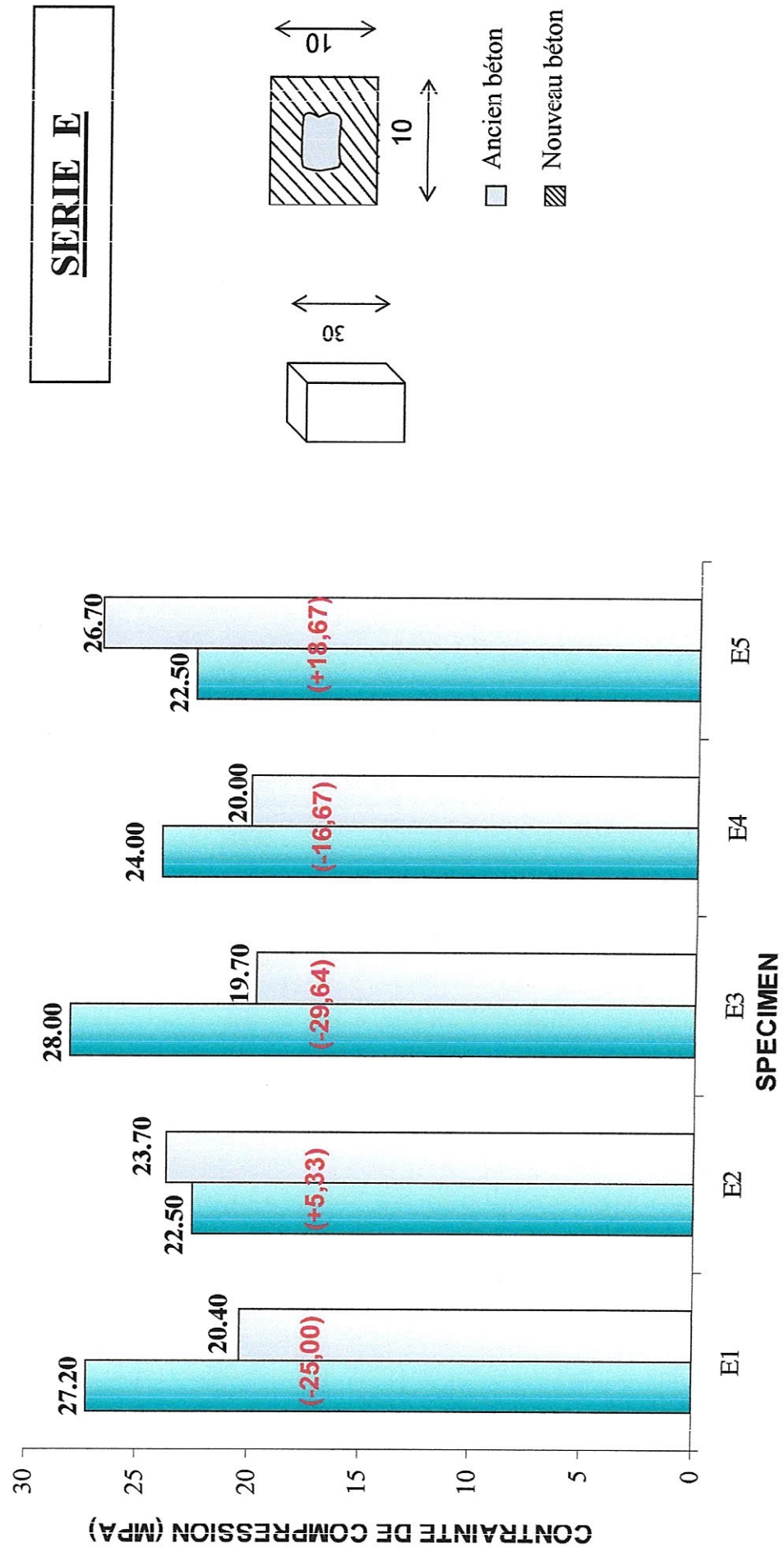


Figure 3.13: Contrainte de compression des spécimens de la **SERIE E**, avant et après renforcement .

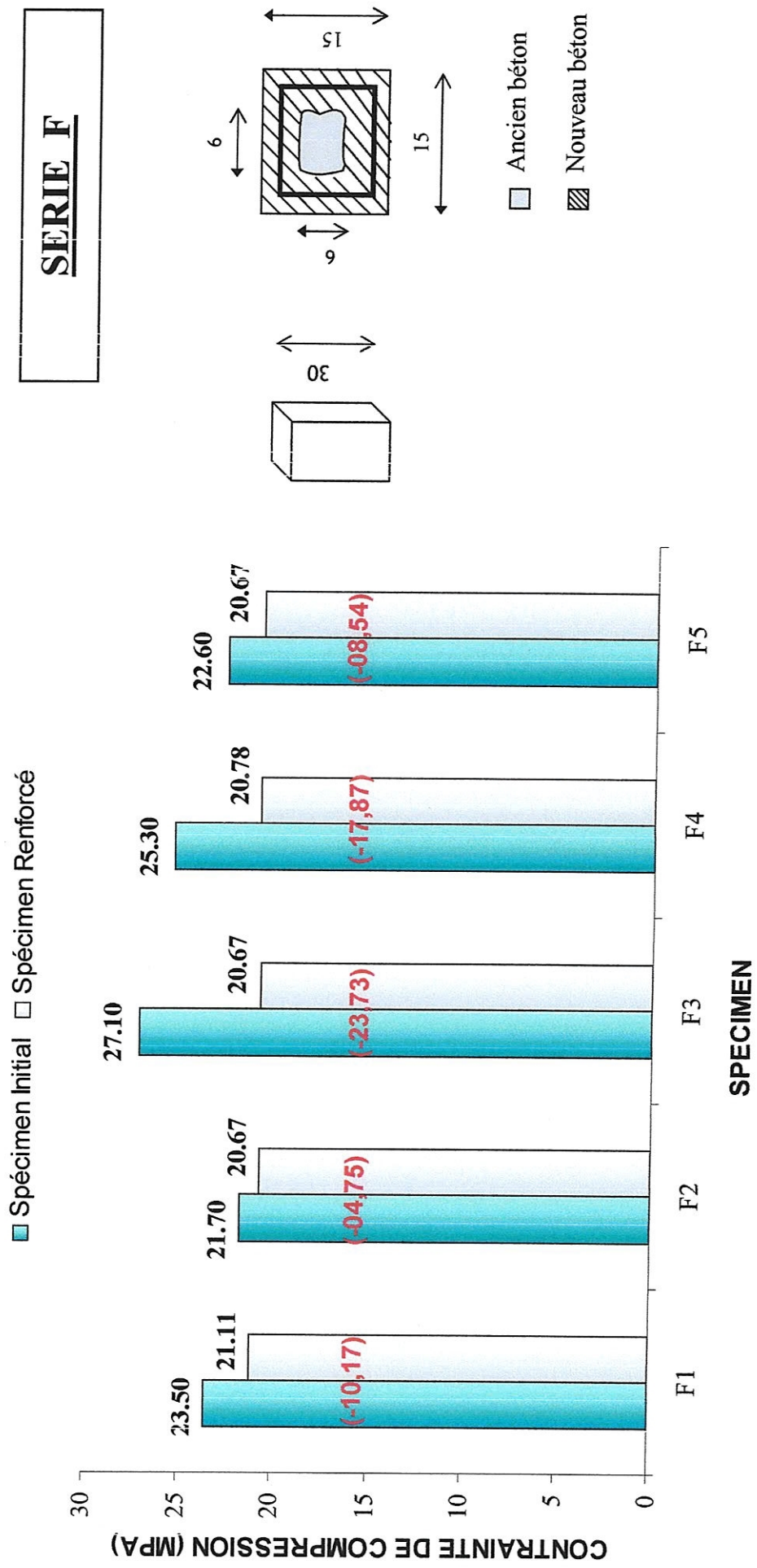
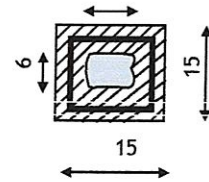


Figure 3.14: Contrainte de compression des spécimens de la SERIE F , avant et après renforcement .

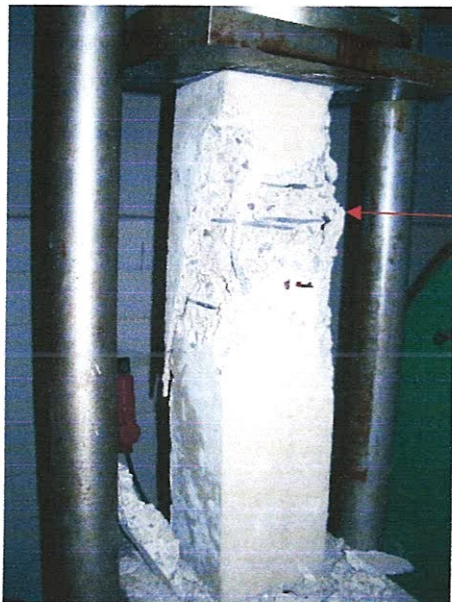
3.2.2 Mécanisme d'endommagement des spécimens

Tous les spécimens d'essai sous charge de compression ont montré les comportements suivants :

- Série A (poteaux 60 cm), renforcés par la technique N° 1



- Destruction totale de la couche d'enrobage avec flambement des armatures longitudinales.

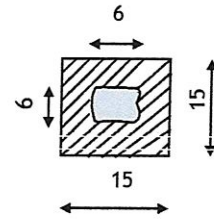


Armatures transversales sans ancrage ont donné un gonflement du béton' (éclatement latéral) sous l'effet des contraintes de compression.



Eclatement du béton et flambement des armatures longitudinales

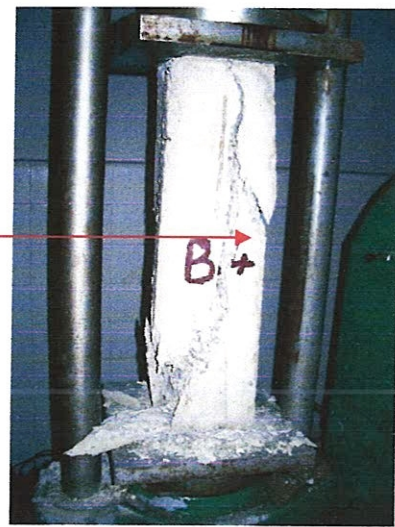
□ Série B (poteaux 60 cm), renforcés par la technique N°2



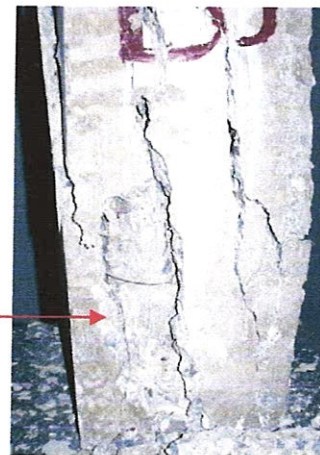
- On a observé des fissures extérieures longitudinale tout le long du spécimens accompagnées par une dislocation total du béton d'enrobage, fissures de perte d'adhérence entre le noyau centrale (le béton armé ancien) et la couche d'enrobage.



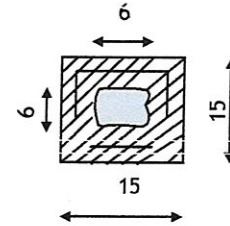
Fissures
longitudinales
étendues
jusqu'à le
noyau du béton
ancien



Fissure par rupture
d'adhérence



□ Série C (poteaux 60 cm), renforcés par la technique N°3



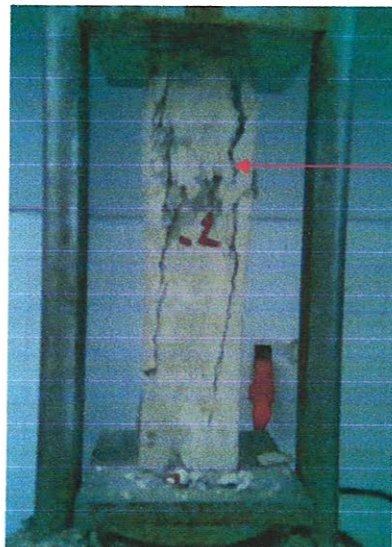
- Une dislocation total du béton d'enrobage, fissures de perte d'adhérence entre le noyau centrale ferrailé et la couche d'enrobage.



Détachement du béton d'enrobage au noyau ferrailé

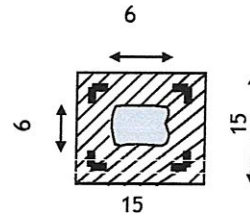


Flambement des armatures longitudinales

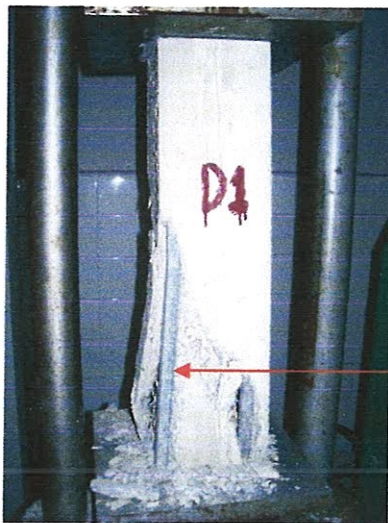


Fissure à même direction que la force appliquée.

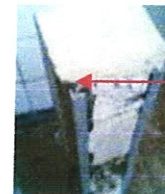
□ Série D, renforcés par la technique N°4



- Éclatement du béton d'enrobage au niveau de la cornière et en même temps le béton d'enrobage est tombé directement sous forme des morceaux relativement grands



Manque d'adhérence entre le béton et la cornière

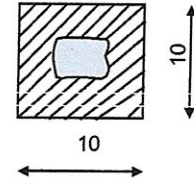


Pas d'adhérence entre le béton et la cornière



Eclatement de la soudure.

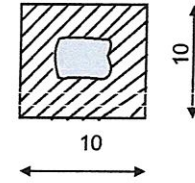
- Série G (poteaux 60 cm), renforcés par la technique N°5



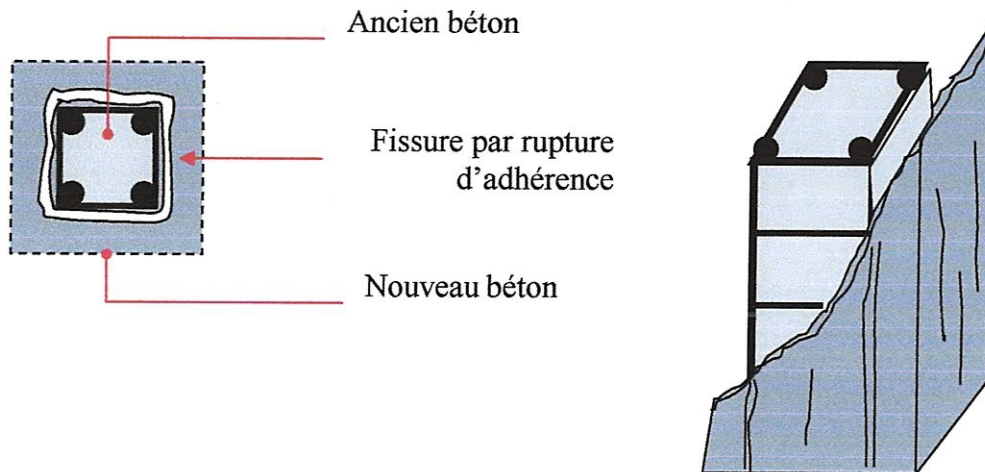
- on a observé des fissures inclinées dans tous les spécimens

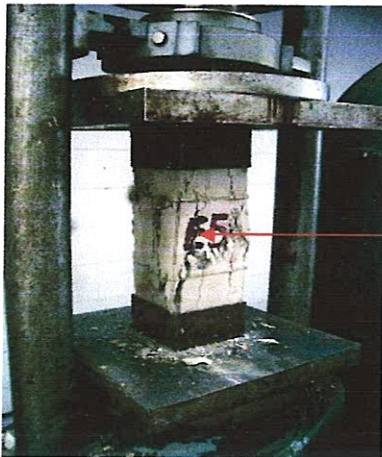


□ Série E (poteaux 30 cm), renforcés par la technique N° 6



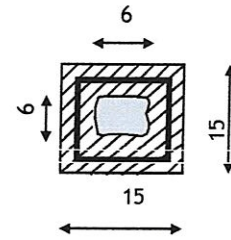
- On a observé des fissures extérieures longitudinale tout le long du spécimens accompagnées par une dislocation total du béton d'enrobage, fissures de perte d'adhérence entre le noyau centrale (le béton armé ancien) et la couche d'enrobage.





Fissures verticales dues aux contraintes de traction dans l'enrobage développées par les armatures et destruction de l'adhérence

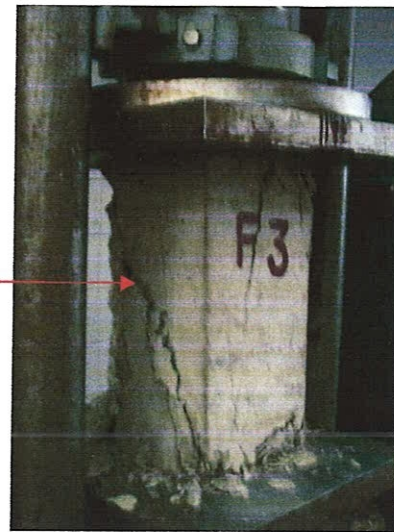
□ Série F (poteaux 30 cm), renforcés par la technique N° 7



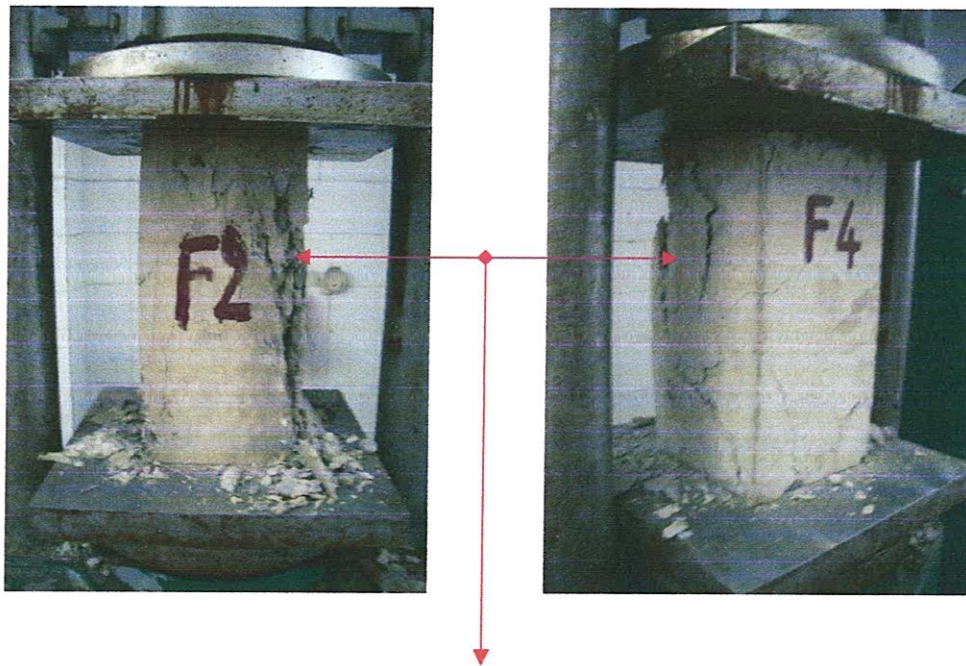
- Les fissures due aux contraintes de traction dans l'enrobage développées par les armatures, destruction de l'adhérence sans la déformation des armatures. on a remarqué qu'il y a une bonne adhérence entre le béton ou la matériau initial et le nouveau béton.



Fissures inclinées



Destruction du
béton d'enrobage



Éclatement du béton d'enrobage au niveau de l'angle

3.3 INTERPRETATION DES RESULTATS

Le but des essais effectués était de comparer les différentes techniques de renforcement des poteaux endommagés présentés dans le Chapitre 2, pour cela deux hauteurs de poteaux ont été choisis 60 cm et 30 cm.

Nous présentons sur les histogrammes des pages suivantes les résultats obtenus en terme de contraintes maximales moyennes pour chaque série d'essais.

3.3.1 Poteaux de hauteur 60 cm (série A, B, C, D et G)

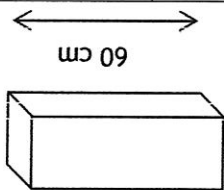
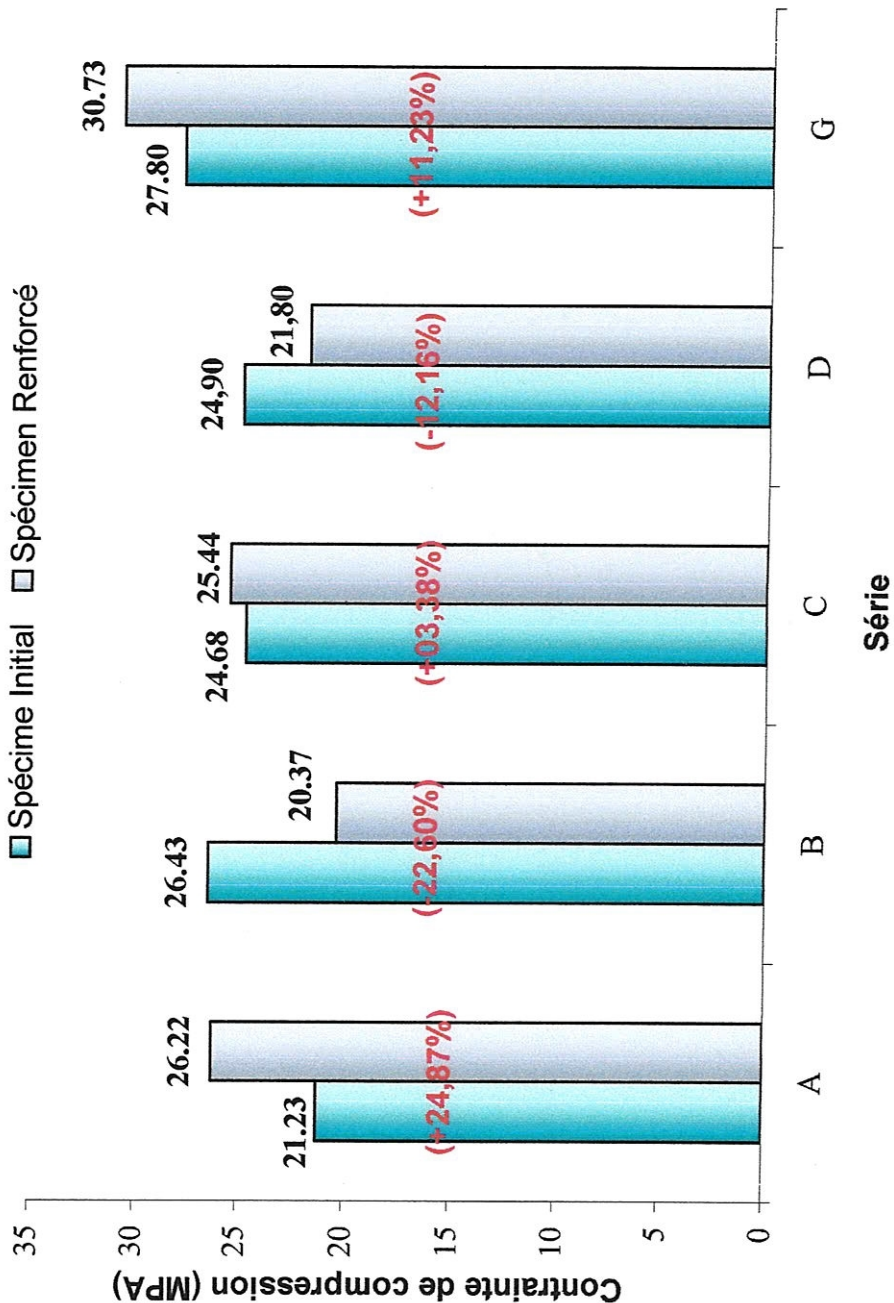
Les contraintes maximales de compression avant et après renforcement pour chaque série d'essais présentent des écarts positifs de 11,23% pour la série G, 24,87 % la série A et 3,38 % pour la série C. Des écarts négatifs de - 12,16% pour la série D et -22,60% pour la série B.

En comparant les techniques similaires utilisés pour le renforcement des séries A (renforcement par des cadres fermés) et C (renforcement par des U), nous notons une augmentation de la résistance moyenne de compression de 24,87% pour la technique de la série A alors que la technique de la série C n'offre que 3,38 % d'augmentation. Ceci s'explique en partie par le fait que l'armature transversale de la série C façonné en forme de deux « U » a tendance à s'écarter (sur les deux faces du spécimen) et amorcent de ce fait l'éclatement latéral du béton. Ce qui n'est pas le cas de la série A où l'armature transversale est façonnée en cadre fermé (écartement du cadre sans ancrage sur une seule face).

La technique utilisée pour la série B présente un écart négatif de la contrainte maximale moyen de -22,60% par rapport à celle obtenu initialement.

La technique utilisée pour renforcer les poteaux de la série D présente un écart négatif de contrainte maximale moyen de -12,16%, ceci est probablement du à une rupture prématurée des attaches horizontales (plats) associée a une mauvaise adhérence cornière/béton conduisant au flambement des cornières .

La technique utilisée pour renforcer les poteaux de la série G, reconstitution de la section initiale par un micro béton non ferrailé, permet d'augmenter la contrainte initiale moyen de compression de 11,23% ,ceci est probablement du à une bonne homogénéité du poteau reconstitué.



SERIE	TECHNIQUE DE RENFORCEMENT
A	
B	
C	
D	
G	

Figure 3.15 : Contrainte de compression maximale moyenne de chaque série.

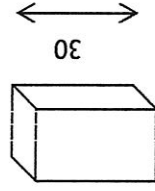
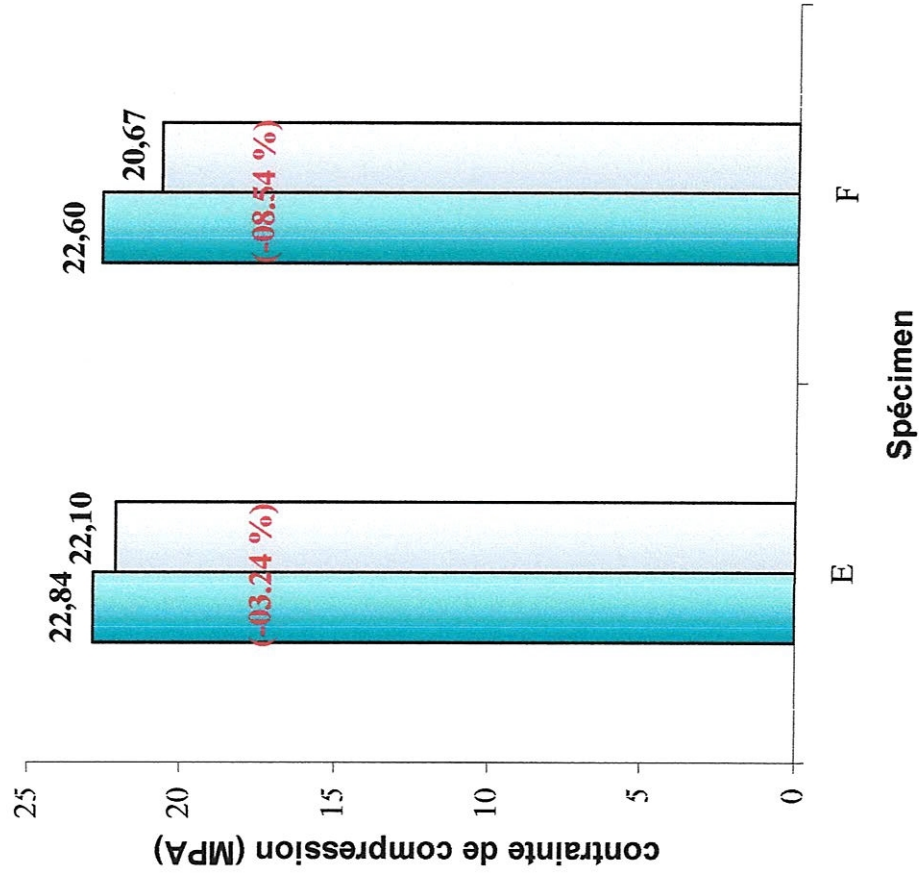
3.3.2 Poteaux de hauteur 30 cm (série E et F)

Deux techniques de renforcement ont été testées sur des poteaux de 30 cm de hauteur, la première (série E) sans armatures avec reconstitution de la section initiale par un micro béton ; la deuxième avec armatures façonnés en cadre et augmentation de la section à 15x15.

Dans les deux cas nous avons relevé une légère diminution de la contrainte maximale moyenne de compression de l'ordre 3,24 à 8,50 % ces écarts restent relativement faibles.

Nous notons que dans le cas de la série E, les modes de ruine avant et après renforcement sont parfaitement similaires.

■ Spécime Initial □ Spécimen Renforcé



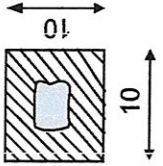
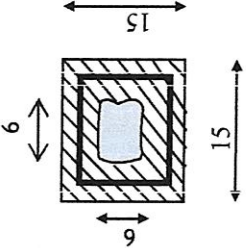
SERIE	TECHNIQUE DE RENFORCEMENT
F	
F	

Figure 3.16 : Contrainte de compression moyenne de chaque série.

CONCLUSION GENERALE

Les dégâts observés sur les bâtiments lors des catastrophes naturels sont très variés. Ils vont de la dégradation superficielle, à la ruine complète du bâtiment.

Dans certains cas les poteaux de ces bâtiments subissent des dommages qui ne justifient pas la démolition du bâtiment (éclatement du béton d'enrobage, léger flambement des armatures etc...). Par conséquent il est nécessaire d'apporter des solutions de confortement et de réparation de ces poteaux.

A travers la bibliographie, de nombreuses techniques ont été mises au point et testées, certaines d'entre elles font appel aux matériaux composites, à la post contrainte, etc...).

Nous avons choisi de tester quelques techniques simples et rapides à mettre en œuvre (micro béton, armature, cornière etc...) fréquemment utilisée en Algérie.

Les tests menés sur deux types de poteaux de hauteur 60 et 30 cm, donnent l'avantage au renforcement par des armatures longitudinales additionnelles et transversales façonnées en cadre fermé, cette méthode offre une augmentation de la résistance à la compression après renforcement. Le renforcement par un micro béton sans armatures a donné également une augmentation de la résistance à la compression.

Le gainage des poteaux par des cornières longitudinales noyées dans le béton et d'après la littérature une méthode avantageuse. Les résultats obtenus dans nos essais sont contradictoires. Ceci serait peut être dû à une mauvaise conception du gainage.

Le présent travail n'est pas une fin en soi mais il aide à la recherche de la méthode de renforcement la plus sûre, la plus facile à mettre en œuvre et la plus économique.

ANNEXE

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Ponts courants en zone sismique guide de conception, édité par LCPC et SETRA, Janvier 2000.
- [2] Elément de génie parasismique et calcul dynamique des structures, Andre Filiatrault, préface de Shell Cherry, 1996.
- [3] Les risques majeurs 2002, [http://www.environnement .goov.fr/dossiers/risques-majeurs/p39.htm](http://www.environnement.goov.fr/dossiers/risques-majeurs/p39.htm).
- [4] Rapport de mission pour séisme du 21 mai 2003 Boumerdes Algerie présenté par VICTOR DAVIDOVICI, 08 Juin 2003.
- [5] Journée d'étude sur le séisme de Beni Chougrane du 18 Aout 1994— W. Mascara, Centre National de Recherche Appliqué en Génie Parasismique « CGS » 1998.
- [6] Formulaire du béton armé tome 2, règles BAEL 91 ; Eurocode 2 ; règles parasismiques 92, VICTOR DAVIDOVICI 1997.
- [7] Article paru dans IAS bulletin technique de la Suisse Romande. N°.01/02.19 Janvier 2000. le séisme de Koeli en Turquie {(Marc Badoux, Prof. Dr. Ing. Dipl. EPFZ, ISS EPF Lausanne), (Ersans Göksu, Ing . Dipl. EPFL , IBK EPF Zurich), (Picrino Lestuzzi, Ing. DIPL. EPFZ, Studer Engineering, Zurich)}.
- [8] Seismic retrofit for reinforced concrete building structures, Jong-Wha Bai, Faculty Advisor Dr. Mary Beth Hueste, Aust 2003.
- [9] Stade of resea arch RCH on seismic retrofit on concrete building structures in the US, Jack Pmoehle, Pacific Earthquake Engineering research center university of California, Bereley, 2003.
- [10] Le séisme du 21 mai 2003 en Algérie , rapport préliminaire de la mission AFPS , organisée avec le concours du ministère de l'écologie et du développement durable (MEDD/DPPR/SDPRM),version du 08 juillet 2003.
- [11] Projet transversal individuel, réhabilitation des bâtiments (réhabilitation des structures et intervention en site occupé), Pauline Guerin, 2000/2001.
- [12] Renforcement parasismique au moyen de matériaux composites, rene suter (Ecole d'Ingénieurs et d'Architectes de Fribourg 2004.
- [13] Aléas sismiques, codes du bâtiment et opinions d'atténuation des risques pour les immeubles canadiens , département de génie civil université d'Ottawa (Ontario) canada, Simon Foo, Nove Naumoski, Murat Saatcioglu , 2001.

- [14] Performance of reinforced concrete building during the august 17, 1999 kocaeli, turkey earthquake, and seismic design and construction practice in turkey. H.Sezen, A.S Whitaker, k . J. Elwood, K. M. Mosalam, 2002.
- [15] Choix et application des produits de réparation et de protection des ouvrages en béton armé , guide technique .édité par LCPC et SETRA. Août 1996.
- [16] Granulats, Sols,Ciments et Béton, Caractérisation des matériaux de Génie Civil par les essais de Laboratoire, R Dupain , R.Lanchon, J.C .Saint Arroman ,1995.
- [17] Les séismes en Méditerranée, Colloque du 04 Octobre 2001.
- [18] Principes de base pour la conception parasismique des bâtiments, , Prof. Dr. Hugo Bachmann et Eidgenössische Technische Hochschule (ETH) Zurich, Schweiz, 2000.
- [19] Rapport sur les techniques de prévision des risques naturels séisme : Séisme et mouvement de terrain par M.Christian Ker, 2004.
- [20] La prise en compte du risque sismique dans les constructions, Juin 2002.
- [21] Cours de béton armé BAEL 91 (calcul des éléments simples et des structures de bâtiments) , Jean Pierre Mougin, 1997.
- [22] Le béton armé après fissuration, état de service état limite ultime, ductilité mécanisme de rupture des structures hyperstatiques, Albert Fuentes (Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées), 1980.
- [23] Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003, document technique réglementaire d.t.r-b.c.2.48, 2004.

UNIVERSITE 08 MAI 1945 DE GUELMA

NOM : HANDEL

DATE DE SOUTENANCE

PRENOM : NAWEL

Le

TITRE :

***CONTRIBUTION A LA REPARATION ET RENFORCEMENT
DES POTEaux EN ZONES SISMiques***

Mémoire Magister (Génie Civil)

Option : Mécanique des Soils, Structures et Matériaux.

RESUME :

Parmi les catastrophes naturelles, les secousses sismiques ont les effets les plus destructeurs dans les zones aménagées et urbanisées. L'Algérie étant concernée par un tel risque, doit imposer dans les zones sensibles, la construction parasismique, c'est-à-dire celle qui même endommagée ne s'effondre pas.

L'accélération verticale observée lors des tremblements de terre, a amené les spécialistes du bâtiment à repenser les manières de construire et de réhabiliter les éléments comprimés des structures. En effet, cette accélération se traduit lors d'un séisme par de fortes sollicitations en compression des poteaux, qui se trouvent endommagés, fragilisant ainsi la structure.

Dans le but de quantifier les réserves de capacité portante après renforcement, de poteaux en béton armé, endommagés sous compression axiale, une étude expérimentale a été menée sur trente poteaux, de dimensions réduites. Les spécimens sont comprimés axialement jusqu'à endommagement partiel, renforcés par différentes méthodes, puis testés à nouveau jusqu'à la charge ultime de l'élément.

Les différents résultats obtenus ont permis de constater pour certaines méthodes de renforcement un gain non négligeable de capacité portante, et des solutions pratiques de mise en œuvre sont proposées.

MOTS CLES : Séisme, renforcement, poteau, capacité portante, béton, fissuration, endommagement.

RAPPORTEUR : DJOUINI CHAWKI

PRÉSIDENT DE JURY : M.C. BENMALEK MOHAMED

COMPOSITION DU JURY : PROF. HABITA MAHAMED ; DR. BENNOUIS ABD EL HALIM ;
MACC.KEBAILI BACHIR.