ICOMOS-FRANCE

La consolidation des mortiers dans les maçonneries anciennes : **les coulis d'injection**

dossier technique

n° 5 - 1999

5 13776

Section française de l'ICOMOS (Conseil international des monuments et des sites)

La consolidation des mortiers dans les maçonneries anciennes : **les coulis d'injection**

journée technique internationale

Paris - 14 décembre 1999

Musée des arts et traditions populaires

Ministère de la Culture - Direction de l'architecture et du patrimoine

dossier technique n° 5
décembre 1999

Laboratoire de recherche des monuments historiques
29 rue de Paris
77420 Champs-sur-Marne
01 60 37 77 80

Section française de l'icomos
62 rue Saint Antoine
75186 Paris cedex 4
01 42 78 56 42

La consolidation des mortiers dans les maçonneries anciennes : **les coulis d'injection**

journée technique internationale
Paris - 14 décembre 1999
Musée des arts et traditions populaires

Programme dernière minute

9h **Accueil**
Etienne PONCELET, architecte en chef et inspecteur général des monuments historiques, président de la section française de l'ICOMOS

9h15 **Ouverture**
François BARRÉ, directeur de l'architecture et du patrimoine

I. Historique

président : Isabelle PALLOT-FROSSARD, directeur du laboratoire de recherche des monuments historiques

9h30 **Petite histoire des mortiers, d'Imhotep à Louis Vicat. Approche historique et technique**
Jean-Pierre ADAM, CNRS

10h **Démonter ou consolider ? L'émergence de la notion de conservation en place des maçonneries dégradées dans l'histoire des monuments historiques**
Jannie MAYER, centre de recherche sur les monuments historiques

II. Diagnostic et contrôle

10h20 **Pourquoi des coulis ? Le champ d'application des injections, avantages et limites de la méthode**
Benjamin MOUTON, architecte en chef et inspecteur général des monuments historiques

10h40 **Historique et réglementation**
Alain BOUINEAU, laboratoire environnement matériaux (LEM)

10h50 *pause*

11h **Les méthodes de diagnostic et de contrôle de l'état des maçonneries anciennes caractérisation des mortiers, définition des coulis, validation du traitement**
Gilles MARTINET, Jean-Luc GARCIAZ, laboratoire d'études et de recherches sur les matériaux (LERM)

11h30 **Recherches et expériences récentes en Italie**
Luigia BINDA, politecnico de Milan, Italie

11h50 **Contrôle des injections par tomographie sismique : l'exemple du campanile de Chioggia**
Philippe CÔTE, laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC)

12h10 **Recherches récentes sur la compatibilité des coulis avec les maçonneries anciennes**
Eleni-Eva TOUMBAKARI, université technique nationale d'Athènes, Grèce

12h30 ***discussion***

12h45 *déjeuner*

section française de l'icomos 62 rue Saint Antoine 75186 Paris cedex 04 - tél. : 01 42 78 56 42 - fax : 01 44 61 21 81

La consolidation des mortiers dans les maçonneries anciennes : **les coulis d'injection**

journée technique internationale
Paris - 14 décembre 1999
Musée des arts et traditions populaires

III. Études de cas

président : Daniel LEFEVRE, architecte en chef des monuments historiques

14h **Des injections sous pression de maçonneries dans une petite église du Var, Saint Nicolas de Bargème**
Geneviève KOCH-PAQUIER, ingénieur des services culturels et du patrimoine, DRAC PACA

14h20 **Expériences récentes au Mont Saint-Michel, diagnostic, mise au point de coulis et contrôles**
Thierry GARRET, architecte
Bernard QUÉNÉE, laboratoire d'études et de recherches sur les matériaux (LERM)

14h50 **Confortation des piles de la nef de la Madeleine de Béziers**
Dominique LARPIN, architecte en chef des monuments historiques
Gilles FAUCK, CMP

15h10 **Le mariage impossible des maçonneries montées au plâtre et des coulis au ciment**
Pierre-Yves CAILLAULT, architecte en chef des monuments historiques
Henri de LÉPINAY, bureau Michel Bancon

15h30 **La mise au point de coulis d'injection dans les maçonneries, formulations et règles de mise en œuvre**
Bernard CHAGNEAUD, Daniel GARNIER, centre expérimental du bâtiment et des travaux publics (CEBTP)

15h50 *pause*

16h **Restauration du "pont de Point" (Maine-et-Loire)**
André COTTENCEAU, président de la commission patrimoine de la CAPEB

16h20 **La consolidation de la tour de la Basilique Sainte Marie à Tongres**
Dyonis VAN GEMERT, université de Louvain, Belgique

16h40 **Comment remplir des vides importants dans les maçonneries d'une forteresse : l'exemple de la forteresse de Montbéliard**
Jean-Didier MERTZ, laboratoire de recherche des monuments historiques (LRMH)

16h55 **Injection dans de fines fissures d'une pierre d'appareil altérée : l'église de la Madeleine à Besançon**
Pascal PRUNET, architecte en chef des monuments historiques
Jean-Didier MERTZ, laboratoire de recherche des monuments historiques

17h15 **Expériences de terrain**
Philippe LOUTREL, Lefèvre SA, groupement national des entreprises de restauration de monuments historiques

17h30 **Synthèse et débats**
animés par Marie MINIER, architecte des bâtiments de France

18h **Clôture**
par le directeur de l'architecture et du patrimoine

section française de l'icomos 62 rue Saint Antoine 75186 Paris cedex 04 - tél. : 01 42 78 56 42 - fax : 01 44 61 21 81

Petite histoire des mortiers, d'Imhotep à Louis Vicat

Le gigantisme de l'art monumental des Romains, tant en raison des innombrables témoins qu'ils ont laissé que de l'immensité de l'Empire dans lequel ces témoins subsistent, a fait naître l'image inexacte mais compréhensible, d'un peuple inventeur des techniques les plus élaborées de l'architecture, techniques parmi lesquelles la chaux et ses corollaires le mortier et le béton apparaissent comme leur découverte majeure.

S'il est vrai que les bâtisseurs de Rome ont su faire un usage déterminant de la maçonnerie, comme en témoigne la gigantesque coupole du Panthéon, ils n'en sont pas moins les héritiers d'un art de bâtir élaboré depuis des siècles par les peuples dont ils avaient conquis le territoire et auprès desquels ils ont acquis l'essentiel de leurs connaissances.

Il n'est pas déplacé de retracer ici les étapes principales de ces conquêtes qui vont conduire à la gloire de Rome et, à partir de cette époque privilégiée, jusqu'à l'invention qui va enfin permettre d'aller plus loin que Rome : celle du ciment.

Il est assuré que le premier des liants utilisé comme colle dans la liaison des matériaux est l'argile ; toutefois, ce liant naturel, quoique subissant des transformations préparatoire de purification et d'adjonction de dégraissant, n'appartient pas à la famille des liants artificiels dont la robustesse et la longévité ont fait progresser très sensiblement l'art de bâtir et la décoration. Le premier de ces matériaux est, on s'en doute, le plâtre, résultant de la calcination du gypse. Il est aisé de comprendre que la faible température - inférieure à 300° - exigée par cette roche pour fournir une poudre qui, combinée à l'eau, va prendre une apparence plastique puis durcir en un temps très bref, en ont fait la première source de fabrication d'un liant artificiel. Il a suffit, en effet, d'un foyer allumé sur un sol de gypse pour assurer la calcination de la roche, puis de l'arrosage accidentel de ce sol pour que soit mise en évidence la plasticité momentanée du matériau. Il n'est donc pas étonnant, bien que le fait soit généralement peu connu, que l'on trouve les plus anciennes applications du plâtre dès la fin du VIIe millénaire. Deux sites sont particulièrement représentatif de cet usage : Jéricho en Palestine et Catal Höyük en Asie Mineure. Dans

les maisons du premier site furent trouvés des sols de plâtre colorés en jaune et en rouge ; dans le second site, le sol mais aussi les parois avaient reçu un enduit au plâtre avec, de surcroit, parfois un décor en relief comme dans le "sanctuaire aux léopards".
Si le plâtre va demeurer en usage comme enduit jusqu'à l'époque contemporaine, il semble que ce soient les Egyptiens qui, tout en maintenant cette fonction, aient les premiers fait un usage de ce liant comme colle dans les structures. Les gisements de gypse de la vallée du Nil sont localisés dans la moitié nord du pays, les principaux étant dans la région alexandrine, près de Port Saïd, dans le Fayoum et sur la côte de la mer Rouge entre Quoseir et Hurghada. Quant à la chaux, dont la température de calcination est voisine de 1000°, elle ne fait son apparition en Egypte que timidement durant le VIe s. av. J.-C., pour ne se répandre réellement que durant l'époque ptolémaïque et romaine.
Le visiteur des grandes nécropoles memphites, Giza ou Saqqara, peut, avec quelque attention, constater la générosité avec laquelle des mortiers au plâtre sont utilisés dans l'architecture funéraire ; de nombreuses reprises et jointoiements, visibles en parement, apparaissent sur tous les monuments dès l'Ancien Empire. Mais il est plus convaincant encore de constater le large usage qui est fait de ce mortier dans le coeur des grands édifices comme les pyramides. Sur le site d'Abu Roach, où Didoufri, fils de Khéops, fit élever son tombeau, la destruction de cette pyramide permet d'examiner le coeur même de la structure, et l'on peut y observer de nombreuses coulées de mortier effectuées durant la construction, pour combler les vides séparant les pierres et assurer leur stabilité. Cet usage, loin de disparaître, se poursuivra durant toute l'histoire pharaonique, et les grands temples du Nouvel Empire abondent en exemples de coulis au mortier de plâtre réalisés au moment de la pose des pierres ou après leur mise en place. Afin d'assurer une bonne pénétration de ces coulis entre les pierres, souvent, des canaux étaient préparés dans les faces de joint, permettant d'y verser le mortier avec l'assurance d'une totale liaison verticale.
Si l'époque grecque se remarque pour son perfectionisme stéréotomique et la subtilité savante de ses aménagements optiques, elle ne se signale pas par l'usage intense du mortier. La raison en tient à l'abondance, dans le monde grec, d'un matériau particulièrement noble et robuste qui est le marbre. C'est cette roche qui va engendrer une architecture de pierre où le savoir-faire du tailleur de pierre et du sculpteur vont assurer la qualité du bâti. Cet art monumental né du marbre, va engendrer tous les monuments publics, sacrés ou profanes, mais, en deçà de ces programmes communautaires, les villes ne connaîtront, la plupart du temps qu'une architecture domestique d'argile. Le mortier de chaux, lorsqu'il est employé, sert surtout aux revêtements étanches des bassins et citernes, puis, avec l'époque héllenistique, à la réalisation des enduits décorés des parois.
C'est, on ne saurait épargner cette répétition, avec Rome, que le mortier de chaux va connaître son usage le plus intensif et le plus systématique. Vitruve, l'incontournable architecte contemporain de César puis d'Auguste, ne pouvait manquer dans ses *Dix livres*, de consacrer plusieurs passages à la chaux et aux mortiers ; mais c'est essentiellement dans son Livre II, 4, 5 et 6, qu'il est le plus disert sur le sujet et nous donne les trois recettes de mortier les plus usuelles, recettes qui vont se transmettre jusqu'à l'époque moderne.
C'est surtout dans leur faculté de couvrir l'espace par des maçonneries que les Romains vont rompre avec les époques antérieures. Pourtant, malgré une parfaite maîtrise de la construction des arcs et voûtes à poussées, ce n'est que discrètement, et surtout dans les arcs de tête, donc en parement, qu'ils les réaliseront en pierre de taille. Pour l'essentiel, les voûtes romaines seront bâties en maçonnerie, souvent sans aucun souci de clavage des éléments, moellons ou briques, comme on peut le vérifier à la belle voûte d'arêtes des "Thermes de Cluny". Souvent, même, le matériau est jeté en vrac directement sur l'extrados du cintre. C'est donc exclusivement sur la cohésion du mortier que repose la solidité des couvrements et non plus sur la rigueur du clavage ; on comprend, dès lors, qu'une bonne partie des poussées exercées par les voûtes soit absorbée par un matériau homogène, ce qui encourageait les architectes à beaucoup plus de hardiesse dans leur saisie de l'espace. La mesure de l'efficacité relative des voûtes de pierre et de celles élevées en maçonnerie apparaît dans la comparaison que l'on peut établir entre la voûte en pierre de taille du "Temple de Diane" à Nîmes, qui a une portée de 10 m, et les 43,30 m que franchit la coupole de béton du Panthéon.

Si le Moyen-Age gothique, a pu réaliser des exploits architecturaux dignes de ceux de Rome, c'est, de la même manière, en faisant un large appel au mortier de chaux, que les cathédrales doivent leur prodigieux élan ascendant et les forteresses la hardiesse et la robustesse de leurs murailles.

Il faut pourtant noter, que le mortier en usage durant le Moyen-Age, est celui hérité des Romains : il est préparé à partir de chaux grasse aérienne, le chaux hydrauliques étant généralement accidentelles. Mais, connaissant, par la préservation et la diffusion du manuscrit de Vitruve, les recettes romaines, la maçons médiévaux savaient donner à leurs mortiers les qualités spécifiques nécessaires d'étanchéité et de dureté, en y ajoutant, par exemple, de la céramique pilée.

Si étonnant que celà paraisse, aucun perfectionnement n'est constaté, ni par l'analyse, ni à travers les écrits, dans la préparation des mortiers de chaux jusqu'au XIXe s. Pourtant les théoriciens et praticiens de l'architecture donnent tous de conseils sur ce matériau et sur les manières de l'apprêter : Alberti, Philibert Delorme, Scamozzi, Palladio, Perrault, Bélidor et Buffon, font part de leurs observations et rappellent les recommandations usuelles en attirant parfois l'attention sur telle qualité de mortier particulier. Ainsi, tous, ou à peu près, notent que si l'on mêle du sable de Pouzzole ou de toute autre région volcanique au mortier, on obtient un matériau *très solide et impénétrable à l'eau*. De même, Philibert Delorme recommande la "chaux de Metz", résultant de la calcination d'une pierre locale, *qui donne un mortier mêlé à du simple gravillon qui est tellement dur qu'une fois qu'il a pris il résiste même aux clous les plus acérés*. C'est de cette manière accidentelle que les constructeurs prenaient conscience de l'existence de la chaux hydraulique, mais sans en connaître les causes.

En fait, il faut attendre la fin du XVIIIe s. et la naissance de la chimie scientifique avec Lavoisier, pour que les ingénieurs s'interessent aux analyses des pierres à chaux et des agrégas.

Ce sont, certainement, les travaux de l'architecte Rondelet et de l'ingénieur Vicat qui déterminèrent le passage à l'ère moderne. Le premier, en bon élève de Soufflot, doit sa célébrité à la construction de la coupole du Panthéon de Paris, mais il fut aussi l'auteur d'un *Traité théorique et pratique de l'art de bâtir*, dont les six volumes, publiés entre 1802 et 1817, furent la Bible des architectes pratiquement jusqu'à la fin du XIXe s. C'est dans le premier volume que Rondelet traite des chaux et mortiers et consacre un chapitre au "ciment" ; mais le ciment que mentionne cet auteur, n'est autre qu'un agrégat déjà utilisé couramment par les Romains, ce qu'il exprime clairement par : *on désigne sous le nom de ciment une poudre faite avec des tuileaux pilés. Cette matière a aussi la propriété de former, avec la chaux, un mortier qui résiste à l'eau et à l'humidité, comme celui fait avec la pouzzolane.* Outre cette ambiguïté de vocable, ambiguïté seulement pour notre époque, Rondelet se livre à une analyse très développée des différents mortiers, en faisant appel aux documents traitant du sujet depuis Vitruve et en y ajoutant des expériences contemporaines.

C'est avec le second, l'ingénieur Louis Vicat, que les analyses, bénéficient réellement des progrès de la chimie et qu'apparait, enfin, la différence entre chaux aérienne et chaux hydraulique et, surtout que voit le jour le premier ciment artificiel, avec la signification que nous donnons aujourd'hui à ces mot. Les deux publications fondamentales de Vicat, relatant ses observations et analyses, parurent, en fait, peu de temps après *l'Art de bâtir* de Rondelet : en 1818 sortent les *Recherches expérimentales* et en 1828 son *Résumé des connaissances sur les mortiers et ciments calcaires*.

Pourtant, les découvertes véritablement révolutionnaires de Vicat ne connurent pas aussitôt l'application que l'on eut pu attendre d'un tel progrès. Ainsi, en 1836, dans la collection des *Manuels Roret*, l'ouvrage de Valentin Biston consacré aux chaux et mortiers parle encore des *cimens* ou *ciments* comme succédané de la pouzzolane : *La poudre de ciment* - dit-il - *se fait avec des briques ou des tuiles cuites au degré convenable* ... Et pourtant, riche des expériences de Vicat, en 1824, le Britannique John Aspdin, dépose le brevet de fabrication d'un ciment artificiel, connu et utilisé depuis lors sous le nom de C.P.A. : Ciment de Portland Artificiel. Ce ciment artificiel gagne lentement les mentalités et en 1855, Lambot réalise en "ciment armé" des structures pour l'Exposition Universelle. L'idée était née, mais c'est un autre, François Coignet qui définit la technique du béton armé dans une étude de 1861, et

ce n'est qu'en 1892 que François Hennebique prend des brevets pour entériner le procédé et fonde la revue *Le béton armé*.

Jean-Pierre Adam, CNRS

Bibliographie d'approche

ADAM Jean-Pierre, *La construction romaine*, Picard, Paris 1995, plus part. chap. 2

BELIDOR (Bernard FOREST de BELIDOR), *La science des ingénieurs*, Paris 1739

BISTON Valentin, *Manuel pratique du chaufournier*, collection des *manuels Roret*, Paris 1836

DELHUMEAU Gwenaël, *L'invention du béton armé : Hennebique 1890-1914*, IFA, Norma, Paris 1999

DIDEROT et d'ALEMBERT, *L'Encyclopédie*, voir : "Architecture et parties qui en dépendent, Maçonnerie et parties relatives"

MARTINET Gilles, *Grès et mortiers du temple d'Amon à Karnak*, LCPC, Paris 1992

RONDELET J., *Traité théorique et pratique de l'art de bâtir*, Paris 1802-1817

VITRUVE, *Les dix livres d'architecture*, Livre II

Ouvrages collectifs :
Encyclopédie pratique de la construction et du bâtiment, sous la direction de B. Dubuisson, Aristide Quillet, Paris 1959

Enduits et mortiers. Archéologie médiévale et moderne, sous la direction de Christian Sapin, Dossier de documentation archéologique n° 15, CNRS, Paris 1991

Techniques et pratique de la chaux Ecole d'Avignon, Eyrolles, Paris 1995

Démonter ou consolider?
L'émergence de la notion de conservation en place des maçonneries dégradées dans l'histoire des monuments historiques

C'est dans les années 1840, alors que se met en place un corps d'architectes spécialisés, que débutent les grands chantiers de restauration sous le contrôle du service des Monuments historiques.
De 1840 aux années 1880 le service restaure et complète avec d'importants moyens financiers les grands monuments types de l'architecture française : Citée de Carcassonne, cathédrales de Paris, de Reims ou de Clermont-Ferrand, églises de Vézelay ou de Saint-Sernin de Toulouse par exemple. La doctrine de restauration est alors basée sur la dépose des maçonneries et leur reconstruction. C'est, entre autre, l'exemple de la restauration du déambulatoire de la cathédrale de Sées dans les années 1850 par Victor Ruprich-Robert. Au cours de ces travaux les architectes n'hésitent pas, au nom de l'unité de style chère à Viollet le Duc, à modifier les dispositions d'origines ou à supprimer les parties d'un monument qui ne sont pas en harmonie avec leur style originel ou des parties qui leur semblaient de construction vicieuse.

A partir des années 1880 trois facteurs principaux : administratif, archéologique **et** technique font évoluer les principes de la restauration.

-1) Les grands édifices sont restaurés, le nombre des édifices protégés a augmenté et les crédits ne peuvent plus être concentrés sur quelques grands bâtiments mais doivent être répartis sur un plus grand nombre.

-2) Le développement de l'enseignement de l'archéologie, la création d'une chaire d'archéologie à l'Ecole des Chartres dont les premiers titulaires sont Lasterye et Lefevre-Pontalis, les travaux de Brutails font évoluer la connaissance des monuments et sensibilisent les architectes et le public à l'authenticité d'un édifice. Cette idée d'authenticité est défendue par Ruskin qui considère que : "*la*

restauration signifie la destruction la plus complète que puisse souffrir un édifice". Les travaux de restauration doivent donc assurer simplement la conservation des édifices tel que le temps nous les a transmis, sans transformation ni reconstitution hypothétique. Ruskin, dans "*Les sept lampes de l'architecture"* exprime bien cette idée : "*mettez-y des gardes* [au monument]*, liez le par le fer quand il se désagrège, soutenez le à l'aide de poutres quand il s'affaisse, ne vous préoccupait pas de la laideur du secours que vous lui apportez, mieux vaut une béquille que la perte d'un membre*.

3) Enfin l'adoption progressive du ciment armé à la fin du XIXe siècle, puis des injections de ciment liquide au début du XXe siècle vont permettre de consolider directement les édifices sans avoir recours à la dépose des matériaux et en conservant l'aspect originel de leurs structures. A. de Baudot, l'un des premiers architecte des Monuments historiques à employer le ciment armé dans une restauration, parle de cette nouvelle technique en ces termes : " *Cet admirable procédé contribuera à la conservation de nos édifices du moyen âge sans en troubler l'esprit à la condition de l'utiliser avec intelligence et dans les limites inspirées par le respect des formes".* Cependant, il s'interroge sur l'introduction d'éléments rigides dans une structure élastique et le risque de désorganisation des maçonneries et sur l'aspect grisâtre du ciment qui contraste fortement avec les matériaux traditionnels comme la pierre. C'est ainsi qu'après une expérience malheureuse à la cathédrale de Nantes où l'on utilisa le ciment armé pour la restauration d'arc-boutants, on limite son utilisation aux travaux internes : ossature, charpentes, fondations.

Dès le milieu du XIXe siècle le procédé "*démolition-reconstruction*" , cause de reconstructions parfois arbitraires, est mis en cause. C'est l'affaire de la cathédrale de Bayeux. Il s'agissait de reprendre en sous-œuvre les piles écrasées de la tour lanterne de la cathédrale couronnée par un dôme du XVIIe siècle. L'architecte Victor Ruprich-Robert projette la dépose de dôme classique afin d'alléger les piles avant leur reprise sous-œuvre. La population alertée craint, qu'une fois déposé au nom de l'unité de style, le dôme ne soit jamais remonté et que la tour soit couronnée par une flèche gothique. Devant l'hostilité de la population face au projet de Ruprich-Robert et malgré le soutien de Viollet le Duc, le service fait appel à l'ingénieur Flachat qui propose une consolidation des piles sans toucher aux superstructures et ce, grâce à un système de chevalets soutenant la tour et libérant les piliers de toutes charges.
Mais il faut attendre la fin du siècle pour que l'on utilise d'une manière plus courante les procédés évitant le démontage des maçonneries.

En 1889 lorsque A. de Baudot doit reprendre en sous-œuvre et consolider une colonne du choeur de l 'église Saint-Nicolas-Saint-Lomer de Blois il s'adresse à l'entreprise de travaux en ciment armé Contancin pour équiper le puits de fondation de la colonne de patins en ciment armés d'une ossature métallique de 0,15 cm d'épaisseur servant de libage à la maçonnerie. En 1895 la façade de l'église Saint-Wulfran d' Abbeville est en très mauvais état. Les fondations peu stables ont entraîné un dévers de la façade et d'importantes lézardes. L'architecte Danjoy l'étrésillonne en construisant un arc triomphal en ciment reliant les deux tours et le masque derrière une tribune des orgues de style flamboyant dont la sculpture est l'oeuvre du scultpteur Chapot.
Si en 1897 on dépose les voussures éclatées du porche nord de la cathédrale de Chartres, quelques années plus tard Selmersheim évite la dépose de celles du porche sud en les consolidant par un linteau en ciment armé. A Reims, en 1906, l'architecte soulage la rose ouest écrasée par le pignon et rend les tours solidaires en passant dans la maçonnerie une épine en ciment armé invisible.

Au début du XXe siècle on allie le ciment armé et des injections de ciment liquide sous pression. Lun des premier exemple de cette technique est la reprise en sous-œuvre d'un pilier du transept de la cathédrale de Strasbourg au tout début du XXe siècle. Les fondations sont consolidées au moyen d'injection de ciment liquide sous pression avant la constrution d'un corset en en ciment armé venant enserrer la pile.
Mais, ce sont les restaurations de la premières guerre mondiales qui vont développer ces nouvelles techniques, qui employées seules ou conjointement restituent leur résistance aux maçonneries disloquées sans qu'il soit besoin de les démonter ce quelles ne supporteraient d'ailleurs pas toujours.

L' un des exemple le plus célèbre est celui de la reprise de la pile du transept sud de la cathédrale de Reims. Ses assises non pulvérisées avaient été chassées à l'intérieur de 10 à 20 cm et étaient maintenues dans un équilibre précaire par des agrafes. Cet équilibre devait être maintenu sous peine d'effondrement de la pile. Le parti choisi fut d'injecter au niveau de chaque assise du ciment de Portland liquide sous pression de 2 kl. 19 tonnes furent nécessaire pour combler les vides, soit un tiers de la masse de la pile. Après injection, les assises brisées furent remplacées assise par assise. Celles qui étaient trop saillantes, chassées par le ciment, ont étaient retaillées à leur ancien aplomb. La pile était consolidé et sa forme primitive restituée.
A la cathédrale d'Arras, ce sont des poteaux en ciment armé qui ont été coulés dans l'épaisseur des maçonneries pour que les charges des parties hautes de l'édifice soient reportée sur ces colonnes et non sur les murs fragilisés.

Dans la majorité des cas, les deux techniques, chaînage en ciment armé et injections de ciment liquide sous pression, sont employées conjointement. Ainsi à Noyon et à Soissons A. Collin réalise un chaînage en béton armé sur l'ensemble de la partie haute des murs puis injecte du ciment liquide sous pression dans leurs maçonneries désagrégées. Brunet utilise le même procédé pour consolider le clocher de la collégiale de Saint-Quentin et Poutaraud l'ossature de Saint-Wulfran d'Abbeville. La porte de l'Officialité de Verdun, rare témoin de l'architecture du XIe siècle, est consolidé par de puissantes injections de ciment et déchargée de tout poids par une poutre qui supporte le bâtiment adjacent.
En 1926 la tour de l'église Saint-Jean de Caen, après chaînage en ciment armé et reprise des parements, est consolidée par des injections de ciment sous pression à l'aide d'une petite pompe aspirante et refoulante avec du ciment préparé dans les proportion de 50 kl. De ciment de Portland pour 100l. d'eau. Plus de 20 tonnes sont nécessaire à ces travaux.
Outre les restaurations de maçonneries disloquées ou affaiblies par des désordres, le ciment armé permet aussi de créer des structures indépendantes des maçonneries anciennes permettant de les soulager. Dans les années vingt, l'aile Louis XIII de Versailles est en si mauvais état que l'on songe à la démonter pour la reconstruire à l'identique. Devant le refus de la Commission l'architecte crée une ossature nouvelle en ciment armé modifiant les points d'appui, les murs d'origine ne sont plus porteurs et peuvent être préservés.
Ces matériaux nouveaux permettent aussi la reconstruction d'édifices détruits en leur donnant une nouvelle ossature qui est enveloppée par les matériaux anciens récupérés. C'est la cas de l'église d'Ursel détruite pendant la guerre le noyau des murs et des piles est en ciment armé habillés de pierre. Dans ce cas on a une église neuve qui se cache sous un revêtement ancien.

Ces techniques sont au point quand il s'agit de restaurer les édifices après la seconde guerre. On peut évoquer comme ultime exemple la restauration exemplaire du pilier sud-est de la cathédrale de Rouen qui en 1944 est fissuré sur toute sa longueur et dont les maçonneries intérieures sont concassées. Après la guerre, la pile est reprise, assise par assise, au moyen de vérins placés dans les vides de la maçonnerie et ces vides sont remplis avec un coulis de ciment.

Apparus à la fin du XIXe siècle, l'emploi du ciment armé et des coulis de ciment liquide s'est développé sur une grande échelle lors des restauration de la première guerre. Il fallait alors restaurer le plus rapidement possible un très grand nombre d'édifice. Les deux techniques, ciment armé et coulis, sont le plus souvent complémentaires. A la fin des années trente ces procédés de restauration sont devenus des "classiques" de la restauration qui semblent avoir bien vieillis. Cependant il s'agit de restaurations lourdes, non réversibles, et à partir des années soixante, ces techniques vont évoluer vers des restauration plus légères et si possible réversibles.

Jannie Mayer
Conservateur du Patrimoine
Décembre 1999

cathédrale de Sées

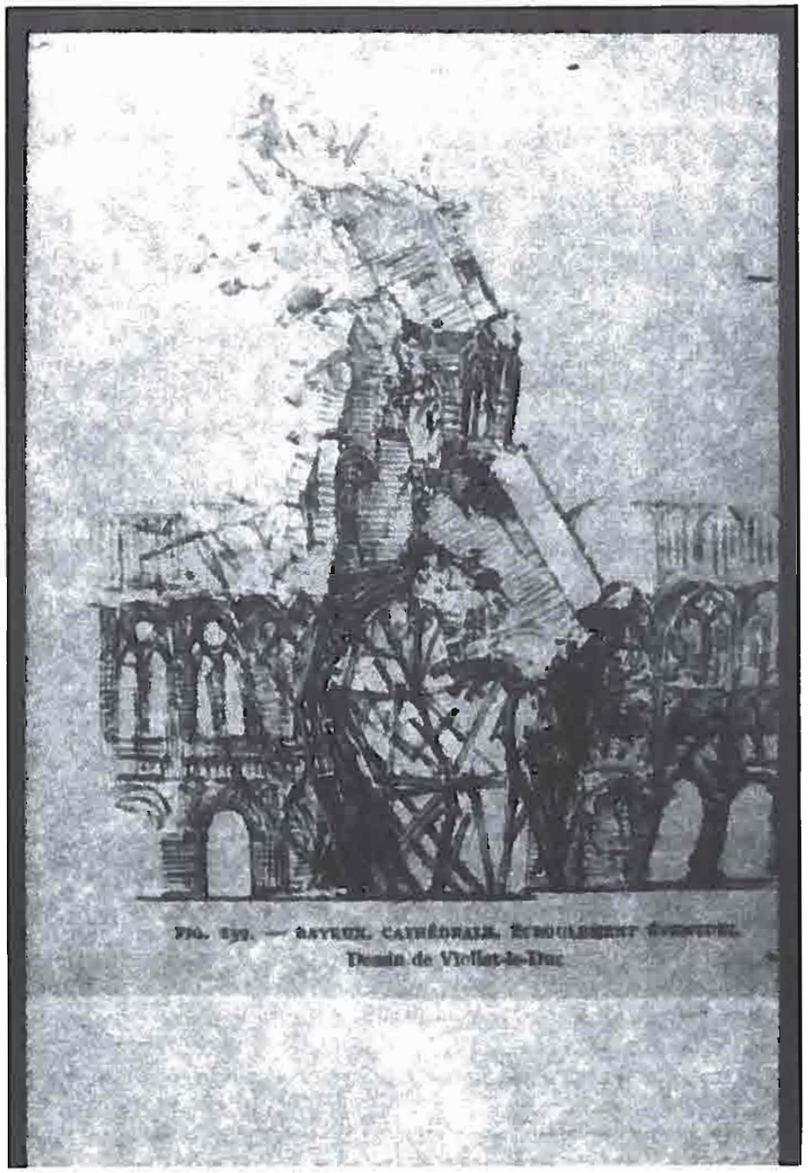
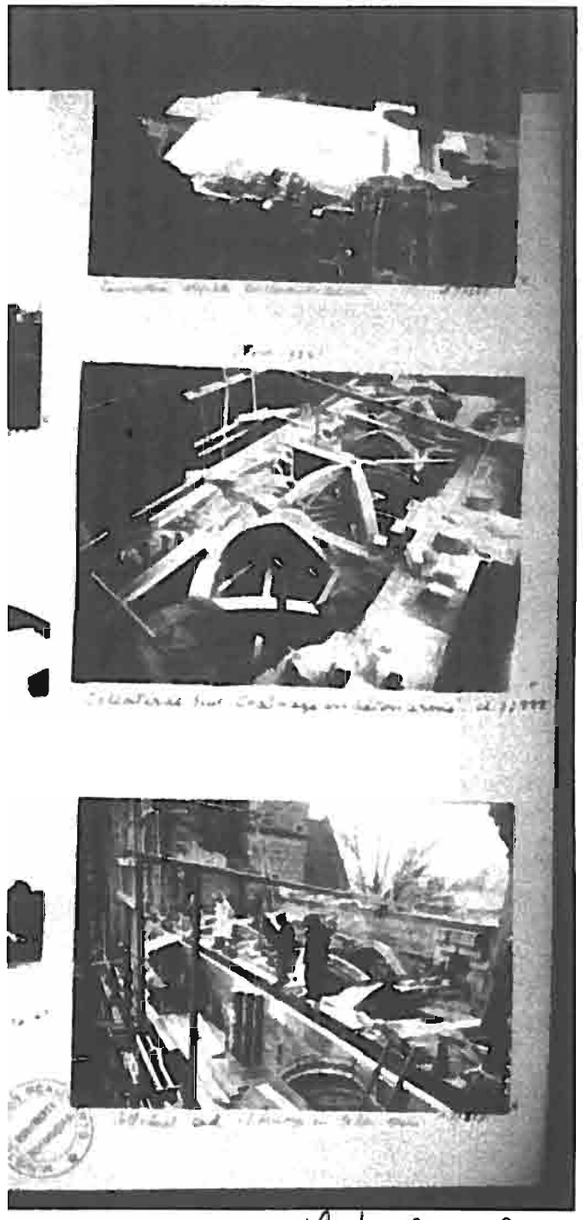
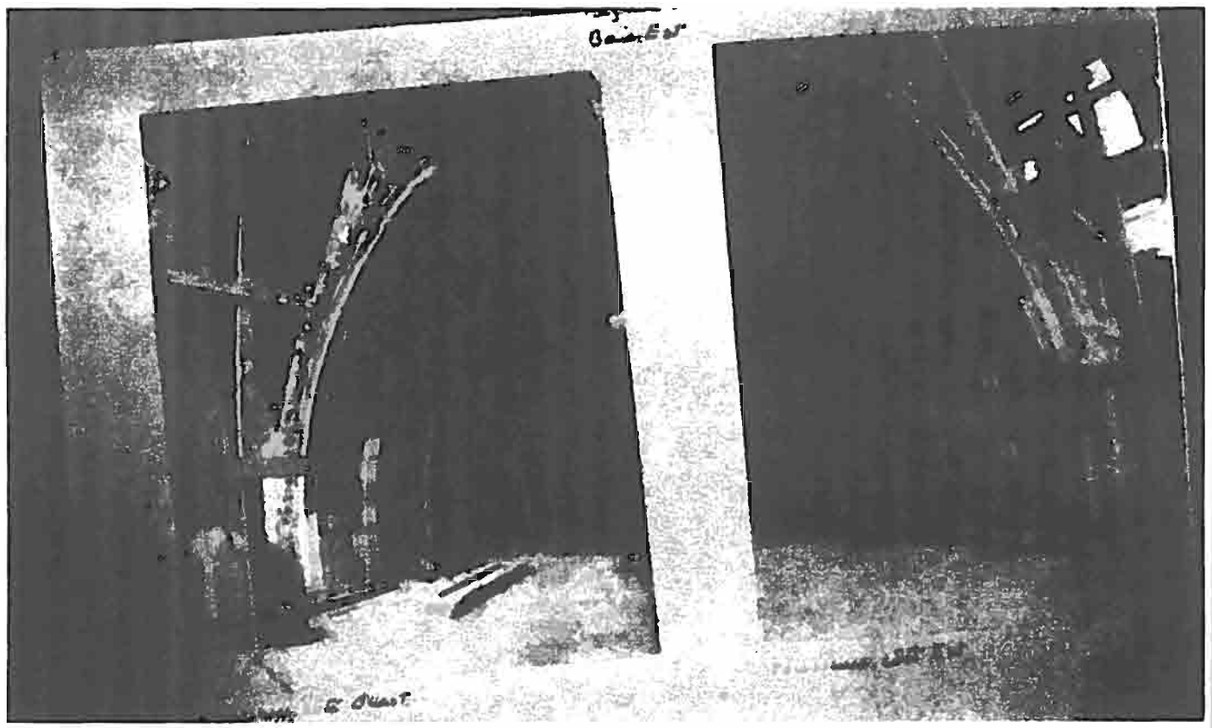


FIG. 232. — BAYEUX. CATHÉDRALE. ÉTAT ACTUEL (EXTÉRIEUR).
Dessin de Viollet-le-Duc.

eglise saint-Séverin
et cloître



cathédrale de Soissons.



chantier [illegible] sud

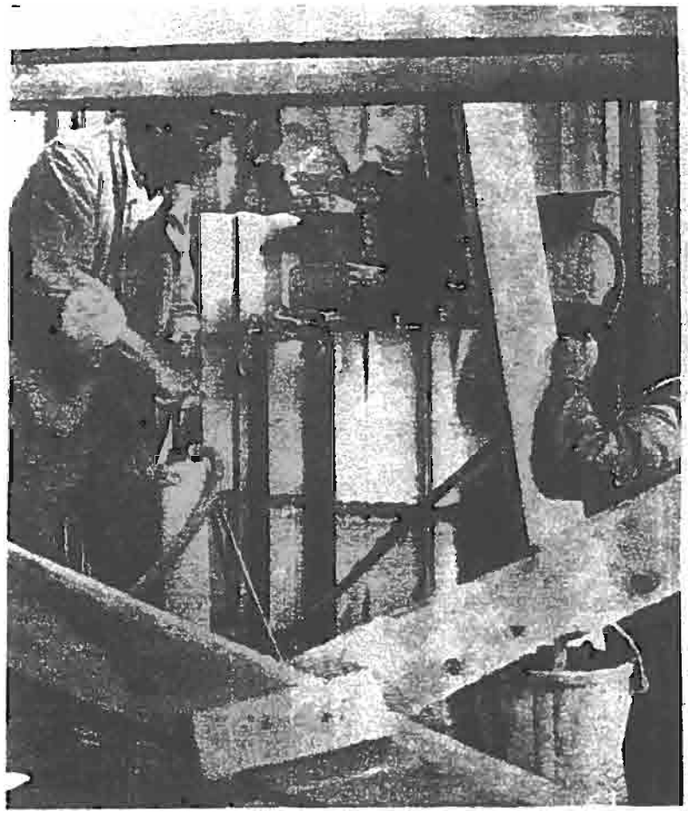
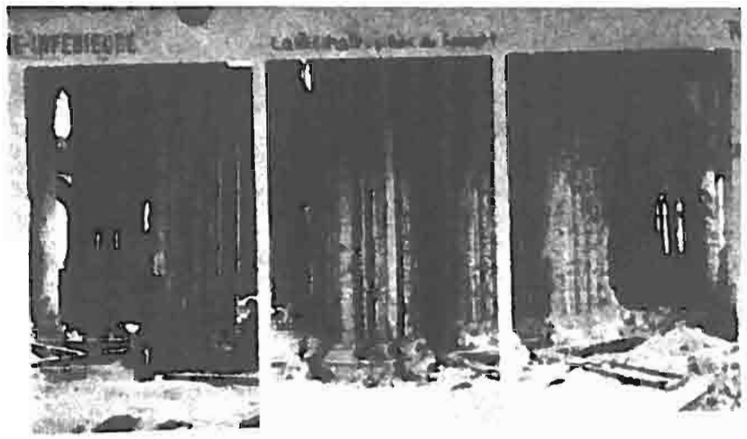
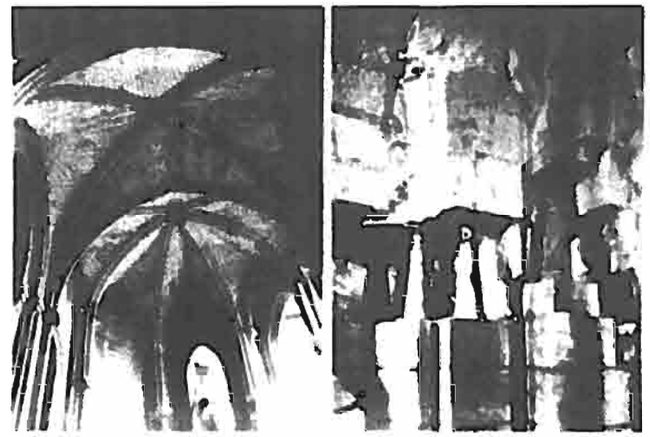


FIG. 372. — ABBEVILLE. ÉGLISE SAINT-WULFRAN
REPRISE D'UNE PILE, INSUFFLATION DE CIMENT



cathédrale de Rouen
Pile du transept



cathédrale de Rouen
pile du transept

LE RENFORCEMENT DES MACONNERIES ANCIENNES A L'AIDE DE COULIS D'INJECTION

Par Alain BOUINEAU
Directeur Maçonnerie et Monuments Historiques du LEM (*)

(*) LEM : **LABORATOIRE ENVIRONNEMENT MATERIAUX**
20 rue du Kochersberg
67702 SAVERNE
Tél. 03.88.91.19.11 – Fax. 03.88.91.65.31
e.mail : lem@lemlabo.com

I. HISTORIQUE

-C'est en 1975 que la Compagnie des Architectes en Chef des Monuments Historiques, à travers sa section scientifique et technique, présidée par le regretté G. DUVAL, a organisé des journées de travail sur la question des mortiers, coulis et injections.

C'est Monsieur WALDSCHMIDT, Architecte en Chef des Monuments Historiques (ex-président de la section scientifique et technique), qui en était le rapporteur. Il expliquait que la "méthode Monument Historique" consistait à "laver" les maçonneries afin d'éliminer les corps étrangers tels que brindilles, graines, etc.... et également une plus ou moins grande partie des fines (argile, limons...). On injectait ensuite la maçonnerie à l'aide de coulis à base de chaux aérienne voir de coulis bâtard (chaux aérienne + ciment) ou, dans certains cas si nécessaire, à l'aide de ciment pur.

Les techniques de malaxage et d'injection étaient très artisanales (agitation manuelle et injection par gravité à l'aide de godet).

-Le 31 mai 1976, le Docteur Ingénieur FERNANDO LIZZI, Directeur Technique de Fondedile S.p.A. donnait une conférence à la Compagnie des Architectes en Chef des Monuments Historiques sur la restauration statique des monuments historiques (1).

Un de ces exemples fût la consolidation des maçonneries de la cathédrale d'Amalfi dont l'extrait ci-après résume ce qu'était pour cette société les travaux d'injection.

"La restauration avait donc pour but de renforcer les maçonneries pour permettre la suppression des ouvrages surajoutés. Comme la figure le montre, nous avons mis en œuvre un traitement "systématique". Il convient de remarquer les bandes de maçonneries renforcées pour créer des poutres entre les bifores pour mieux répartir les contraintes et compenser ainsi l'affaiblissement dû aux nombreuses ouvertures ; aussi les arches ont été renforcées par des éléments radiaux en forme d'étriers pouvant encaisser les efforts de cisaillement.

Tous ces travaux ont comporté la mise en œuvre « d'injections armées » traversant les maçonneries dans des directions différentes et créant ainsi un réseau dense "reticolo cementato", c'est à dire réseau cimenté.

Il est évident que ce réseau incorporé aux maçonneries n'est pas visible, les trous d'injection de faible diamètre (2 cm) étant obturés en surface avec un mortier gâché en utilisant les sédiments mêmes du forage. Ces perforations permettent la mise en place des barres d'armatures et injections de régénération du mortier avec remplissage des vides éventuels.

Ces injections en général sont exécutées avec un coulis de ciment additionné, le cas échéant, d'additifs ou avec des résines. Les pressions d'injection sont très faibles et soigneusement contrôlées."

-En 1979, Monsieur Jean ROCARD, Architecte en Chef des Monuments Historiques, nous a demandé d'étudier le renforcement des maçonneries de l'Eglise du XIIIème siècle du château à Sainte Ménéhould (Marne). Cette étude a fait l'objet d'une publication au symposium de

Bologne en 1981 "The conservation of Stone II"(2). Nous écrivions d'ailleurs à l'époque au sujet de la qualité des injections du passé :

"Devant un mur lézardé dont les joints sont creux, les parements gonflés et dont certains éléments tombent ou se laissent enlever à la main, quel sera le parti vers lequel se tournera le restaurateur ?

1. *la reconstruction*
2. *le remaillage avec reconstruction partielle*
3. *le remaillage limité avec consolidation*
4. *le remplacement des pierres brisées et la mise en place de coulis au cours du travail.*

Le remplacement des seules pierres disparues, le recollage de celles fissurées et la consolidation in situ du mur à condition qu'il ne soit pas trop déversé et devenu instable.

Les trois premières solutions qui étaient fréquemment utilisées jusqu'à la guerre de 1914 sont abandonnées aujourd'hui, sauf exception sur les chantiers normalement conduits.

Aujourd'hui en général, les entreprises qualifiées font remailler les maçonneries en montant ; le mur est garni de bas en haut par des coulis au seau avant pose des blocs de parement par fichage et coulis.
En cas de démontage, on constate après le travail une pénétration satisfaisante, les vides sont garnis, mais dans une faible zone périphérique seulement.

Le plus souvent, on utilise la chaux au lieu du ciment pour favoriser la perméabilité du mur et éviter en théorie, les dégâts dus à un mauvais cheminement de l'humidité à travers le mur et permettre son évaporation. Par ailleurs, il est souhaitable, par mesure d'économie, de limiter les reprises de pierre. Les blocs de parement écrasés sont seuls refaits, ceux fissurés sont recollés in situ, mais les coulis restent toujours difficiles à bien réaliser avec pour conséquence :

1. *liaison précaire des blocages aux parements ou de l'appareil au blocage.*

2. *Impossibilité de couler avec une garantie de pénétration suffisante une barbotine de ciment ou de chaux dosées à 1/1 en poids dans un mur fissuré. Des bouchons se forment et le débourrage est un palliatif insuffisant, le bouchon axial étant franchi, il se forme d'autres bouchons latéraux dans des diverticules invisibles et indébouchables. Autre cause d'échec dans les maçonneries de craie très fissurées, l'eau mélangée à la poussière qui recouvre les matériaux semble former un film étanche en surface et le coulis desséché n'adhère plus. »*

Les coulis d'injection que nous avions mis au point pour l'Eglise consistaient tout d'abord à injecter un coulis de bentonite-ciment qui pouvait imprégner la maçonnerie jusqu'à des vides de l'ordre du demi millimètre.
Ensuite, un coulis à base de silicate de soude était injecté, ce dernier, beaucoup plus fluide que le précédent était capable de consolider et d'imprégner le mortier délavé de chaux aérienne ou de mortier de terre. A titre d'exemple, vous trouverez ci-après les compositions de coulis de bentonite-ciment et de silicate de soude qui ont été utilisés à Sainte Ménéhould.

Bentonite-ciment :

- ciment CLK 45	50 kg
- eau	40 kg
- fluidifiant	1 kg
- bentonite hydratée à 1000 %	16.5 kg

Le mélange est préparé dans un agitateur à haute turbulence afin de bien décoller les grains de ciment les uns des autres.

Le temps d'écoulement au cône de Marsch avec un ajutement de 6 mm est compris entre17 et19 secondes.

La décantation des éprouvettes (diamètre : 54 mm, hauteur : 200 mm) après 24 h est de 20 %à 23 %.

Nous avons constaté que ce coulis ne pénètre pas dans le matériau reconstitué de l'éprouvette de mortier à la pression de 0,15Mpa

Cependant, cette composition de coulis est retenue pour le colmatage des gros vides de la maçonnerie.

Silicate de soude :
Nous avons essayé quatre compositions de silicate de soude pour retenir finalement la formule suivante :

- Silicate de soude 3.3/38°/40°	48.9 %
- Durcisseur 2000	9.9 %
- Eau à 20°C	41.2 %

Cette composition donne un coefficient de neutralisation égal à 70 % et une viscosité de 6 centipoises L'éprouvette est imprégnée sous une pression de 0.12 Mpa. Les caractéristiques mécaniques obtenues sont :

Densité sèche	1.610Kg/m3
Vitesse de propagation du son	1.520m/s
Résistance à la compression	1.42 Mpa.

Cependant à cette époque, nous renforcions les maçonneries anciennes, sans savoir quelle amélioration mécanique nous apportions à la maçonnerie en injectant ces coulis (quelle augmentation de résistance en compression ou du module d'élasticité, de la maçonnerie ?)

- Il fallut attendre le début des années 1980 pour qu'une recherche réalisée sur des murets expérimentaux construits selon la méthode ancienne et maçonnés à l'aide d'un mélange de terre, de sable et de chaux aérienne pour avoir un début de réponse à ces questions. Cette recherche fut financée par le Ministère de la Culture et par la Fédération Française du Bâtiment. Enfin, Monsieur Jean ROCARD, Architecte en Chef des Monuments Historiques, coordonna l'étude. Les résultats de cette recherche furent publiés dans le numéro 3 de l'ICOMOS Information de 1986(3)

Les principaux résultats de cette étude sont les suivants :

L'injection du seul coulis de bentonite-ciment a permis d'améliorer la résistance à la compression de la maçonnerie de 20 % environ. Par contre, la combinaison des deux coulis bentonite-ciment et silicate de soude a amélioré considérablement la résistance des murets de l'ordre de 350 %.

-Enfin, ce fut en 1988, lors de l'étude de la consolidation des fondations de l'Arc de Triomphe de Paris que sont apparus les liants ultrafins fabriqués par les Ciments d'Origny.

Ces travaux d'injection furent dirigés par Monsieur Michel MAROT, Architecte BBPN, en collaboration avec le Bureau d'Etudes Michel BANCON.
Enfin, c'est la société SOLETANCHE qui a mis en œuvre ces nouveaux coulis d'injection.
Cet original coulis d'injection, à base de liant ultrafins permettait de réaliser la consolidation des maçonneries et en particulier d'imprégner les mortiers délavés. en une seule injection compte tenu de la grande finesse des liants.

Depuis cette date, nous utilisons en général ce type de coulis pour renforcer les maçonneries anciennes.

II. CHRONOLOGIE DE LA REGLEMENTATION.

-En 1986,le Ministère de la Culture et de la Communication, a créé une commission pour la rédaction de CCTP et de fascicules techniques. Un chapitre spécifique traite de la « confortation interne des maçonneries par injection. »

-NF P 18 891 décembre 1986 : « Produits pour injections dans des structures en béton. Essais d'injectabilité à la colonne de sable en milieux sec et humide. »

-STRRES (Syndicat national des entrepreneurs spécialistes de travaux de réparation et de renforcement des structures), AFPC (Association française pour la construction), FNTP (Fédération Nationale des Travaux Publics), SNBATI (Syndicat National du Béton Armé et des Techniques Industrialisées). Les techniques de réparation et de renforcement des ouvrages en maçonnerie, fascicule n° 8
Paris, sédima juin1987.

-NF P 95.107 août 1994 : Réparation et renforcement des maçonneries
Spécifications relatives aux techniques et aux matériaux utilisés.

-En 1996, sous l'égide du Ministère de la culture et de la Communication, Direction de l'Architecture et du Patrimoine, Mission études et travaux, une nouvelle commission a révisé les CCTP et les fascicules techniques relatifs aux ouvrages en maçonnerie. , en particulier, le chapitre :Confortation interne des maçonneries par injection de coulis.

III. CONCLUSIONS

Actuellement, nous avons des outils pour concevoir le renforcement des maçonneries, par injection. Les derniers CCTP, fascicules techniques, du Ministère de la culture révisés en 1996 font la synthèse des connaissances en ce domaine. Pour tous travaux d'injection de maçonnerie ancienne, il est nécessaire de faire référence à ce document.
Nous rappellerons néanmoins quelques points forts de ces documents qui sont encore aujourd'hui méconnus, à savoir :
Il est nécessaire de réaliser une étude préalable qui comprend trois phases :

a) Une étude de la maçonnerie qui consiste en une identification des matériaux composant la maçonnerie : caractéristiques physico-chimiques des matériaux dans toute l'épaisseur des murs, piliers, etc... (pierres de taille, moëllons, briques, mais aussi les matériaux de remplissage : fourrure, mortier de pose, etc...). En particulier l'analyse de la composition des mortiers (de pose, de rejointoiement, et enduits) permettra d'éviter les incompatibilités entre le ciment, et le plâtre, ce qui provoque de graves pathologies (formation de sels de candlot, ettringite...)et dans certains cas, jusqu'à la démolition complète de l'ouvrage. Il est également nécessaire de déterminer les dimensions respectives des murs, des matériaux de parements, des fourrures, des maçonneries de fondation, de réaliser une reconnaissance de sol, etc...

L'analyse des prélèvements doit permettre d'estimer les pourcentages de vide à injecter et la nature du coulis.

b)Une étude du ou des coulis en laboratoire.
A partir de l'étude de la maçonnerie, les caractéristiques du ou des coulis sont définis :
nature des liants, maniabilité, retrait, exsudation...
L'étude en laboratoire permet de mettre au point le ou les coulis ayant les caractéristiques recherchées. Mais il existe aussi sur des produits prêts à l'emploi, ce qui évite de réaliser une étude spécifique de composition de coulis.

c)Une épreuve de convenance sur chantier
Cet essai consiste à réaliser sur le chantier dans un ou des volumes de maçonnerie bien délimités, une épreuve d'injection. Cette épreuve permet de tester la ou les compositions de coulis mises au point en laboratoire

Enfin, la bonne exécution des travaux pourra être contrôlée à l'aide des mesures suivantes :
- vitesse de propagation du son avec comparaison à la valeur initiale,
- auscultation au radar,
- carottage éventuellement complété par des essais mécaniques réalisés sur ces carottages,
- examen endoscopique

IV. BIBLIOGRAPHIE

1) La restauration statique des monuments historiques suivant les techniques Fondedile. Conférence donnée par Dr ING. FERNANDO LIZZI Directeur technique de Fondedile S.p.A, à la compagnie des Architectes en Chef des Monuments Historiques le 31 mai 1976 à Paris.
2) Renforcement des maçonneries par injections de coulis dans la région Nord-Est de la France.
Jean ROCARD – Architecte en Chef des Monuments Historiques, ICOMOS France
Alain BOUINEAU Ingénieur CEBTP
The conservation of stone II Preprints of the contributions to the International Symposium Bologna 27.30 octobre 1981. Published by centro conservazione sculture. All'Aperto Bologna.
3) Renforcement des maçonneries par injection de coulis.
Alain BOUINEAU
ICOMOS Information n°3 juillet/septembre 1986 Edizion scientifiche Italiane.

- Contribution à l'étude de coulis hydraulique pour la réparation et le renforcement des structures et des monuments historiques en maçonnerie.
A.E MILTIADOU thèse de doctorat ENPC, LCPC1990. Rapport des laboratoires. Série ouvrages d'art. OA.8

- Confortement par injection d'une arche du Pont Royal à Paris
Bull.liaison PetCh.166 mars avril 1990 Réf.3479
Michel BUSTAMANTE LCPC, Jean Pierre GADRET Solétanche Entreprise,
Catherine MARCQUE Service de la Navigation de la Seine.

- Etude mécanique de mélanges cailloux mortier. Influence de l'injection de coulis. Bull liaison Labo PetCh. 183 janvier/février 1993 Réf. 3677.
Androniki E. MILTIADOU, Jean Louis DURVILLE, François MARTINEAU, Etienne MASSIEU, Jean Joseph SERRANO.

- Formulations de coulis hydraulique pour l'injection de fines fissures et cavités dans les structures dégradées en béton et maçonnerie.
Bull liaison Labo PetCh.186 juillet/août 1993 Réf. 3676 : Anne Marie PAILLERE, Jean Joseph SERRANO, Androniki E. MILTIADOU.

- Les injections par gravité : Geneviève KOCH-PAQUIER. Réviseur, Conservation Régionale des Monuments Historiques AIX, mai 1995.

- Principes généraux pour la protection et la réparation des structures en maçonnerie ou en béton. Exemple d'injection de fissures.
A.M PAILLERE, A.MILTIADOU, J.J SERRANO 1996 LCPC.

- Comportement rhéologique des coulis de liants hydrauliques ultrafins destinés à l'injection. Thèse de Docteur en géologie de l'ingénieur d'Olivia BENAMOU,
20 mai 1994.

- Encyclopédie du Patrimoine septembre 1997.
René DINKEL Conservateur régional des Monuments Historiques chargé de mission.

Méthodologie d'étude des mortiers anciens en vue de leur consolidation

Gilles MARTINET, Bernard QUENEE
Laboratoire d'Etudes et de Recherches sur les Matériaux (LERM)
Arles - France

1. Introduction

L'étude des mortiers constitutifs d'un monument ancien, qu'ils soient de jointoiement, de remplissage ou appliqués en enduits, présente de nombreux intérêts : amélioration des connaissances concernant les techniques anciennes et/ou locales, élaboration de matériaux de restauration adaptés aux matériaux originels, proposition de coulis d'injection formulés en fonction des caractéristiques de la maçonnerie concernée...

La méthodologie d'analyses présentée dans cet article propose une démarche en deux étapes : la détermination de la composition minéralogique qualitative par l'intermédiaire d'une "approche microstructure" puis si nécessaire, la détermination de la composition quantitative par des voies d'analyses physico-chimiques permettant l'utilisation de logiciels spécifiques à la caractérisation des mortiers ou des bétons, tel que le Calcul Minéraux LCPC.

Le présent article détaillera tout d'abord la méthodologie proposée ainsi que l'utilité et la complémentarité des techniques d'analyses. Deux études de cas permettront de donner des exemples de résultats concrets. Elles concernent un mortier de blocage de l'église de Penmarc'h en Bretagne et les mortiers de remplissage de la maçonnerie de la Tour Boucle du Mont Saint Michel.

2. Méthodologie d'étude

2.1 Intérêt de l'approche minéralogique qualitative préalable

Il est primordial préalablement aux analyses quantitatives de connaître la nature du matériau étudié. En effet, cette première phase peut permettre selon les cas d'études, soit d'en savoir assez sur l'échantillon en question, soit d'aiguiller au mieux le programme à suivre.

Plusieurs méthodes complémentaires et riches d'enseignements peuvent être utilisées mais selon les objectifs fixés certaines d'entre elles peuvent être sélectionnées. Ces méthodes ainsi que leurs applications principales sont les suivantes [1] :

- examen à l'œil nu et à la loupe : cet examen, préalable indispensable à toute étude de microstructure, permet d'orienter avec pertinence le prélèvement des échantillons ainsi que le choix des autres investigations à effectuer,
- analyse par diffractométrie des rayons X : cette technique est très utile pour la détermination de la nature de la phase liante (notamment pour les liants sulfatiques) et pour la détection des phases minérales d'altérations ;
- microscopie optique en lumière transmise polarisée : identification minéralogique et pétrographique des granulats, examen éventuel de la carbonatation de la matrice ;
- microscopie optique en lumière réfléchie : identification des liants à caractère hydrauliques, des anhydres de clinker et des additions minérales ;
- microscopie électronique à balayage (MEB) : caractérisation des carbonates et des hydrates (nature, habitus, assemblages...) de la matrice, identification des faciès d'altération ;
- microanalyse élémentaire par spectrométrie X à dispersion d'énergie (EDS) associée au MEB : composition élémentaire qualitative et quantitative locale des phases observées.

2.2 **Apport du Programme Minéraux LCPC - Détermination quantitative**

Ayant pris connaissance de la nature du matériau analysé, il devient intéressant par des méthodes physico-chimiques de tenter de reconstituer quantitativement la composition du matériau. La méthode d'analyses la plus adaptée est le couplage de l'analyse chimique des composés majeurs après attaque acide ménagée (acide nitrique au 1/50ème) et de l'analyse thermogravimétrique [2, 3].

L'analyse chimique de la fraction soluble obtenue après une attaque acide ménagée correspond aux teneurs en oxydes du liant et celles des éventuels carbonates présents dans le mortier qui sont issus des granulats et/ou de la carbonatation de la matrice. Le résidu insoluble correspond quant à lui au sable siliceux et silicaté et à d'éventuels autres constituants dont la réactivité n'est pas totale : pouzzolanes, cendres, scories...
L'analyse thermogravimétrique permet quant à elle de mesurer les différentes catégories d'eau (eau libre, eau liée) et le CO_2 correspondant aux carbonates.

Ces dosages et ces mesures sont nécessaires au calcul de la composition minéralogique des mortiers par l'intermédiaire de la procédure nommée "Calcul Minéraux LCPC". Ce calcul informatique de type normatif (au sens mathématique du terme), initialement élaboré pour les bétons modernes est tout à fait transposable et applicable aux mortiers anciens [4]. Le principe de ce calcul réside en l'utilisation d'une analyse hypothétique du liant initial qui sert de base aux calculs des ratios oxydes de l'analyse du mortier/oxydes du liant. Les oxydes principaux utilisés sont SiO_2, Al_2O_3, CaO, MgO et SO_3.

La consolidation des mortiers dans les maçonneries anciennes
Journée technique internationale
Icomos - Paris - 14 décembre 1999

Après ou en parallèle d'itérations successives, l'analyse du liant initial est approchée et les espèces minéralogiques reconnues par l'intermédiaire des analyses minéralogiques peuvent être saisies. Ainsi en couplant le calcul global et le calcul par un oxyde pilote choisi préalablement, la composition minéralogique peut être obtenue. Comme pour tout principe de calcul normatif, la lecture du bilan de la "consommation" des oxydes constitue une appréciation finale du résultat obtenu. Par ailleurs, la "liberté" de conduite des opérations informatiques est telle qu'une connaissance scientifique approfondie de la chimie des liants est indispensable à la réalisation et à la validation du calcul.

A partir des données fournies par les analyses chimiques et thermogravimétriques, ainsi que par les observations microscopiques, le calcul informatique permet donc de déterminer la composition minéralogique des mortiers en pourcentage massique. Les points principaux qui en ressortent sont les suivants :

- analyse approchée du liant initial,
- dosage en liant par rapport au mortier,
- nature et quantité des différentes espèces de granulats,
- nature et quantité des espèces minérales néoformées : gypse, ettringite, halite, chloro-aluminates,...

Les études de cas exposées dans le chapitre 3 viendront compléter et illustrer cette présentation théorique.

2.3 **Limites de la méthode et analyses annexes**

Dans deux cas principaux, la méthode proposée peut être insuffisante pour déterminer la composition précise du mortier. Ces cas sont les suivants :

- présence de composés insolubles ou partiellement solubles dans le liant initial. En effet, certains matériaux pouzzolaniques (cendres, scories, clinker naturel...) pouvant être attribués à la phase liante, peuvent posséder une forte fraction non réactive, insoluble dans les conditions de l'attaque. Une solution possible pour affiner le résultat est de réaliser l'analyse chimique du résidu et de déterminer sa composition minéralogique afin d'en tenir compte dans le résultat global,
- le cas le plus courant correspond à celui des mortiers, voire des bétons dont la matrice est fortement carbonatée. De ce fait, la dichotomie entre les granulats calcaires et la calcite néoformée est impossible à réaliser par l'intermédiaire de la méthode exposée ici. Certains travaux semblent montrer que l'analyse thermogravimétrique couplée à l'analyse thermique différentielle permet de faire cette fine distinction [5]. Une autre méthode annexe est néanmoins plus adaptée. En effet, des travaux récents ont montré que les teneurs en isotopes stables (^{13}C et ^{18}O) des carbonates naturels et des carbonates formés dans les mortiers et bétons sont très différentes. Ainsi, à l'aide d'une chaîne d'extraction du CO_2 et la réalisation d'un transfert dans un collecteur d'ions isotopes, il devient possible de quantifier les différents isotopes à l'aide d'un spectromètre de masse et donc de quantifier les carbonates néoformés et les carbonates du sable [6, 7].

3. Etudes de cas

3.1. Le mortier de bourrage de l'église de Pen'march (Bretagne)

Cette étude concerne un mortier extrait de la maçonnerie granitique de l'église Saint Nonna de Penmarc'h située en Bretagne et datant du quinzième siècle. L'objet de cette étude a été d'estimer son état de conservation et d'approcher une formulation similaire pour la restauration de l'édifice [8].

3.1.1 Examens et analyses qualitatives

A l'œil, le mortier, de teinte claire, apparaît non dégradé et assez cohérent. Il est constitué de sable siliceux et silicaté dont la granulométrie est inférieure à 5mm.
L'analyse par diffractométrie des rayons X de la fraction correspondant essentiellement au liant montre la présence prédominante de calcite accompagnée de monochloroaluminates de calcium $3CaO.Al_2O_3.CaCl_2.10H_2O$ en quantité notable et en quantité moindre d'ettringite $3CaO.Al_2O_3.CaSO_4.32H_2O$.

Les observations microscopiques montrent qu'en dehors des zones carbonatées, la pâte est constituée d'assemblages de silicates de calcium hydratés C-S-H ou de silico-aluminates de calcium hydratés associés à des cristaux aciculaires ou prismatiques d'ettringite (fig. 1). Bien que constituant un ensemble nettement poreux, les composés hydratés ne montrent pas de signes importants de dégradation ou tout au plus de légers signes de dissolution partielle.

Une des particularités de ce mortier est la présence en quantité notable de chloroaluminates de calcium sous forme de cristaux hexagonaux (fig. 1). Ils sont situés dans les zones macroporeuses de la matrice où il apparaissent bien intégrés.

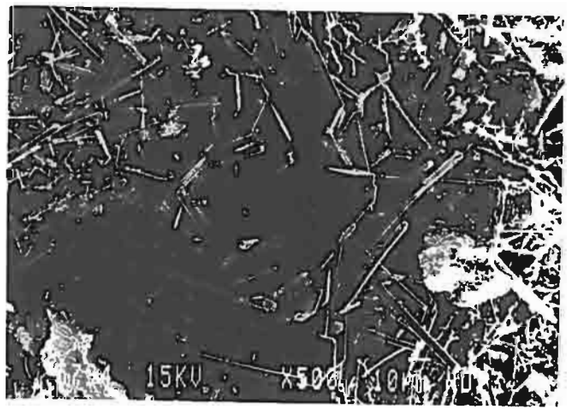


Fig. 1 : Chloroaluminates de calcium et ettringite situés dans la porosité capillaire du mortier (MEB)

La consolidation des mortiers dans les maçonneries anciennes
Journée technique internationale
Icomos - Paris - 14 décembre 1999

3.1.2 Analyses chimiques et calcul

Le résultat des analyses chimiques est reporté dans le tableau 1.

SiO_2	6.99
Al_2O_3	2.30
TiO_2	0.02
Fe_2O_3	0.27
CaO	18.91
MgO	0.34
Na_2O	0.39
K_2O	0.40
SO_3	0.28
Cl^-	0.39
Insoluble siliceux	48.70
Perte au feu	20.85
Total	99.84
Eau libre	7.00
Eau d'hydratation	8.10
CO_2	5.75

Tableau 1 : Analyse du mortier de Penmarc'h

L'analyse chimique indique que la fraction soluble a une composition essentiellement constituée de CaO, SiO_2 et Al_2O_3 pouvant correspondre à celle d'un liant hydraulique. L'insoluble correspondant au sable siliceux est proche de 50% de la masse du produit. Le liant du mortier est composé principalement de carbonates et d'hydrates silico-alumino-calciques pouvant être issus d'une réaction pouzzolanique entre une argile et de la chaux. La présence de nombreuses plages carbonatées, issues de la transformation de l'hydroxyde de calcium $Ca(OH)_2$ indique néanmoins que la chaux était nettement en excès dans ce mélange.

Par ailleurs, l'analyse thermique différentielle (ATD) met en évidence la présence de silicates de calcium hydratés C-S-H, d'aluminates de calcium hydratés et d'une argile vraisemblablement de nature kaolinique.

Le calcul donne un dosage en liant environ égal à 25 % en masse et confirme que ce liant a un caractère fortement hydraulique qui correspondrait à une composition de ciment "moderne" à ajout siliceux.

Les produits observés, riches en sulfates et en chlorures (ettringite et chloroaluminates), ne semblent pas être en relation avec une éventuelle dégradation du produit. Leur bonne intégration au matériau tendrait même à montrer qu'ils sont de formation primaire. Ils pourraient en effet provenir de l'eau de gâchage qui aurait pu être une eau de mer.
Le calcul a également permis de quantifier le pourcentage de ces espèces qui ne sont pas habituellement rencontrées dans les mortiers à base de chaux : chloroaluminates de calcium et ettringite, respectivement 3 et 1.5 %.

3.2 **Le mortier de remplissage de la Tour Boucle (Mont Saint-Michel)**

Cette étude concerne la caractérisation de plusieurs échantillons de mortier de remplissage de la maçonnerie granitique d'une des tours du Mont Saint Michel. L'objet de cette étude préalable à des confortements structuraux a été de déterminer la nature et la quantité des produits d'altération présents afin d'en tenir compte dans le choix et la formulation des coulis d'injection à proposer.

3.2.1 Examens et analyses qualitatives

Les différents examens et analyses ont montré que :

- l'ensemble des mortiers examinés possèdent une texture et une composition qualitativement identiques (fig. 2). Leur microstructure est caractérisée par des contacts pâte-sable microporeux et par une matrice, faiblement carbonatée, dont la cohésion intrinsèque semble moyenne ;

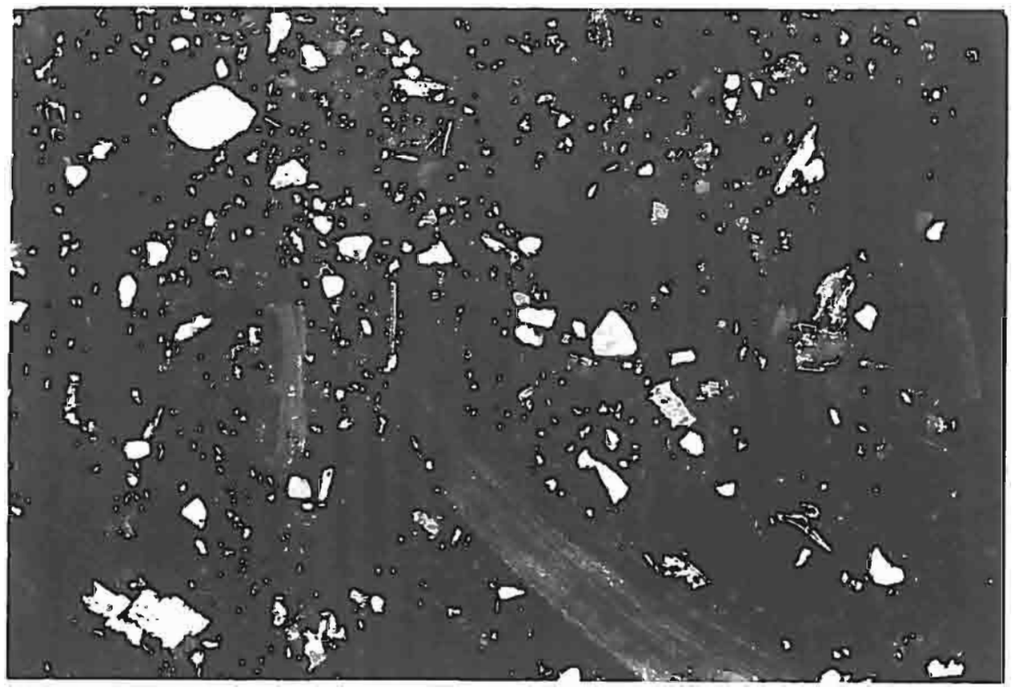


Fig. 2 : Texture et composition du mortier de remplissage
Sable calcaire et siliceux, nombreuses fines feldspathiques, matrice peu carbonatée
Examen sur lame mince - Microscopie optique en Lumière Polarisée Analysée

La consolidation des mortiers dans les maçonneries anciennes
Journée technique internationale
Icomos - Paris - 14 décembre 1999

- cette matrice est essentiellement constituée d'assemblages notablement microporeux de silicates de calcium hydratés C-S-H présentant souvent de nets signes de dissolution. A ces hydrates sont associés de nombreux cristaux ettringitiques secondaires dont le faciès varie de prismatique à massif. Ces derniers semblent localement en relation avec un réseau de microfissures ;
- dans les zones les plus poreuses, des cristaux de chloroaluminates de calcium hexagonaux et fortement développés sont détectés. Par ailleurs, l'analyse élémentaire de la matrice fournit presque systématiquement un signal en chlore dont l'intensité est variable ;
- localement, on note la présence notable de (C,M)-S-H, hydrates issus de la transformation des C-S-H initiaux par substitution du calcium par le magnésium provenant de l'eau de mer.

3.2.2 Analyses chimiques et calculs

Le résultat des analyses physico-chimiques réalisés sur deux de ces échantillons est reporté dans le tableau 2.

SiO_2	2.47	2.28
Al_2O_3	0.71	0.71
TiO_2	0.02	0.02
Fe_2O_3	0.37	0.54
CaO	11.57	9.41
MgO	7.81	0.59
Na_2O	0.15	0.16
K_2O	0.08	0.12
SO_3	0.78	0.16
Cl^-	0.14	0.18
Insoluble siliceux	61.68	76.93
Perte au feu	13.80	8.50
Total	99.58	99.60
Eau libre	0.5	1.4
Eau d'hydratation	6.2	4.2
CO_2	7.1	2.9

Tableau 2 : Analyse des mortiers de la tour Boucle

Les résultats ci-dessus confirment que les deux mortiers analysés sont constitués d'un liant de nature hydraulique qualitativement identique (voire teneurs en silice et en alumine).

Ils indiquent également qu'un des échantillons présente des teneurs en sulfates et magnésium élevées traduisant une forte influence du milieu marin. Les teneurs en chlorures sont dans les deux cas relativement élevées. Les résultats du calcul, présentés sous une forme simplifiée, sont reportés dans le tableau 3.

Granulats siliceux en % massique	61.6	76.9
Carbonates en % massique	13.0	2.1
Liant anhydre en % massique	14.25	13.15

Tableau 3 . Composition calculée des mortiers de la Tour Boucle

Ces mortiers correspondent donc à des produits à base d'un liant à prise hydraulique ou d'un liant à caractère pouzzolanique qui présentent des signes significatifs d'altération d'origine physico-chimique :

- nombreuses marques de dissolution des hydrates initiaux,
- substitution Mg-Ca induisant une perte de cohésion de la matrice,
- néoformation d'espèces minérales pouvant être expansives issues de la combinaison des ions chlorures et sulfates de l'eau de mer avec les aluminates originels du liant des mortiers.

3.2.3 Choix du coulis d'injection

Compte-tenu de la problématique générale de conservation du site et des résultats évoqués plus haut (influence de l'environnement marin et caractéristiques de la maçonnerie et de ses constituants), le cahier des charges à remplir par le coulis d'injection devait être le suivant :

⇒ posséder une résistance et une stabilité aux agressions chimiques du milieu marin (sulfates, chlorures, magnésium),

⇒ assurer une bonne adhérence au contact des mortiers originels,

⇒ ne pas être trop fluide pour éviter de trop forts cheminements ou résurgences difficiles à maîtriser (perméabilité de fissures dominante par rapport à la perméabilité matricielle du mortier proprement dit),

⇒ être suffisamment fluide pour pouvoir être injecté à faible pression et petite cadence,

⇒ ne pas être trop rigide pour éviter la formation de points durs dans la maçonnerie.

Dans ces conditions, la conduite des injections de renforcement des maçonneries a été scindée en trois phases :

1. **rejointoiement** des moellons de granite au niveau des désordres apparents les plus visibles (type fissures), à l'intérieur comme à l'extérieur de la maçonnerie, principalement au niveau des forages de scellement d'aiguilles de renforcement de la structure. La composition retenue pour ce mortier a été une **chaux hydraulique naturelle XHN, à très faible teneur en C3A** (aluminate tricalcique) additionnée d'un sable silico-calcaire de granulométrie bien étalée ;

La consolidation des mortiers dans les maçonneries anciennes
Journée technique internationale
Icomos - Paris - 14 décembre 1999

2. **injection d'un coulis de comblement des vides les plus grossiers de la maçonnerie** : le but de ce coulis n'a pas été de régénérer le mortier de la maçonnerie mais simplement de combler les vides les plus grossiers (fissures, joints délavés, etc,...) à partir des forages destinés aux aiguilles, afin d'éviter une trop forte absorption du coulis de scellement des aiguilles en phase finale. La formulation adoptée a été un ciment type CLK/CEMIII PM 42,5 (entre 150 et 200 kg/m^3), additionné de chaux hydraulique naturelle XHN à faible teneur en C3A (entre 20 et 50 kg/m^3), d'un défloculant type bentonite CV15 (entre 15 et 20 kg/m^3), avec un rapport E/C de l'ordre de 2. Une charge en sablon a été ajoutée en présence de trop fortes absorptions de coulis (de l'ordre de 500 kg/m^3).
3. **injection de scellement des aiguilles**, à l'aide d'un coulis fortement dosé en ciment (type CLK/CEM III, dosé au minimum à 1200 kg/m^3) sans ajout de bentonite.

Dans tous les cas, les pressions d'injection de comblement sont restées faibles (1 à 1,5 bars) et la cadence d'injection limitée.
Enfin, des auscultations de la maçonnerie par réflectométrie radar (en surface des parements ou directement en forage) ont permis de localiser plus précisément des zones d'hétérogénéité avant injection et après injection pour contrôle du remplissage.

4. **Synthèse et conclusions**

Grâce à la méthodologie employée, les deux exemples présentés ont respectivement permis de :

- déterminer la composition d'un mortier particulier caractérisé par un liant mixte à base de chaux et de kaolin indicatif d'une connaissance ancienne de l'intérêt de ce type de mélange à caractère pouzzolanique. D'un point de vue géographique, l'hypothèse de l'utilisation d'une eau de mer comme eau de gâchage est également plausible, les ions chlorures ayant pu, de plus, catalyser les réactions d'hydratation. La confection en laboratoire de ce mortier a d'ailleurs confirmé que ce mélange aboutissait à la formation des phases minérales reconnues [8],
- déterminer précisément la nature et l'état d'altération de mortiers de remplissage, ce qui a permis d'adapter la formulation des coulis en fonction des résultats obtenus. Les coulis ont ainsi été confectionnés à l'aide d'un liant adapté à l'environnement : caractère hydraulique possible et nécessaire, faible teneur en aluminate tricalcique afin de minimiser les risques de combinaison avec les sulfates présents...

Ces deux cas ne sont que des exemples très ponctuels et ne concernent que des matériaux à base de liants à caractère hydraulique ou pouzzolanique. La méthodologie exposée a également été utilisée pour tout autre type de mortiers qu'ils soient à base de plâtre, de chaux aérienne, de ciment naturel, de ciments Portland ou de liants mixtes. Pour nommer quelques exemples, on pourrait citer les mortiers d'époque pharaonique à base de plâtre [9], les enduits égyptiens d'époque ptolémaïque à base de chaux-plâtre, les mortiers des cathédrales de Poitiers et d'Amiens à base de chaux aérienne [10], le béton Coignet de la fin du 19ème siècle à base de ciment naturel [11] et l'ensemble des mortiers ou bétons de ce siècle [12].

Par ailleurs et bien entendu, ces analyses permettent également de caractériser des mortiers récemment appliqués pouvant présenter des désordres précoces. Ce type d'étude peut permettre, par exemple, de vérifier si les prescriptions relatives à un chantier de restauration ont été suivies.

Enfin, il est important de rappeler que selon le cadre de l'étude et/ou selon l'objectif de la caractérisation du matériau en question, cette méthode peut être utilisée partiellement ou dans sa totalité.

5. **Bibliographie**

1. Hornain, H., "Méthodologie d'approche de la microstructure des bétons par les méthodes microscopiques" Compte-rendu des journées techniques AFPC-AFREM sur la durabilité des bétons - INSA-LMDC Toulouse (1997) 139-152
2. Deloye, F.X., "Utilisation du calcul automatique en analyse minéralogique quantitative". Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°89, (1977) 33-38
3. Deloye, F.X., "Le calcul minéralogique. Application aux monuments anciens". Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°175 (1991) 59-65
4. Martinet, G., "Grès et mortiers du temple d'Amon à Karnak. Etude des altérations, aide à la restauration". Thèse de doctorat en sciences de la terre, option géomatériaux, Université de Tours, 248 p. et éditions LCPC.(1992)
5. Platret, G., Deloye, F.X, " Thermogravimétrie et carbonatation des ciments et des bétons". Journées des sciences de l'ingénieur du réseau des LPC. Vol. 1 (1994) pp I-237-243
6. Rafaï, N., "Application des isotopes stables (^{13}C et ^{18}O) à l'étude de la carbonatation et à la décaclification des bétons. Thèse de l'université de Paris VI (1994)
7. Rafaï, N, Moranville, M., Hornain, H., Li G., "Carbonation of cement and concrete. Investigation by isotopic analysis of ^{13}C /^{12}C and ^{18}O/^{16}O". 4th beijing international symposium on cement and concrete. Vol. 3 (1998) 170-174
8. Bernabé, E., "Les mécanismes d'altération des monuments historiques en environnement océanique et rural. Application à la conservation de l'église Saint Nonna de Penmarc'h et de la Basilique de Folgoet". Thèse de l'université d'Aix-Marseille (1996)
9. Martinet, G., Deloye, F.X., Golvin, J.C., "Caractérisation des mortiers pharaoniques du temple d'Amon". Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°181 (1992) 39-45
10. Bromblet P., "Utilisation de la méthode du calcul normatif pour la mise au point d'un mortier de rejointoiement. Application au portail sud de la façade occidentale de la cathédrale d'Amiens". Journée Icomos "La chaux et les mortiers" (1995)
11. Martinet, G., "Le béton à la recherche de l'aspect de la pierre : composition, évolution et altérabilité" International Rilem Conference "Concrete : from material to structure (1997) 311-321
12. Martinet, G., Deloye, F.X., Le Roux A., "Natures et altérations des mortiers de restauration du temple d'Amon à Karnak". Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°182, (1992) 21-25.

La consolidation des mortiers dans les maçonneries anciennes
Journée technique internationale
Icomos - Paris - 14 décembre 1999

Méthodes de diagnostic de l'état des maçonneries anciennes Auscultation non destructive par réflectométrie radar

Jean Luc GARCIAZ, Jean - Louis PERRIN, Alexandre BOULE
Laboratoire d'Etudes et de Recherches sur les Matériaux (LERM)
Arles - France

1. Introduction

Les méthodes d'investigations non destructives sont de plus en plus utilisées pour la reconnaissance des structures construites (ouvrages d'art, monuments historiques, bâtiments,...).

Parmi les différentes méthodes géophysiques applicables à l'auscultation des maçonneries (mesures soniques, résistivité électrique,...), la réflectométrie radar peut souvent aider à établir un diagnostic d'état.

Dans de nombreux cas, cette méthode constitue un outil précis, fiable et très complémentaire des études classiques généralement basées sur des méthodes d'investigations ponctuelles (sondages et essais géotechniques) ou plus globales (relevé visuel,...).

Dans le contexte de l'étude des maçonneries anciennes, les résultats obtenus en phase d'investigation préalable permettent d'optimiser les solutions de traitements en localisant avec précision les zones d'anomalies. En phase de contrôle, après travaux, l'efficacité du traitement peut être évaluée en comparant les résultats obtenus avec ceux de la première phase.

Cette méthode d'investigation à grand rendement et haute résolution est en effet bien adaptée, en particulier :

- ⇒ pour la détection d'anomalies du type : décollements, cavités, discontinuités, zones hétérogènes, structures enfouies ou masquées,
- ⇒ pour la reconnaissance de la géométrie d'une structure (épaisseur, extensions),
- ⇒ pour l'implantation judicieuse de sondages.

Après une première partie de présentation générale de la méthode (principe, matériel, mise en œuvre), cet article aura pour objet de montrer son application au contrôle des injections dans une maçonnerie ancienne.

2. Principe de la réflectométrie radar : notions de base

En résumé, le principe de la méthode est basé sur la réflectométrie d'ondes électromagnétiques générées sous la forme d'impulsions de courte longueur d'onde, émises à cadence élevée (en continu) selon des profils de mesures.
Des échos sont provoqués à l'interface entre des milieux physiques différents, caractérisés par des propriétés électromagnétiques distinctes.
La mesure de la vitesse de propagation des ondes et l'analyse de la géométrie, de l'intensité, de la polarité des échos constituent la base de l'interprétation des résultats, obtenus sous forme de coupes - temps continues (= radargrammes).

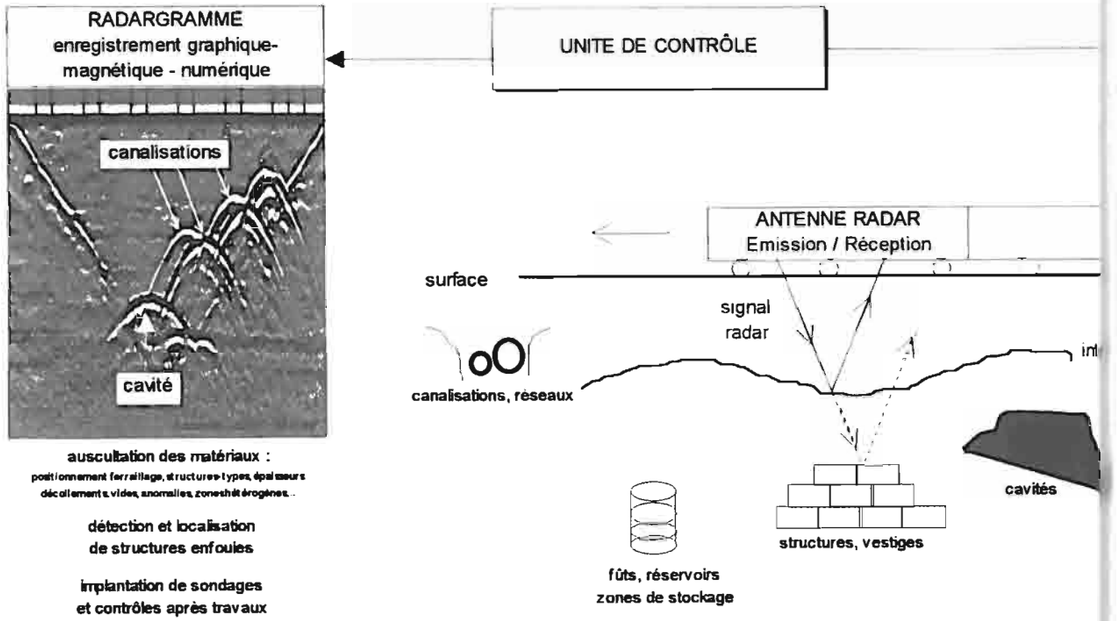


Fig. 1: schéma du principe de la réflectométrie radar

2.1 Vitesse de propagation et constante diélectrique

La mesure des **vitesses de propagation** des ondes dans les matériaux et l'analyse des échos associés aux interfaces constituent les principes de base de la méthode. La vitesse de propagation des ondes dans le milieu ausculté est évaluée par la formule suivante :

$$V \approx \frac{C_0}{\sqrt{\varepsilon_r}}$$

V = vitesse de propagation des ondes en m / s
$C_0 = 3.10^8$ m / s
ε_r = permittivité relative du milieu

La consolidation des mortiers dans les maçonneries anciennes
Journée technique internationale
Icomos - Paris - 14 décembre 1999

La permittivité relative (ou constante diélectrique) est un paramètre sans dimension qui varie de 1 (vide ou air) à 81 (eau). C'est la différence de constante diélectrique entre deux matériaux distincts qui provoque la réflexion d'une fraction de l'onde émise, donc l'apparition d'un écho au niveau d'une interface (l'autre fraction de l'onde continue sa progression).

La détermination de la constante diélectrique permet de calculer la vitesse de propagation des ondes radar et par conséquent d'établir la relation entre le temps de propagation de l'onde après réflexion sur une interface et la profondeur de cette interface.

Outre des techniques de mesures radar particulières permettant de déterminer sur site la constante diélectrique du milieu ausculté, pour chaque contexte d'étude, les valeurs de ε_r peuvent être évaluées par étalonnage de la mesure sur une cible (interface) de profondeur connue, le plus souvent par sondage.

Le tableau 1 donne quelques valeurs de constantes diélectriques généralement utilisées pour les principaux matériaux rencontrés dans les milieux auscultés :

matériau	ε_r = constante diélectrique relative
air	1
eau	81
glace	3 - 4
asphalte / bitume	3 - 6
béton, maçonnerie	4 - 12 variable
sols argileux	8 - 15 variable
sable sec	4 - 6
calcaire	8 variable
granite	4 - 6 variable
basalte	8 - 9

Tableau 1 : constantes diélectriques relatives de quelques matériaux

Pour un même type de matériau la constante diélectrique relative peut varier en fonction de sa composition minéralogique et de sa teneur en eau.

2.2 Profondeur d'investigation, fréquence et atténuation

La profondeur d'investigation dépend de la nature du milieu traversé (atténuation en fonction des caractéristiques électriques et électromagnétiques des matériaux) et de la fréquence utilisée.

L'atténuation du milieu est donnée par la formule approchée :

$$\alpha \approx A \frac{\sigma}{\sqrt{\varepsilon_r}} \text{ (dB/m)}$$

σ = conductivité électrique (mS/m)
A = constante
ε_r = constante diélectrique relative du milieu

L'atténuation dépend donc de la constante diélectrique mais surtout de la conductivité électrique du milieu prospecté dans la mesure où cette dernière varie dans un facteur de 10^{-3} à 10^{3}.

Le tableau 2 donne les profondeurs d'investigation moyennes typiquement atteintes par réflectométrie radar selon la fréquence d'émission du transducteur (antenne d'émission - réception) utilisé et les principaux domaines d'application de la méthode.

Transducteurs	**Principales caractéristiques**	**Profondeur d'investigation (typique)**	**Domaine d'application préférentiel**
Très haute fréquence	1400 MHz dimensions : 20x13x5 cm poids : < 1 Kg	2 à 100 cm	• Structures et revêtements (béton, maçonneries) • Contrôle d'épaisseur • Détection de cibles (armatures...) • Détection d'anomalies (hétérogénéités, vides)
Haute fréquence	900 MHz dimensions : 20x29x11 cm poids : 2,4 Kg	5 à 200 cm	• Structures, ouvrages d'art, chaussées, pistes, etc... • Contrôle d'épaisseur, suivi des interfaces • Détection d'anomalies (vides,...) • Positionnement de réseaux
Bi-fréquence	900 + 500 MHz (bande passante 300-1200 MHz) dimensions 30x40x9 cm poids : 2,5 Kg	3 cm à 4 m	• Structures et revêtement, • Ouvrages d'art, tunnels, chaussées, pistes, etc... • Contrôle d'épaisseur, suivi des interfaces • Détection d'anomalies, de structures enfouies • Positionnement de réseaux
Basse fréquence	150 MHz dimensions : 60x80x20 cm poids :6 Kg	0,5 à 10 m	• Reconnaissances géologiques :zones hétérogènes, fractures, karsts • Suivi des interfaces • Recherche de structures enfouies
Très basse fréquence	33 à 80 MHz	5 à 30 m	• Reconnaissances géologiques
Sondes forage Basse et moyenne fréquence	200 MHz et 500 MHz Directionnelle en mode réflexion diamètre : 45 mm	0,2 à 8 m autour des forages	• Reconnaissances géologiques et géotechniques (zones hétérogènes, fractures, karsts, contrôle de structures enfouies, de fondations,...)

Tableau 2 : profondeurs d'investigation et domaines d'application de la réflectométrie radar en fonction de la fréquence d'émission

La consolidation des mortiers dans les maçonneries anciennes
Journée technique internationale
Icomos - Paris - 14 décembre 1999

2.3 Résolution et précision

La **résolution** (capacité à distinguer deux « cibles » successives) dépend de la fréquence utilisée (quelques dizaines de MHz à 2,5 GHz) et de l'échantillonnage en temps. Elle augmente avec la fréquence. La résolution est de l'ordre de 2 à 3 cm aux fréquences les plus hautes.

La **précision** (capacité à positionner une cible en x, y et z) dépend de la fréquence, de la mise en oeuvre (précision du repérage et de la vitesse de la prise de mesure) et de l'échantillonnage en distance (cadence de répétition des impulsions émises).
En moyenne, la précision est centimétrique (aux plus hautes fréquences) à décimétrique.

3. Mise en œuvre de la méthode et principaux intérêts

La prise de mesure est réalisée en déplaçant les antennes radar sur la surface à ausculter, selon des profils de mesures parallèles et éventuellement perpendiculaires. Le nombre et l'espacement des profils dépendent de la taille des cibles recherchées et de la profondeur d'investigation nécessaire.

Le matériel, léger, compact et autonome (alimentation sur batterie) permet à une équipe de deux personnes en général de couvrir rapidement des surfaces importantes.
Selon les conditions d'accès, le linéaire de profil de mesure peut atteindre plusieurs centaines de mètres par jour sur des structures verticales, voire beaucoup plus pour des mesures au sol.
Une structure peut être auscultée à partir d'une seule surface accessible.

Dans le cas d'un mur ou d'un pilier, les mesures sont possibles jusqu'à 3 à 4 mètres de hauteur sans équipement particulier. Au delà de cette hauteur, un moyen d'accès (échafaudage, nacelle,...) ou l'appel à un spécialiste en travaux acrobatiques est possible.

Les mesures, enregistrées sur supports magnétique et graphique, sont visualisées en temps réel sur un écran, ce qui permet une première interprétation des résultats sur le site même. Cette possibilité est particulièrement intéressante pour implanter très rapidement des sondages avec précision sur des anomalies bien ciblées.

L'interprétation approfondie des mesures est basée d'une part sur le traitement des enregistrements par ordinateur, à l'aide de logiciels spécifiques, et d'autre part sur l'étude des corrélations avec les données existantes (données historiques par exemple) ou les méthodes d'investigation complémentaires (sondages, autres méthodes géophysiques, etc.).

La répétitivité des mesures est certaine, ce qui permet notamment de comparer des résultats acquis au même endroit à des périodes différentes (avant et après travaux par exemple).

Les résultats peuvent être présentés sous la forme de cartes, de coupes ou de radargrammes interprétés, accompagnés de commentaires.

4. Application aux contrôles avant et après injection

Les mesures sont réalisées sous forme de profils espacés de 0,5 à 2 mètres, en utilisant des antennes radar centrées sur des fréquences comprises entre 500 et 1400 MHz (fig. 2). La prise de mesure est effectuée avant et après injection, sur des profils implantés aux mêmes emplacements, avec les mêmes paramètres d'enregistrement.

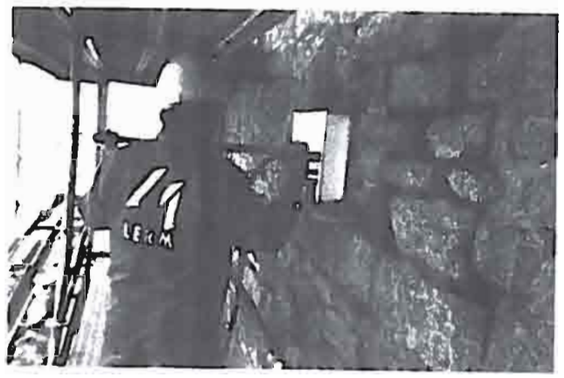


Fig. 2 : Prise de mesure radar (antenne 500 MHz) sur la tour Boucle du Mont St-Michel

Les enregistrements sont traités avec un logiciel spécifique permettant de représenter les structures auscultées sous la forme de coupes-profondeur. Les anomalies détectées, correspondant aux hétérogénéités (vides, joints dégradés, discontinuités) apparaissent sous la forme de taches colorées avec une palette de couleur codée en fonction de l'intensité des échos radar (fig. 3).

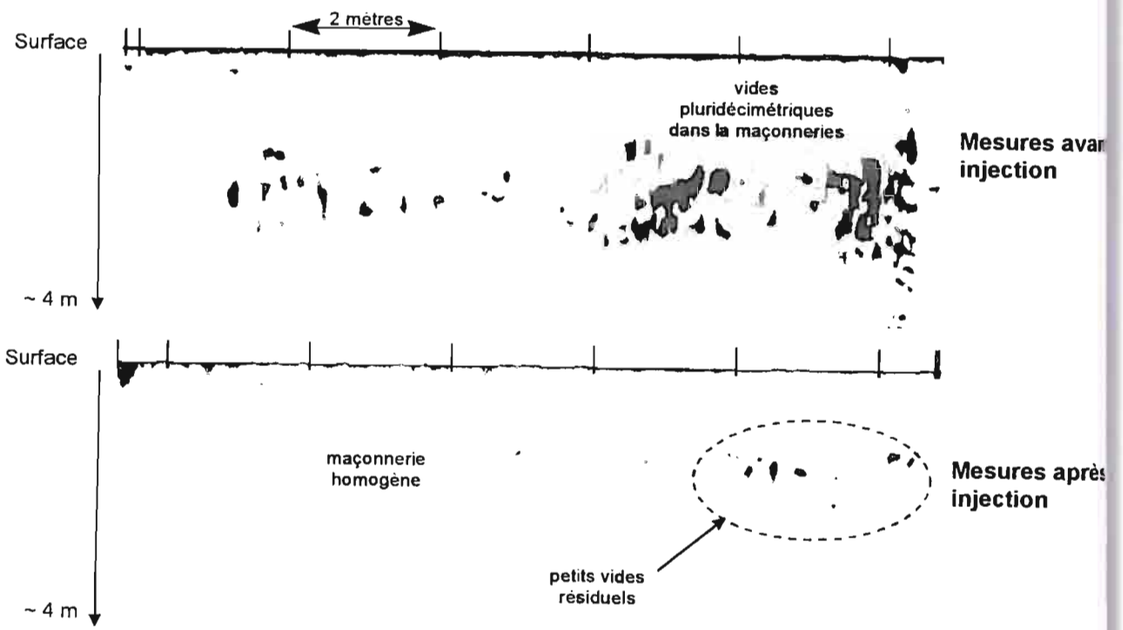


Fig. 3 : Exemple de radargramme 500 MHz traités : coupe horizontale de la maçonnerie - Extrait d'une étude sur la tour Boucle du Mont St-Michel.

La consolidation des mortiers dans les maçonneries anciennes
Journée technique internationale
Icomos - Paris - 14 décembre 1999

Ces enregistrements montrent la réponse radar obtenue avant et après injection sur un profil horizontal effectué au même endroit sur une maçonnerie de plus de 4 mètres d'épaisseur.

Les anomalies détectées lors de l'auscultation préalable correspondent le plus souvent à des vides centimétriques à pluridécimétriques confirmés par carottage.

La disparition de la plupart des anomalies, après injection, est nettement mise en évidence. Les anomalies qui subsistent dans la partie droite de la coupe, correspondent à des vides résiduels.

Dans la plupart des cas, les échos radar détectés dans une maçonnerie ancienne correspondent :

- au joint entre les blocs appareillés,
- aux hétérogénéités normales existant dans une maçonnerie de remplissage située à l'arrière d'un parement.

L'intensité des échos devient anormale lorsque des vides ou des matériaux très humides remplissent les interstices entre les blocs.

Il convient de préciser que les fissures très fines, perpendiculaires à la surface auscultée ainsi que les cavités de très petite taille, ne sont pas détectées.

Par ailleurs, les mesures après injection doivent être réalisées suffisamment longtemps après la prise du coulis pour que la conductivité électrique globale des matériaux ne soit pas trop élevée.

Dans tous les cas, il est souhaitable d'étalonner les mesures avec quelques carottages afin d'identifier au mieux les anomalies détectées.

5. Conclusion,

Une auscultation radar réalisée dans de bonnes conditions ne permet certes pas de mesurer précisément le volume des vides à injecter, ni la compacité des matériaux, mais elle montre bien :

- la répartition géographique des zones d'anomalies dans une structure, en phase préalable de diagnostic,
- l'existence d'une corrélation entre les anomalies détectées et les désordres susceptibles de correspondre à des zones injectables,
- la possibilité d'évaluer la répartition et l'homogénéité des injections, en comparant les mesures avant et après les travaux. Cette analyse peut conduire éventuellement à réaliser une deuxième phase de traitement.

Au total, la facilité de mise en œuvre, le rendement, la complémentarité avec d'autres techniques d'investigations et les nombreuses informations obtenues font de la réflectométrie radar une méthode efficace de diagnostic et de contrôle de l'état des maçonneries anciennes.

Références bibliographiques

- Annan A.P., Davis J.L., 1976, *Radar range analysis for geological materials,* Report of Activities, Geological Survey of Canada, Paper 77-1B, pp 117-124.
- Annan A.P., Davis J.L., 1976, *Radar range analysis for geological materials,* Report of Activities, Geological Survey of Canada, Paper 77-1B, pp 117-124.
- Petroy D., 1994, *Assessment of Ground Penetrating Radar applicability to specific site investigations : simple methods for pre-survey estimation of likely dielectric constants, target resolution & reflection strengths*, presented at SAGEEP '94, Boston.
- Tillard S., 1991, *Evaluation des performances de la technique radar en prospection géophysique,* Thèse de doctorat, Institut de Physique du Globe de Strasbourg.
- Petters L., Jeffrey J., Daniels, Young D., 1994, *Ground penetrating radar as a subsurface - - enviromental sensing tool,* Proceedings of the I.E.E.E., vol. 82, n°12.
- Cariou J., Chevassu G., Côte P., Dérobert X., Le Moal J.Y., 1997, *Application du radar géologique en génie civil,* Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°211, pp117-131.

CONTROLE D'INJECTION DE COULIS PAR TOMOGRAPHIE EXEMPLES SUR DES MONUMENTS HISTORIQUES

Odile ABRAHAM, Xavier DEROBERT

LCPC - Section Reconnaissance et Géophysique - BP 4129 - 44341 Bouguenais Cedex

RESUME

Il y a quelques années dans le cadre d'un projet européen *, le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées a testé des méthodes de tomographie pour le contrôle non destructif d'injection de coulis dans les monuments historiques. Nous présentons dans ce qui suit un exemple de tomographie sismique avant et après injection sur le campanile de Chioggia (Italie) et une comparaison d'imagerie sismique 3D et de tomographie électromagnétique monochromatique (TEOM) sur le campanile de St-Justine (Italie). Ces travaux sont déjà publiés [1,2].

INTRODUCTION

Le principe de la tomographie est de visualiser l'intérieur d'objet (2D ou 3D) à partir de mesures recueillies depuis la surface (ou entre forages). Le résultat se présente sous la forme d'une carte de propriétés qui dépendent du type d'onde utilisée. Le milieu est généralement caractérisé par la vitesse des ondes de compression en tomographie sismique et par une carte de longueur caractéristique (distance de propagation nécessaire pour diviser par *e* l'amplitude du champ électrique) en tomographie électromagnétique monochromatique.

TOMOGRAPHIE SISMIQUE : APPLICATION SUR LE CAMPANILE DE CHIOGGIA (Italie)

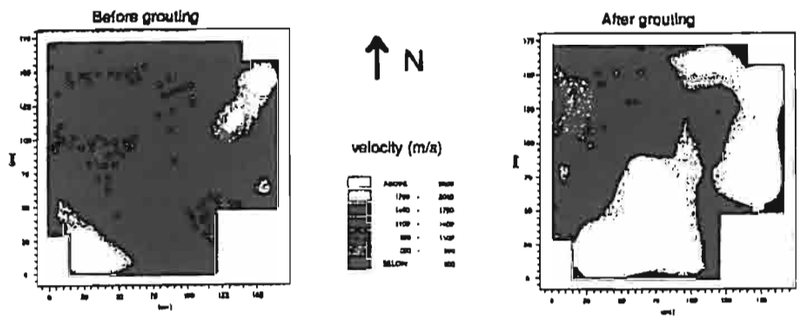


Figure 1 : Tomographie sismique à Chioggia. Image de droite : avant injection. Image de gauche : après injection.

* Projet EV5V-CT920106 'Non destructive testing and system identification to evaluate diagnostics methods and reinforcement techniques applied to historical buildings'

L'objectif est de suivre les améliorations des propriétés mécaniques d'un pilier de campanile après une injection de coulis en comparant deux cartes de vitesses sismiques : une obtenue avant injection, l'autre obtenue après injection.

La carte de vitesse sismique est construite, avec le logiciel RAI-2D développé par le LCPC, à l'aide de la mesure des temps de trajet de l'onde de compression entre un ensemble de sources et un ensemble de capteurs. Les 31 positions des sources et des capteurs sont identiques avant et après injection. La source est un marteau et les récepteurs des accéléromètres. Pour des raisons de difficulté d'accès, un oscilloscope 4 voies a été utilisé. La carte avant injection est obtenue avec 399 temps de trajet et celle après injection avec 445.

En gardant à l'esprit que pour un même matériau une augmentation de vitesse correspond à une amélioration des propriétés mécaniques des matériaux, on peut constater après injection que (Figure 1) :

- en moyenne, la vitesse du pilier a augmentée,
- au Sud Ouest l'injection a de façon conséquente amélioré l'état du pilier,
- au Nord Est les améliorations sont plus faibles.

Ces observions corroborent les observations de terrain. En effet, les trous d'injection sur la face Sud sont à 0,5m du plan de tomographie tandis que sur la face Nord ils sont à 1m : le coulis à tendance à mieux se disperser horizontalement que verticalement.

IMAGERIE SISMIQUE 3D ET TOMOGRAPHIE ELECTROMAGNETIQUE MONOCHROMATIQUE (TEOM)

Le campanile de St-Justine (Padoue, Italie) au moment de notre intervention était en cours de confortement. De part et d'autre de la porte d'entrée des travaux d'injection ont été entrepris. Avant et après injection, nous avons donc procédé à des mesures sismiques (imagerie 3D) et électromagnétiques (TEOM) pour suivre les modifications liées à cette injection. Malheureusement, après injection, les mesures électromagnétiques sont inexploitables car le milieu est devenu trop absorbant à cause du coulis frais, saturé en eau et très conducteur pour les ondes électromagnétiques. Aussi, comme l'objectif de ce paragraphe est de montrer la complémentarité de ces deux méthodes de reconnaissance, nous ne considérerons que l'auscultation avant injection. Notons que la reconnaissance sismique, comme dans le cas précédent, permet de suivre l'amélioration des propriétés mécaniques de cette zone consécutive à l'injection.

Imagerie sismique 3D

L'imagerie sismique 3D est une extension de l'algorithme de tomographie et utilise le même principe que le programme RAI-2D. Les deux principaux avantages de l'imagerie 3D sur la tomographie sont, la prise en compte de trajets sismiques qui n'appartiennent pas à un plan, et la possibilité de sélectionner n'importe quel plan pour visualiser les résultats. Son principal désavantage est son coût lié en partie à une durée de mesure beaucoup plus longue. Ce dernier peut être optimisé, pour l'auscultation de parallélépipèdes, en plaçant les points de mesure sur les diagonales. Dans notre cas (Figure 2), seules certaines diagonales sont accessibles. Les résultats sont donc meilleurs dans les zones proches de la porte, là où la densité de rais (trajet suivi par l'onde) est plus importante.

Journée technique ICOMOS "Coulis" Décembre 1999

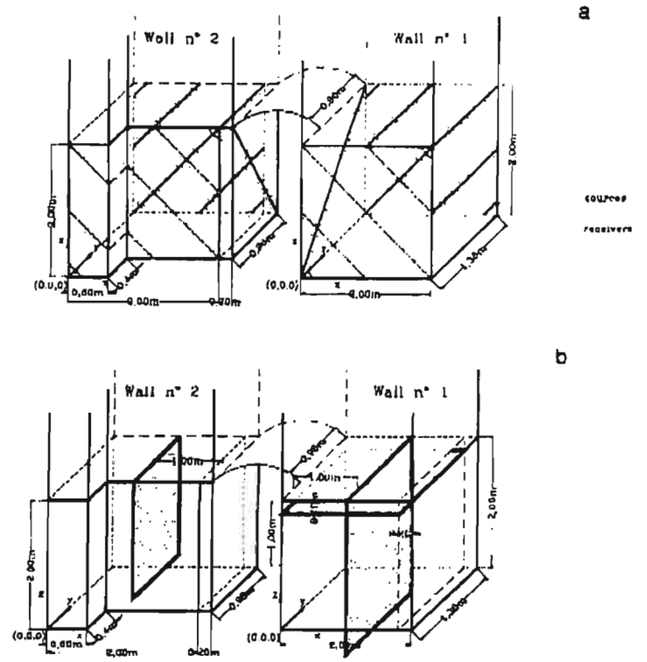


Figure 2 : dispositif expérimental pour l'imagerie 3D. a : positions des sources et capteurs. b : plans de tomographie sélectionnés

Tomographie électromagnétique monochromatique

Cette méthode a été développée au LCPC pour la détection de cavité entre forages. Des antennes ont donc été réalisées spécialement pour l'auscultation des monuments historiques. Les mesures sont directement liées aux propriétés atténuantes du matériau par rapport aux ondes électromagnétiques. L'algorithme utilisé est toujours RAI-2D avec de légères modifications pour traiter des mesures d'amplitudes sous l'hypothèse de propagation dipolaire. Après inversion, les résultats se présentent sous la forme d'une carte de longueur caractéristique Lc. Des longueurs caractéristiques élevées indiquent des matériaux peu absorbants tels que des maçonneries pleines de pierres, au contraire des matériaux de remplissage, souvent humide avec une présence importante de matériaux argileux, qui sont très absorbants.

Résultats

Les paramètres d'inversion sont identiques pour les deux méthodes.

Les deux cartes verticales pour l'imagerie sismique (Figure 3 - mur n°1 Figure 4 - mur n°2) sont extraites des résultats 3D après inversion de 2300 mesures (55 sources et 42 récepteurs). Les résultats TEOM sont obtenus à partir de 139 mesures. Les zones de forte absorption électromagnétique correspondent à des zones de vitesses sismiques élevées et vice versa. Le mur est mécaniquement plus robuste dans sa partie basse que dans sa partie haute. La mesure de Lc nous renseigne sur la teneur en eau du matériau qui est donc plus élevée en bas qu'en

haut, si on suppose que la composition du matériau reste similaire dans toute la zone d'auscultation.

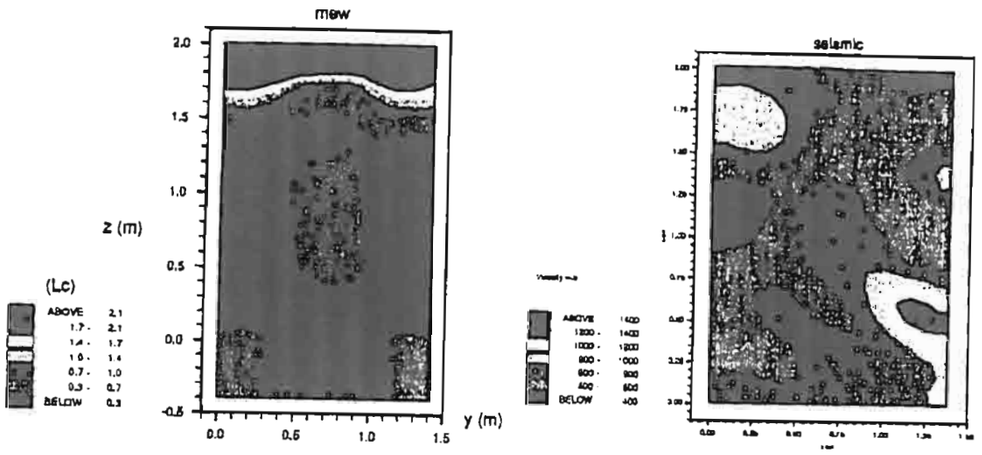


Figure 3 : résultats pour le mur n°1. Image de droite : TEOM. Image de gauche : sismique.

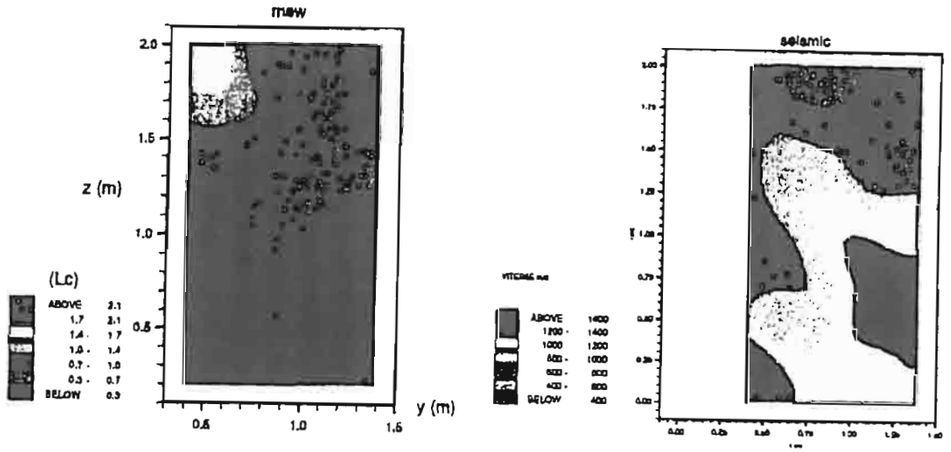


Figure 4 : résultats pour le mur n°2. Image de droite : TEOM. Image de gauche : sismique.

La figure 5 montre deux tomographies, TEOM et sismique, obtenues à partir des mêmes points de mesure dans la partie haute de la zone d'investigation (c'est-à-dire là où l'absorption est minimale pour les ondes électromagnétiques). Si l'on considère en première approximation une teneur en haut à peu près constante dans le plan horizontal, l'augmentation de Lc et la diminution de vitesse au centre de la zone est explicable par à une zone plutôt désagrégée et plus poreuse qui pourrait résulter de la présence d'eau dans cette zone par le passé.

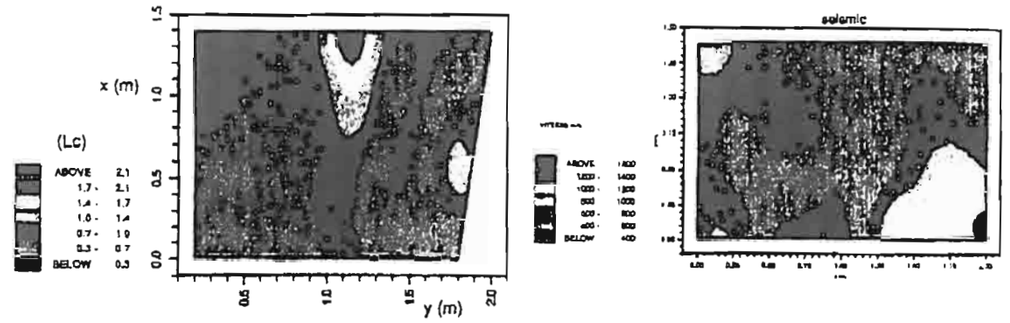


Figure 5 : résultat pour le plan horizontal. Image de droite : TEOM. Image de gauche : sismique.

CONCLUSION

L'utilisation de méthodes tomographiques ou d'imagerie 3D est bien adaptée au suivi des modifications de type injection dans les monuments historiques comme le laissaient supposés les résultats antérieurs obtenus sur les structures du génie civil.

REFERENCES

1. *Seismic Tomography in Civil Engineering.* NDT-CE, Berlin, 1995, pp459-466. Ph. Côte, O. Abraham.
2. *Seismic and electromagnetic tomography applied to historical buildings : a case history.* 2nd Meeting EEGS, Nantes, 1996, pp232-235. O. Abraham, X. Dérobert, J. Alexandre, Ph. Côte.

Réparation et renforcement des monuments historiques
Coulis d'injection compatibles avec les maçonneries historiques et effets structuraux sur des murs à trois parements

E.-E. Toumbakari
Research Assistant, Laboratory of Reinforced Concrete, Dep. of Civil Engineering, National Technical University of Athens, Greece

Résumé
Le but de notre recherche est le developpement de coulis d'injection pour la consolidation de maçonneries et des monuments historiques. Des exigences pour le choix et la composition des matériaux sont d'abord définies, afin de permettre la production de compositions physiquement et chimiquement compatibles avec les matériaux existants et aussi performantes d'un point de vue structurel. Des combinaisons de ciment Portland ordinaire en petites proportions, avec des matériaux traditionnels dans les maçonneries historiques, comme chaux hydratée et pouzzolanes naturelles, ont été examinés. Dans certains coulis, une quantité limitée de fumée de silice a été ajoutée. De résultats selectifs sur les propriétés mécaniques et d'adhérence de ces compositions, leur microstructure, porosité et distribution des pores, ainsi qu'une comparaison des propriétés mécaniques de murs injectés avec les coulis étudiés et un coulis à base de ciment Portland ordinaire sont commentés. Il est ainsi montré que les injections hydrauliques composites sont capables de restaurer, voire améliorer, les propriétés mécaniques des structures en maçonnerie ancienne, tout en étant physiquement et chimiquement compatibles avec les matériaux existants.

Table des matières

Résumé 1
Table des matières 1
1. INTRODUCTION 2
2. APPROCHE METHODOLOGIQUE 2
2.1. Définition des critères de formulation des coulis 2
2.2. Sélection du type de liant 3
2.3. Caractéristiques des matériaux et compositions utilisées 4
2.4. Méthodologie et procédures expérimentales 5
3. PROPRIETES MECANIQUES ET D' ADHERENCE DES COULIS HYDRAULIQUES COMPOSITES 6
3.1. Résistances en compression et en flexion des coulis hydrauliques composites 6
3.2. Caractéristiques d'adhérence des interfaces coulis-pierres calcaires et coulis-briques 6
4. MICROSTRUCTURE DES COULIS HYDRAULIQUES COMPOSITES 8
4.1. Evolution de la porosité 8
4.2. Evolution de la microstructure suite à la réaction pouzzolanique 8
4.3. Produits de l'hydratation des coulis 9
4.4. Observation de la réaction pouzzolanique 10
5. PROPRIETES MECANIQUES DE STRUCTURES INJECTEES : ETUDE COMPARATIVE 10
5.1. But de la recherche 10
5.2. Caractérisation des coulis et des murs avant injection 11
5.3. Caractéristiques des murs après injection 12
6. CONCLUSION 13
REMERCIEMENTS 14
BIBLIOGRAPHIE 15

résistances assez lent. A la suite de ces considérations, le choix des matériaux de base a été orienté vers la chaux hydratée et les pouzzolanes naturelles, d'une part, et le ciment Portland ordinaire, d'autre part. Des essais avec des ajouts de fumée de silice ont aussi été effectués. **La logique de formulation des compositions est donc la combinaison et optimisation des différentes réactions (réaction chaux-pouzzolane et hydratation du ciment) qui ont lieu simultanément**. Le but de la recherche était l'exploration du potentiel de ces combinaisons, appelées désormais « coulis hydrauliques composites ».

2.3. Caractéristiques des matériaux et compositions utilisées

Les matériaux utilisés sont: ciment Portland ordinaire (OPC) CEM I 42.5 LA HSR (contenu bas d'alkalis et résistant aux sulphates), chaux hydratée avec une surface spécifique BET égale à 13.32 m^2/g, la pouzzolane naturelle Rheinisch Trass et fumée de silice en slurry. Leurs caractéristiques sont présentés au Tableau 3. Le R.Trass a toujours été tamisé aux 0.080 mm avant utilisation. Pour améliorer la dispersion des grains du coulis, un superplastifiant à base de naphthalene formaldehyde a été ajouté dans l'eau de gâchage. Le rapport eau sur solides (W/S) était 0.85. Les proportions de certains des mélanges étudiés sont présentés au Tableau 4. L'adhérence des coulis a été testée sur deux supports différents: vieilles briques du 19e s. et pierres calcaires provenant de démolitions. Leurs caractéristiques mécaniques moyens sont présentés au tableau 5.

Tableau 3 Composition chimique des matériaux de base et composition minéralogique du clinker

[%]	Chaux hydratée	Trass [< 80 µm]	Fumée de Silice	CEM I	[%]	Chaux hydratée	Trass [< 80 µm]	Fumée de Silice	CEM I
L.o.i.	25.3	6.13	1.92	0.92	SO_3	0.02	0.35		2.80
CaO	73.2	2.16		63.22	P_2O_5				0.18
CaO-libre				0.66	Na_2O		1.78		
					K_2O		1.93		0.52
SiO_2	0.40	67.56	96.02	21.37	C_3S				54.15
Al_2O_3	0.15	16.02		3.61	C_2S				20.04
Fe_2O_3	0.10	4.56		4.13	C_3A				2.59
MgO	0.35	0.03		2.25	C_4AF				12.57

Tableau 4 Mélanges utilisés pour la formulation des coulis

Identification du coulis	Composition [%-poids]				Chaux hydratée : (Trass+FS)
	Chaux hydratée	Rh.Trass	Fumée de silice (FS)	Ciment Portland CEM I	
13b-0	17.5	52.5	0.0	30.0	1:3
14b-0	14.0	56.0	0.0	30.0	1:4
15b-0	11.7	58.3	0.0	30.0	1:5
13b-10	17.5	42.5	10.0	30.0	1:3
14b-10	14.0	46.0	10.0	30.0	1:4
15b-10	11.7	48.3	10.0	30.0	1:5
Cb-0	20.0	-	-	80.0	

Tableau 5 Propriétés des briques et des pierres calcaires

Type de support	Résistance en compression [MPa]	Résistance en traction (par flexion) [MPa]
Pierres calcaires	55.0	5.4
Briques (19e s.)	25.0	5.9

2.4. Méthodologie et procédures expérimentales

Essais rhéologiques et mécaniques sur les coulis

La formulation d'un coulis d'injection nécessite l'étude en parallèle des caractéristiques rhéologiques et mécaniques des mélanges. La pénétrabilité, en termes de dimensions des interstices que le coulis doit injecter, a été choisie égale à 0.3 mm. La difficulté majeure de l'étude provient de la nécessité d'utiliser des rapports eau/solides élévés, ce qui entraîne une baisse des résistances mécaniques et peut aussi provoquer un fort ressuage et sédimentation. La pénétrabilité a été testée selon la norme AFNOR P 18-891 [5], en utilisant un sable 1.0/2.0 mm (au lieu de 0.63/1.25 indiqué par la norme). Des interstices de diamètre de 0.15-0.3 mm peuvent ainsi être simulés [6]. L'injection se faisait à une pression de 0.8-1.0 bars. Pour les formulations sans fumée de silice, le malaxage a été effectué avec un malaxeur à haute turbulence aux 2400 rpm. Les coulis contenant fumée de silice ont été préparés avec un malaxeur à ultrasons aux 28 kHz parallélement à un malaxage mécanique aux 300 rpm. Les résultats de l'étude rhéologique complète ont déjà été rapportés [7, 8]. Par ailleurs, l'étude rhéologique et mécanique préliminaire sur le contenu minimal de ciment Portland a déjà été publiée [9]. La conservation des éprouvettes se faisait à une humidité relative de 95% à 20°C. A cause de leur fluidité et de leur lent durcissement, le démoulage avait lieu 7 jours après la préparation des mélanges. La résistance des coulis en traction (par flexion) a donc été mesurée sur des éprouvettes de dimension 40x40x160 mm, et les deux pièces provenant de cet essai ont été utilisées pour la détermination de la résistance en compression.

Essais d'adhérence sur des systèmes briques/pierres calcaires-coulis

L'humidité des briques et pierres calcaires influence l'adhérence dans le système support-coulis. Une procédure spéciale pour la préparation d'éprouvettes composites et pour le contrôle de ces paramètres a été mise au point [10]. Les conditions de conservation ont été décrites plus haut. Les essais ont eu lieu 60 jours après préparation. L'influence d'un environnement sec et chaud sur l'adhérence a été testée sur une série d'éprouvettes conservées à 65% H.R. à 30°C. Un coulis contenant 80% ciment Portland, 20% chaux hydratée et le même rapport eau/solides que les coulis hydrauliques composites (Cb-0, cf. Tableau 4) a été utilisé comme référence. Les essais de traction ont été effectués avec un appareil Schenck d'une capacité de 100 kN à une vitesse de 0.1 mm/min. Les essais de cisaillement ont été effectués avec une boîte de cisaillement ELE International (destinée aux essais de mécanique des sols) à une vitesse de 0.3 mm/min. Les déplacement et les forces de cisaillement corespondantes étaient automatiquement enregistrés.

Etude de la microstructure

Afin d'arrêter l'hydratation à un âge déterminé, les éprouvettes étaient d'abord écrasées et les pièces produites étaient immergées dans de l'éthanol pure, ensuite dans de l'éther et finalement séchées à 50°C sous vide et conservées. Des poudres provenant de ces pièces ont été préparées et utilisées pour l'analyse en diffraction des rayons X. La porosité a été mesurée avec un porosimètre à mercure Autoscan et la microstructure étudiée au microscope électronique à balayage JEOL 6100 aux 15kV. Avant l'observation au microscope, les pièces étaient de nouveau cassées et les surfaces de fracture nouvellement produites étaient couvertes par une couche de platine.

Essais sur de murs

Deux types de murs à trois parements ont été construits, le premier destiné à des essais de compression et le second à des essais de compression diagonale. Nous ferons référence au premier type de murs uniquement. Leurs dimensions étaient 600x400x1500 mm. Au total 9 murs ont été construits, 5 en briques et 4 en pierre calcaire. Les caractéristiques mécaniques de ces derniers sont rapportés au Tableau 5. Un mortier bâtard d'une résistance de 3.4 MPa en compression et 1.2 MPa en traction a aussi été utilisé. La partie centrale des murs a été remplie par un mélange de mortier et de cailloux d'une résistance de 3 MPa en compression. Les murs ont d'abord été testés en compression et ensuite injectés avec trois types de coulis (13b-0, 13b-10 et Cb-0 comme réference). Après conservation pendant 90 jours les murs ont de nouveau été testés en compression. Les essais ont eu lieu avec une presse hydraulique Dartec d'une capacité de 5000 kN. Les déformations verticales (4 mesures) et horizontales (6 mesures) étaient enregistrées automatiquement par une série de LVDT placés sur les murs. Par ailleurs, de mesures supplémentaires étaient effectuées manuellement sur un système de

Demec collé sur les murs avant les essais. Au total, 12 mesures horizontales et 4 mesures verticales ont été effectuées sur chaque mur. Le relevé systèmatique des fissures était effectué avant et après chaque essai.

3. PROPRIETES MECANIQUES ET D' ADHERENCE DES COULIS HYDRAULIQUES COMPOSITES

3.1. Résistances en compression et en flexion des coulis hydrauliques composites

Les résultats des essais mécaniques (Figure 1) confirment le potentiel des coulis hydrauliques composites. Dans 90 jours, les coulis sans fumée de silice ont atteint une résistance en compression (6.5-7.8 MPa) supérieure aux efforts qui se développent normalement dans des maçonneries anciennes. L'addition de fumée de silice a presque doublé la résistance en compression (15.9-17.2 MPa). Il est intéressant de noter que le rythme de développement des résistances diffère sensiblement dans les deux cas : il augmente d'une manière constante dans le temps avec les coulis sans fumée de silice alors qu'il semble s'arrêter à partir des 90 jours pour les coulis avec 10% fumée de silice. La résistance en traction par flexion augmente avec le temps jusqu'à 90 jours et le rapport chaux/pouzzolane ne semble pas substantiellement influencer le niveau de résistance atteint à l'intérieur de chaque catégorie de coulis (2.2-2.5 MPa pour les coulis sans fumée de silice et 2.6-3.4 MPa pour ceux avec fumée de silice). Dans tous les cas, les coulis ayant un rapport chaux-pouzzolane de 1:3 ont aussi développé les plus hautes résistances en flexion. La réduction de cette valeur pour les coulis sans fumée de silice à partir des 90 jours (par rapport à celle mesurée à 180 jours) était de l'ordre de 10%, pour les coulis 13b-0 et 14b-0, à 18%, pour le coulis 15b-0. Une réduction de l'ordre de 3-4% a aussi été mesurée avec le coulis13b-10. Ce résultat, qui révèle une microfissuration du matériau (des éprouvettes de dimension 40x40x160 mm), peut être attribué aux réactions antagonistes entre carbonatation et réaction pouzzolanique [7], et nécessite une étude plus approfondie. Il est néanmoins estimé, que ce phénomène ne sera pas significatif dans les vides de taille limitée à l'intérieur de la maçonnerie, où le coulis sera placé.

3.2. Caractéristiques d'adhérence des interfaces coulis-pierres calcaires et coulis-briques

Les valeurs calculées de cohésion et angle de friction, en assumant un critère de type Mohr-Coulomb controllant l'interface, sont présentés au tableau 6. Au même tableau, la résistance au cisaillement τ_{max} des joints sous un effort normal de 1 MPa et la résistance au cisaillement résiduelle τ_{res} après rupture sont également rapportés. Finallement, la résistance en traction

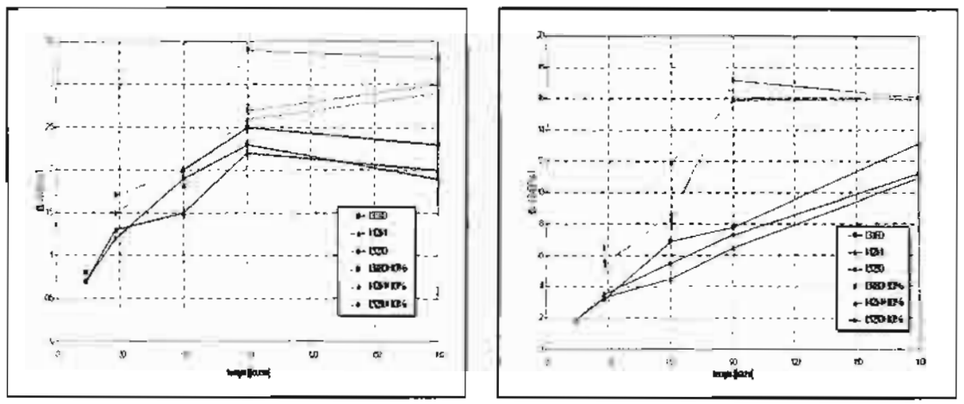


Figure 1 Evolution de la résistance en traction (à gauche) et en compression (à droite) des coulis sans fumée de silice (en noir) et avec 10% de fumée de silice (en rouge)

Tableau 6 Caractéristiques d'adhérence entre coulis et substrats en pierre calcaire ou brique humides

	Pierre calcaire				Brique				
	C	φ	σ = 1MPa		C	φ	σ= 1MPa		$f_{t,grout}$
Coulis	[MPa]	[deg]	τ_{max}	τ_{res}	[MPa]	[deg]	τ_{max}	τ_{res}	[MPa]
13b-10	0.95	13.5	1.26	1.0	1.08	20	1.78	-	1.47
13b-0	0.90	5	0.99	0.8	0.94	9	1.2	0.8	1.63
15b-0	0.88	15	1.25	0.8	0.84	12.5	1.25	1.0	1.35
Cb-0	1.24	19	1.31	0.8	1.38	26.5	2.38	-	1.75
13b-0b*	0.0	25	0.59	0.6	0.0	33	0.83	0.8	0.0

* conservation à 65% H.R. et 30°C

directe du coulis sur un support de pierre calcaire $f_{t,grout}$ est presentée. Il a été impossible d'obtenir la même valeur pour un support en brique, car la rupture se passait toujours dans ce dernier. La résistance en traction directe des briques a ainsi été mesurée à 0.65 MPa. Les valeurs de cohésion et d'angle de friction sont supérieures avec un support en brique qu'à un support en pierre calcaire. Le mode de rupture était en général adhésif, à savoir à l'interface entre la partie inférieure du support et la partie supérieure du coulis (sous un effort normal de 1 MPa). L'étude des courbes déplacement-effort de cisaillement correspondant (non présentées ici) et les valeurs rapportées de résistance au cisaillement et résistance résiduelle (cf. Tableau 6) montre que toutes les ruptures avec un support de pierre calcaire ont été ductiles. Au contraire, avec un support en brique, les coulis les plus « forts » (Cb0, 13b-10) ont produit une rupture fragile. Le changement des conditions de conservation (de 95%H.R. et 20° à 65% H.R. et 30°C) a influencé de manière décisive les caractéristiques mécaniques de l'interface. La cohesion est tombée à zéro alors que l'angle de friction a augmenté. En plus, la résistance en traction directe est aussi tombée à zéro. La présence de fissures visibles sans microscope a été constatée ainsi que la carbonatation complète du coulis.

Les références bibliographiques sur l'adhérence coulis-support étant très limitées, une comparaison avec les valeurs correspondantes obtenus avec des mortiers ou bétons s'impose. La résistance en traction directe entre des mortiers chaux hydratée-ciment et des briques modernes varie entre 0.11-0.44 MPa, alors que la résistance en cisaillement varie entre 0.20-0.49 MPa [11].La résistance en traction directe entre un ciment pouzzolanique et des supports divers en pierre variait entre 0.79-1.01 MPa dans 90 jours. La cohésion entre diverses roches calcaires et béton ordinnaire variait entre 2.0-2.9 MPa dans le cas d'une surface non rugueuse et rugueuse respectivement. Avec un support en granite, les valeurs correspondantes étaient 0.91-2.36 MPa [12]. Finalement, la cohésion entre des mortiers en ciment ou chaux hydratée-ciment et des briques modernes variait entre 0.3-1.15 MPa [13]. Ces résultats montrent que les coulis étudiés ont développé une résistance en traction élevée, alors que leur adhésion était moyenne. L'adhésion entre briques et coulis était meilleure que celle entre pierres calcaires et coulis: (i) à cause de la surface moins rugueuse de la pierre calcaire utilisée et (ii) à cause de la plus haute porosité des briques. Cette dernière a permis une absorption d'eau plus élevée, alors que la pierre calcaire était déjà presque saturée et ne pouvait plus absorber l'eau du coulis que marginalement. La même raison peut aussi expliquer les angles de friction inférieures avec la pierre calcaire (excepté avec le coulis 15b-0). Nous considerons que l'évolution de la réaction pouzzolanique aura comme conséquence l'augmentation des valeurs mesurées en 60 jours.

Le point le plus important est, à notre avis, lié au comportement du système après rupture. En effet, le même coulis pouvait occasioner une rupture différente (ductile ou fragile) en fonction du type de support. En d'autres termes, **le mode de rupture est contrôlé par le système coulis-interface-support et non pas par le type de coulis uniquement**. Il est intéressant d'observer que, si le coulis à base de ciment présente la plus haute résistance au cisaillement dans le cas des ruptures ductiles, la résistance au cisaillement résiduelle est similaire de celle présentée par les autres coulis.

4. MICROSTRUCTURE DES COULIS HYDRAULIQUES COMPOSITES

4.1. Evolution de la porosité

L'effet de la présence de fumée de silice ainsi que de la réaction pouzzolanique peut être mieux démontré en suivant l'évolution de la porosité des coulis (les pièces utilisées pour les mésures provenaient du « coeur » des échantillons, elles n'étaient donc pas affectées par la carbonatation superficielle du matériau). La distribution des pores des coulis 15b-0 et 15b-10 à l'âge de 28 et 180 jours est illustrée à la Figure 2. La porosité du coulis 15b-0 est à tout âge supérieure à celle du coulis 15b-10, qui contient de la fumée de silice. Le coulis 15b-0 présente une concentration de sa porosité autour de 1-2 µm et au dessous de 0.1 µm. Le coulis 15b-10 présente une porosité plus uniformement distribuée, avec des concentrations autour de 1-2 µm et au dessous de 0.05 µm. La réaction pouzzolanique influence de manière décisive la taille des gros pores: dans le cas du coulis 15b-10, le volume des pores supérieurs à 0.2 µm a chuté (avec une diminution très marquée aux 1-2 µm), alors que le volume des pores au dessous de 0.2 µm (et specialement entre 0.01-0.05 µm) a augmenté. Une concentration prononcée aux 0.01-0.05 µm a été observée au coulis 15b-0 ainsi qu'une diminution aux 1-2 µm après 180 jours. Il est connu que cette diminution de la porosité est dê au développement de la réaction pouzzolanique et la création des produits d'hydratation, qui occupent peu à peu l'espace des pores. Ainsi, la porosité des coulis diminue suite à la réaction pouzzolanique mais reste toujours supérieure, même à 180 jours, à celle de mortiers hydrauliques originaux (mesurée dans le cadre d'une autre recherche) [14]. Ce résultat est également valable en présence de fumée de silice à des pourcentages aussi élevés que 10%.

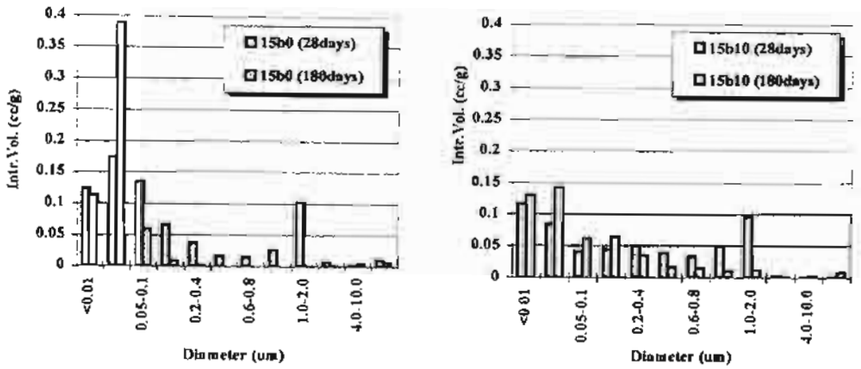


Figure 2 Evolution de la porosite du coulis 15b-0 (à gauche) et 15b-10 (à droite) en fonction de l'âge

4.2. Evolution de la microstructure suite à la réaction pouzzolanique

L'étude du coulis 15b-0 à un élargissement élevé (x800) est pris comme exemple [15]. On peut observer que le coulis 15b-0 présente une texture poreuse et non homogène. La caractèristique principale de ce matériau à l'âge de 28 jours est la présence d'ensembles composées de sphères qui occupent la plus grande surface de la matrice (Figure 3, à gauche). L'observation à des élargissements supérieurs révèle que ces structures sont couvertes de C-S-H. Il est probable qu'il s'agit de grains de ciment hydratés ou de grains de pouzzolane qui ont réagi avec la portlandite (au moins superficiellement). De gros grains de pouzzolane non réagis ainsi que de plaquettes attribués à la portlandite peuvent également être clairement distingués. A l'âge de 180 jours (Figure 3, à droite), la porosité est clairement diminuée et les crystaux de portlandite ne peuvent plus être distingués, bien qu'ils soient toujours présents (comme l'observation à des élargissements supérieurs le démontre). Il est toujours possible d'observer les grains de pouzzolane les plus grands enveloppés par une matrice composée de produits amorphes.

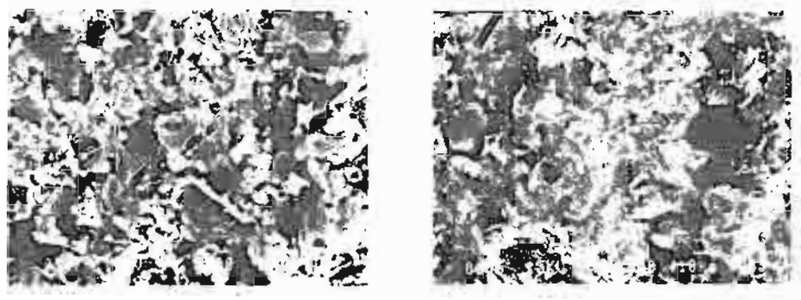


Figure 3 Surfaces de rupture du coulis 15b-0 à 28 jours (à gauche) et 180 jours (à droite) (800x)

4.3. Produits de l'hydratation des coulis

L'hydratation des coulis a été suivie pendant 365 jours et les produits d'hydratation aussi bien que les matériaux anhydres ont été identifiés par diffraction des rayons X et observés au microscope électronique à balayage. Au tableau 7 les résultats des analyses sont présentés. Ces dernières se réfèrent aux 60 premiers jours d'hydratation. L'intensité des pics varie avec le temps, puisque les réactions continuent au moins pendant 180 jours. Cette évolution n'est pas commentée ici; cependant, même après 90 jours, les produits d'hydratation restent les mêmes (bien que l'intensité des pics et donc leur concentration diffère) et il n'y a pas de phase nouvelle observée. Il est intéressant de noter que (a) les carboaluminates de calcium hydratés se développent uniquement dans les coulis sans fumée de silice, (b) la portlandite demeure en général abondante dans ces derniers même après 365 jours d'hydratation et (c) la portlandite disparrait après 180 jours d'hydratation en présence de fumée de silice. Ces résultats montrent que, malgré la limitation du contenu en ciment Portland, il y a développement des C-S-H (qui sont la phase liante principale des liants hydrauliques). Cette phase est assez stable dans le temps, et la même chose est valable pour les carboaluminates et la calcite. Les carboaluminates sont, d'ailleurs beaucoup moins solubles que la calcite [16]. La présence de la portlandite pour une période prolongée assure la continuation de la réaction pouzzolanique. Cette dernière est plus prononcée dans les coulis sans fumée de silice et se reflète d'ailleurs au rythme de développement des résistances mécaniques (cf. Figure 1). Comme il a déjà été commenté, la résistance en compression des coulis sans fumée de silice augmente de manière constante et ne semble pas s'arrêter, alors que celle des coulis avec fumée de silice semble se stabiliser après 90 jours[1].

Tableau 7 Résultats des analyses par diffractométrie des rayons X

Minéraux et produits d'hydratation	Pouzzolane	Coulis sans fumée de silice	Coulis avec fumée de silice
Analcime	+++	++	++
Quartz	+++	++	++
Leucite	++	tr *	tr
Muscovite	+	tr	tr
Biotite	+	tr	tr
C-S-H		+++	+++
Carboaluminates de calcium hydratés		+	
Portlandite		+++	++ **
Calcite		++	++

* traces

** la portlandite disparrait après 180 jours d'hydratation

[1] D'autres phénomènes sont en jeu aussi, puisque la porosité des coulis avec fumée de silice est inférieure à celle des coulis sans FS. Nous pouvons supposer que ceci limite la capacité des ions Ca^{2+} à diffuser et donc à réagir à l'intérieur du matériau.

4.4. Observation de la réaction pouzzolanique

Il est connu que la morphologie des produits de la réaction pouzzolanique est similaire à celle des C-S-H provenant de l'hydratation du ciment, bien que le ratio C:S est en général inférieur. La similitude morphologique rend ainsi leur différenciation difficile. Néanmoins, dans cette étude il a été souvent observé que de produits amorphes ont étés développés aux contours des cristaux de la portlandite (Figure 4). En effet, les cristaux apparaissent « rongés » et leur contour semble suivre celui de particules adjacents superficiellement hydratés (p.ex. Figure 1, en haut et en bas à gauche). Aussi, l'observation de la portlandite située au milieu de la photo révèle que sa surface a également été « rongée » par les particules sphériques situés à sa gauche. Cette morphologie peut être expliquée par le fait qu'une partie des cristaux de portlandite a été dissoute et les ions Ca^{2+} correspondants ont diffusé et réagi avec les grains de pouzzolane adjacents pour développer des C-S-H. Par conséquent, on peut considérer que les structures observées sont le résultat de la réaction pouzzolanique.

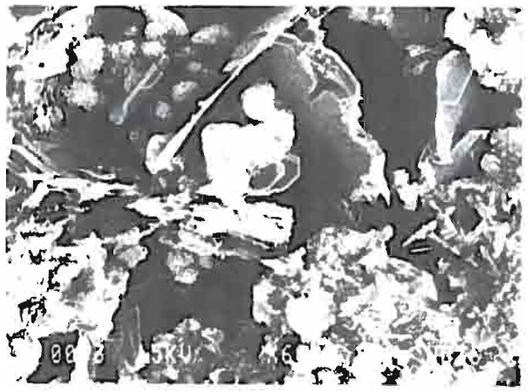


Figure 4 Coulis 15b-0 à l'âge de 180 jours : cristaux de portlandite avec des contours "rongés"

5. PROPRIETES MECANIQUES DE STRUCTURES INJECTEES : ETUDE COMPARATIVE

5.1. But de la recherche

Dans cette dernière partie, quelques résultats caractèristiques concernant le comportement des murs avant et après injection seront commentés. La difficulté des études experimentales en mécanique de la maçonnerie réside en (a) la nécessité de construire des échantillons (murs) d'une taille assez grande, afin qu'ils soient pertinents et significatifs d'un point de vue structurel et, par conséquent, (b) la difficulté de construire des échantillons reproductibles. Le dernier point est très important lors des études paramétriques, car c'est la condition nécessaire qui permet la comparaison des échantillons entre eux. Le paramètre choisi dans notre cas est les caractéristiques mécaniques des coulis.

En effet, l'étude des propriétés intrinsèques des coulis hydrauliques composites et celle des propriétés de systèmes de taille limitée (dans le cas de l'adhérence par exemple) – nécessaires en soi pour la caractérisation des matériaux à injecter - ne permettent pas des extrapolations au niveau structurel. Par conséquent, la question que nous nous posions portait sur la capacité de ces mélanges à réparer *réellement* les structures en maçonnerie. Le manque de bibliographie dans ce domaine rendait l'approche expérimentale inévitable. Les dimensions et caractéristiques des murs utilisés lors d'une recherche à NTUA ont été reproduits [17]. Afin d'éviter d'objections quant au type, taille et caractéristiques des échantillons (murs) choisis, l'utilisation de coulis largement utilisés (ceux à base de ciment Portland) et fiables d'un point de vue mécanique s'imposait. Ainsi, et à condition que les échantillons soient *effectivement* reproductibles, la comparaison des résultats obtenus avec les différents coulis, devrait

permettre de positioner les performances des coulis hydrauliques composites par rapport à cette référence (les coulis à base de ciment Portland), et ceci quel que soit le type des murs testés. D'un point de vue théorique, cette comparaison devrait aussi donner des indications supplémentaires, quant au degré d'influence des divers caractèristiques mécaniques des coulis au comportement de la structure injectée. Ce dernier point ne sera néanmoins pas commenté.

Les caractéristiques des murs avant injection seront présentés et leur reproductibilité sera discutée. Les caractèristiques mécaniques des coulis utilisés seront ensuite rapportés. Ces coulis ont été collectés sur place lors de la procédure de l'injection et ensuite conservés, ils représentent donc les matériaux effectivement utilisés et non pas ceux preparés dans le laboratoire. Néanmoins, comme il sera montré, il n'y a aucune différence significative entre les deux catégories de coulis, ce qui confirme le bon comportement des coulis hydrauliques composites, même lorsqu'ils sont produits dans des conditions de chantier et avec de quantités beaucoup plus importantes que dans un laboratoire. Finalement, les caractéristiques des quatre murs (deux en briques et deux en pierre calcaire) avant et après injection avec le coulis de réference et avec un coulis hydraulique composite sans fumée de silice seront présentés.

5.2. Caractérisation des coulis et des murs avant injection

Les caractéristiques mécaniques des coulis produits le jour de l'injection et utilisés pour la réparation des murs endommagés lors de la première campagne d'essais sont rapportés au tableau 8. L'augmentation de la résistance en compression est lente mais constante et présente plus ou moins la même évolution que les coulis préparés au laboratoire (cf. Figure 1 à droite). Seule la résistance à 28 jours des coulis préparés en chantier est supérieure à celle des coulis du laboratoire. Par contre, la résistance en traction se stabilise autour de 1.8 MPa et ne semble pas augmenter entre les 28 et 90 jours. Concernant les murs à injecter, deux ont été les caractéristiques retenus pour l'évaluation de leur reproductibilité, hormis évidemment les dimensions et matériaux de construction identiques. Ces caractéristiques sont (a) la résistance initiale et (b) le volume des vides à l'intérieur de la masse du mur. La première a été mesurée lors d'une première campagne d'essais. Le volume des vides est évidemment difficile, voire impossible, à connaître d' avance et il a été considéré égal au volume de coulis consommé par le mur lors de la procédure de l'injection. Ces données sont rapportés au tableau 9.

La reproductibilité des murs en briques est excellente : leur résistance initiale en compression est pratiquement égale et le volume des vides ne présente pas une différence significative. Cette observation est valable pour tous les murs de ce type (5 au total). Les résultats des murs construits en pierre calcaire présentent une dispersion plus importante, le mur SC4 s'éloignant le plus de la moyenne des autres. Cette dispersion, est dûe au mode de construction des

Tableau 8 Caractéristiques mécaniques des coulis préparés au chantier

	Résistance en compression [MPa]		Résistance en traction [MPa]	
Age [jours]	13b-0	Cb-0	13b-0	Cb-0
28	5.2	14.6	1.8	5.6
60	6.6	18.0	1.9	4.8
90	7.3	19.5	1.7	4.5

Tableau 9 Caractéristiques mécaniques et vides à l'intérieur des murs avant injection

Identification du mur	Type de coulis d'injection	Vcoulis/Vint [%]	Vcoulis/Vtot [%]	Résistance en compression $f_{c,0}$ [MPa]	Effort à $1/3f_{c,0}$ [MPa]
BC3 (briques)	Cb-0	19	11	2.1	0.63
BC4 (briques)	13b-0	25	14	2.2	0.65
SC2 (pierre)	Cb-0	46	17	2.1	0.63
SC4 (pierre)	13b-0	30	11	2.7	0.81

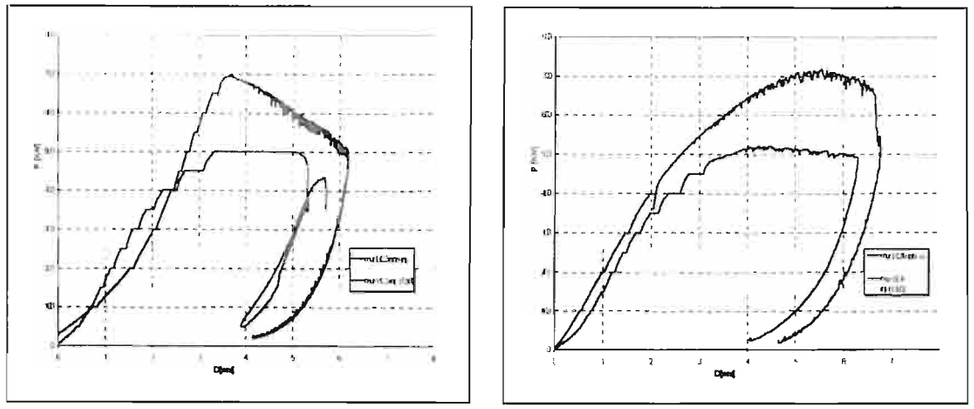


Figure 5 Courbes force-déplacement des murs en brique avant (en bleu) et après injection (en rouge) – A gauche: mur BC3 injecté au Cb-0. A droite : mur BC4 injecté au 13b-0.

échantillons, à savoir en pierres irrégulières. L'importance de détails de construction pour le comportement d'échantillons en maçonnerie est ainsi confirmée. La dispersion mesurée est néanmoins considérée acceptable pour le but de notre recherche.

5.3. Caractéristiques des murs après injection

Les courbes représentant l'évolution du déplacement vertical des murs, suite à l'application d'une force normale, sont rapportées aux figures 5 et 6. Quelques résultats mécaniques sont aussi présentés au tableau 10. L'étude des courbes de la figure 5 révèle que la résistance en compression des murs injectés est la même, malgré le fait que les caractéristiques mécaniques des coulis Cb-0 et 13b-0 sont très différents. En d'autres termes, l'amélioration induite par l'injection a été la même dans les deux cas. Les valeurs de la résistance en compression initiale et après injection sont rapportées au tableau 10. La comparaison des murs en pierre calcaire est plus difficile, étant donné la plus grande dispersion des caractéristiques des murs avant injection. On constate, néanmoins, que, si la résistance initiale en compression est différente, la résistance en compression des murs injectés est sensiblement identique. Ici aussi, l'amélioration induite par les deux coulis arrive au même niveau, qui semble d'ailleurs être une caractéristique intrinsèque du système. Ces résultats indiquent, par conséquent, que ce n'est pas la résistance en compression d'un coulis qui est le facteur qui influence le plus la

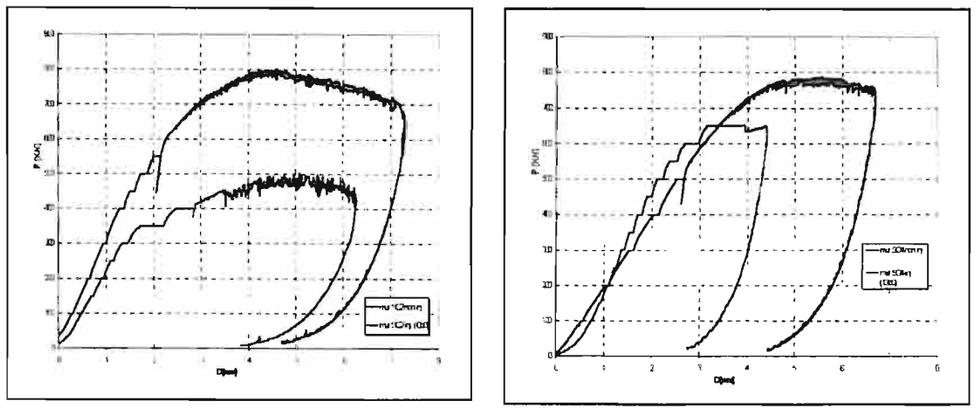


Figure 6 Courbes force-déplacement des murs en pierre calcaire avant (en bleu) et après injection (en rouge) – A gauche: mur SC2 injecté au Cb-0. A droite : mur SC4 injecté au 13b-0.

Tableau 10 Comparaison des résistances des murs en compression monoaxiale et de la déformation corresponante avant et après injection

Identification du mur	Type dc coulis d'injection	Résistance en compr. $f_{c,0}$ [MPa]	Résistance en compr. $f_{c,inj}$ [MPa]	Déformation $\varepsilon_{c,0}$ corresp. à $f_{c,0}$ [°/°°]	Déformation $\varepsilon_{c,inj}$ corresp. à $f_{c,inj}$ [°/°°]	$\varepsilon_{c,inj} - \varepsilon_{c,0}$ [°/°°]
BC3 (briques)	Cb-0	2.1	2.9	1.8	1.5	-0.3
BC4 (briques)	13b-0	2.2	3.0	2.3	2.9	0.6
SC2 (pierre)	Cb-0	2.1	3.3	1.6	2.3	0.7
SC4 (pierre)	13b-0	2.7	3.3	2.1	3.5	1.4

résistance en compression d'une structure injectée. Il est par contre difficile d'evaluer les resultats sur la deformabilité des murs, eu egard la grande dispersion des valeurs $\varepsilon_{c,0}$ qui correspondent à la déformation sous un effort $f_{c,0}$ .Les resultats sont néanmoins presentés au Tableau 10, mais il faut souligner la forte dépendence de cette propriété des details de construction de chaque echantillon..

6. CONCLUSION

Le but de cet article était la présentation de quelques résultats expérimentaux d'une recherche qui porte sur le développement de coulis d'injection pour la réparation et le renforcement de monuments et maçonneries historiques. Ces coulis devaient simultanément être (a) compatibles d'un point de vue physico-chimique avec les matériaux existants et (b) capables de restaurer, voire d'améliorer, les caractéristiques mécaniques des maçonneries injectées. Afin de satisfaire ces deux exigences, une série de critères, que les coulis doivent satisfaire, ont d'abord été énoncés. La recherche a ensuite porté sur le développement de coulis contenant de la chaux hydratée, pouzzolane naturelle et ciment Portland ordinaire en quantités limitées. D'abord, les caractéristiques intrinsèques de ces coulis ont été étudiés, avec le but d'explorer leur potentiel mécanique ainsi que leur microstructure. Ensuite, des systèmes contenant un support et un joint ont été étudiés et finalement d'échantillons de murs en maçonnerie d'une taille importante ont été injectés et leur comportement avant et après injection a été comparé. Sur la base des résultats obtenus, les conclusions suivantes peuvent être considérées :

1. Un coulis contenant un pourcentage de ciment Portland ordinaire limité avec des combinaisons de chaux hydratée et de pouzzolane naturelle et, si nécessaire, fumée de silice, peut développer de résistances mécaniques suffisamment élevées, grâce à la résistance initiale donnée par le ciment et la fumée de silice et la continuation de la réaction pouzzolanique entre chaux et pouzzolane pendant une longue période ;
2. Ces formulations sont assez vulnérables aux conditions de conservation. Ainsi, une bonne exécution et conservation en chantier est une condition nécessaire pour le développement de leur propriétés;
3. Les coulis développés présentent à l'âge de 60 jours une résistance en traction élevée, alors que leur résistance au cisaillement est moyenne. L'adhérence entre coulis et support en brique était meilleure qu'entre coulis et pierre calcaire. Ceci est dû (i) au fait que la rugosité de la surface de la pierre calcaire est inférieure à celle de la brique et (ii) à la plus grande porosité totale des briques utilisés. Il est néanmoins estimé que la continuation de la réaction pouzzolanique après les 60 jours contribuera à l'augmentation des caractéristiques d'adhérence des coulis hydrauliques composites ;
4. La porosité des coulis sans fumée de silice reste élevée même après 180 jours d'hydratation. La porosité des coulis avec fumée de silice est inférieure à celle des coulis sans fumée de silice. Dans les deux cas, la porosité des coulis reste supérieure à la porosité de mortiers hydrauliques historiques. L'absorption d'une partie de l'eau des coulis par le support résultera à la baisse de la porosité intrinsèque des coulis sur place.

Néanmoins, eu égard du niveau élevé de porosité initiale, il n'est pas attendu une baisse de porosité au dessous de celle des mortiers originaux;

5. Les résultats de l'étude de la microstructure sont compatibles avec les résultats mécaniques et porosimétriques et confirment la continuation de la réaction pouzzolanique pendant une longue période. Les observations au MEB révèlent la densification progressive de la matrice avec le temps;
6. Les principaux produits d'hydratation sont les C-S-H, qui sont en partie seulement dûs au ciment Portland, le reste étant le produit de l'hydratation chaux hydratée-pouzzolane. La limitation du ciment entraine la limitation d'alkalis solubles et des sulfates, qui sont à l'origine de problèmes de durabilité. En absence de fumée de silice, il y a aussi production de carboaluminates de calcium hydratés. Une partie de la portlandite se carbonate en calcite. En général, les produits identifiés par XRD sont stables;
7. Les résultats de l'étude structurale sur des murs à trois parements semblent indiquer que ce n'est pas la résistance en compression des coulis qui influence le plus le comportement des murs injectés. Par ailleurs, les résultats de déformabilité des murs injectés semblent indiquer que les coulis hydrauliques composites rendent la structure moins rigide que les coulis à base de ciment. Il semblerait donc que c'est plutôt l'adhérence et le module d'élasticité des coulis qui jouent un rôle prépondérant, quant au comportement structurel des murs injectés.
8. Par conséquent, d'un point de vue structurel, la réparation par injection peut s'effectuer avec l'application de coulis à résistance en compression inférieure à celle offerte par des coulis de ciment (à condition que les coulis soient bien produits et conservés sur place). Une limite inférieure semble néanmoins être posée par la nécessité d'avoir un module d'élasticité minimal du coulis. Ainsi, une certaine résistance en compression des coulis (qui est un indicateur du module d'élasticité) est nécessaire. Davantage d'essais sur des murs sont aussi nécessaires pour confirmer cette conclusion ;
9. Les observations quant au comportement post-rupture des murs mettent au centre de la problématique de la réparation des maçonneries par injection l'importance du système pierres/briques-mortier éxistant-(mortier de réparation)-coulis.

Les résultats obtenus avec des mélanges chaux hydratée-pouzzolane-ciment Portland montrent le potentiel des coulis hydrauliques composites. Leurs avantages (résistances suffisantes à l'âge de 90 jours et compatibilité physico-chimique avec les maçonneries existantes) avec l'utilisation de matériaux locaux et moins couteux, doivent donc inciter à des études approfondies de leurs caractéristiques. Ces études doivent néanmoins être effectuées pendant une longue période et avec des conditions de conservation différentes, afin de mieux cerner le processus d'évolution et la durabilité de ces mélanges. L'étude de l'effet des coulis sur des élements de structure est également nécessaire, avant que des conclusions définitives soient faites et il y a urgence de procéder à une étude plus systèmatique des maçonneries en termes structuraux et non pas uniquement en termes de durabilité.

REMERCIEMENTS

Ce travail a été effectué sous la direction des professeurs D.Van Gemert (K.U.Leuven), T.P.Tassios (N.T.U.A) et N.Tenoutasse (U.L.B.). Une grande partie des essais ont été effectués avec l'aide des techniciens du Laboratoire Reyntjens, K.U.Leuven et du Laboratoire de Chimie Industrielle, U.L.B., auxquels j'adresse mes remerciements. Tous mes remerciements et estimation vont au travail enthousiaste et devoué des architectes Fr.Pisano et V.Marsaglia, effectué dans le cadre d'un échange entre le département d'Ingénieurie Structurale de l'Université de Milan (Prof. L.Binda) et K.U.Leuven. L'entreprise de restauration « Monument N.V. » située en Belgique a construit les murs et a effectué les injections. Son directeur M. de Poorter et J. de Ceuleneer sont chaleureusement remerciés.

BIBLIOGRAPHIE

1. Rossi-Doria P.R., "Mortars for restoration: basic requirements and quality control", Materials & Structures, vol. 19, 114, 1986, 445-448.
2. Papayianni I., "Criteria and methodology for manufacturing compatible repair mortars and bricks", in "Compatible Materials for the Protection of European Cultural Heritage", Proc.Intern.Conf., Biscontin G. et al (eds), Athens, December 1998, PACT 56, 179-190.
3. Toumbakari, E.E., Ph.D.Thesis, en cours.
4. Toumbakari, E.-E., D. Van Gemert, T. Tassios, "Methodology for the design of injection grouts for consolidation of ancient masonry", in Proc.Intern.Conf. RILEM "Historic Mortars: Characteristics and Tests", P. J. M. Bartos et al eds, in press.
5. Paillère A.-M., RizoulièresY., "Réparation des structures en béton par injection de polymères - Essais d'injectabilité à la colonne de sable", Bull. Liaison Labo. Ponts et Chaussées, 96, 1978, pp. 17-23.
6. Dantu P., "Etude mécanique d'un milieu pulvérulent formé de sphères égales de compacité maxima", Proc. 5th Int. Conf. Soil Mechanics, Paris, Dunod 1956.
7. Toumbakari, E.-E., D. Van Gemert, Tassios T.P., Tenoutasse N., "Effect of mixing procedure on injectability of cementitious grouts", Cement & Concrete Research, vol. 29, 1999, pp. 867-872.
7. Toumbakari, E.-E., Van Gemert, D. , Tassios, T.P., "Multi-blend Cementitious Injection Grouts for Repair and Strengthening of Masonry Structures ", in Proc.Intern.Conf. "Creating with Concrete", Dhir R.K. & Henderson N.A. eds, Dundee, Sept. 1999, pp. 79-91
8. Toumbakari, E.-E., Van Gemert, D., "Lime-pozzolana-cement injection grouts for the repair and strengthening of masonry structures", in "Conservation of Monuments in the Mediterranean Basin", Proc. IVth Intern.Conf., Moropoulou A. et al eds, Rhodos, 1997, Vol.3, pp.385-394.
9. Toumbakari, E.-E., Van Gemert, D., Tassios, T.P., "Mechanical properties of multi-blend cementitious injection grouts for repair and strengthening of masonry structures", in Proc.Intern.Conf. "Infrastructure regeneration & rehabilitation", Swamy R.N. ed., Sheffield, June 1999, pp. 767-776.
11. Sinha B.P., "Factors affecting the brick/mortar interface bond strength", Int.J. of Masonry Construction, vol.3, 1, 1983, pp.14-18.
12. Bertacchi P., "Adhérence entre aggrégats et ciment et son influence sur les caractéristiques des bétons", Révue des Matériaux de Construction, Nos 659-660, 1970, pp. 243-250.
13. Tassios T.P., Spanos Ch. & Vachliotis Ch., "Constitutive Laws for the Behaviour of Reinforced Brick Masonry", 8th Hellenic Congress on Concrete, Kavala 1987 (en Grec).
14. Van Balen K. and Toumbakari E.-E., K.U.Leuven Interm. Report 4, in "EDAMM (Environmental deterioration of ancient and modern hydraulic mortars) Project", unpubl.report, (Ct. n. ENV4-CT95-0096).
15. Toumbakari E.-E., Van Gemert D. & Tenoutasse N., "Lime-pozzolan-cement injection grouts: microstructural study", in Proc.7th Euroseminar on "Microscopy applied to building materials", Larbi J. et al eds, Delft, June 1999, pp.345-353.
16. Klemm W.A., Adams L.D., "An investigation of the formation of carboaluminates", in "Carbonate additions to cement", ASTM STP-1064, Ann Arbor, 1990.
17. Vintzileou E., Tassios T.P., "Three-leaf stone masonry strengthened by injecting cement grouts", J. of Structural Engineering, ASCE, vol. 121, 5, 1995.

Remplissage par injections sous pression des maçonneries du mur nord de l'église Saint Nicolas de BARGEME (83)

Travaux nécessités par l'absence de mortier dans des maçonneries apparemment saines et incompatibilité des liants traditionnels en restauration de monuments historiques avec les liants d'origine.

Les techniques d'injection de coulis dans les maçonneries sont aujourd'hui couramment employées.

Les murs des monuments que nous sommes amenés à restaurer sont généralement composés de deux parements en pierres appareillées et de matériaux composites · pierres de blocage « phase dispersée » et d'un liant, le mortier « phase continue ».

La plupart des liants médiévaux ne sont pas hydrauliques aussi ne résistent-ils pas à l'action de l'eau.

Avant toute intervention il est donc indispensable d'en connaître les caractéristiques, la composition chimique et minéralogique des différents composants, leur évolution dans le temps, les interactions entre les éléments en présence.

Les bactéries et les champignons génèrent des dégradations, leur action est lente mais non négligeable notamment sur les pierres. Il a été démontré que les sels d'ammonium et les nitrites sont transformés biologiquement par oxydation en acide nitrique capable de décomposer les calcaires et à fortiori les liants des mortiers.

Les dégradations non mécaniques ont certes un caractère lent mais entraînent néanmoins une perte de cohésion du matériau.

L'eau en grande quantité déclenche des réactions délétères et dissout la chaux par circulation.

L'injection constitue un des remèdes préférentiels, elle a pour objectif de rendre au liant « phase continue » la résistance et la cohésion perdues au fil des temps et de redonner aux maçonneries des caractéristiques techniques et mécaniques suffisantes.

Les travaux effectués sur l'église paroissiale Saint Nicolas à Bargème (petit village du Haut Var) illustrent notre propos.

Cet édifice du XII°s est inscrit à l'Inventaire supplémentaire des Monuments Historiques depuis le 3 novembre 1987. Il contient de nombreux objets mobiliers classés (autel en bois doré, retables, toiles, tableaux). La couverture de la nef est effondrée à de nombreux endroits, les maçonneries ne présentent aucune déformation, cependant les joints des parements extérieurs sont défectueux et l'on peut voir la végétation à de multiples emplacements.

La première campagne de travaux a consisté à refaire la totalité de la couverture en lauzes avec restitution du volume initial, reprise partielle de la voûte et réfection des joints défectueux des maçonneries extérieures.

Après plusieurs saisons, des taches d'humidité apparaissent sur le mur nord ainsi que des ruissellements localisés à la demi-voûte nord vers le choeur et sur la face interne de ce même mur nord après des périodes pluvieuses. Il règne à l'intérieur de l'édifice une forte humidité ambiante persistante. L'église semble fonctionner comme une citerne.

Les ruissellements mettent en évidence des circulations d'eau à l'intérieur des maçonneries. Après un examen attentif de la couverture de légères déformations sont décelées.

Pour remédier aux désordres, il est décidé d'augmenter la surface de la feuille de plomb en faîtage, de reprendre la couverture au-dessus des points les plus hauts des ruissellements en voûte, d'augmenter les débords en rive de manière à protéger la partie supérieure du mur et de procéder ensuite au remplissage des vides de la maçonnerie du mur nord par injections.

Il a été demandé au CEMEREX de procéder à une analyse des mortiers en place et à la formulation de la composition d'un coulis pour le remplissage des gros vides.

Les échantillons de mortier recueillis étaient trop fragmentés pour permettre des essais mécaniques, seule une analyse chimique a donc été possible. Elle a souligné une forte teneur en sulfure (de l'ordre de 16.5 %). Cette teneur proscrit toute utilisation de chaux ou de ciment de type CPA (à forte teneur en aluminate tricalcique C3AL).

Le CEMEREX a donc prescrit un coulis ternaire composé de :

- 20 kg de bentonite CV15,
- 650 kg de ciment type CHE CEM III/B 42.5 PMES,
- 770 l d'eau,

Ce coulis a une fluidité de 7 secondes dans un ajutage de 11 mm pour un C/E de 0.85. Sa résistance à la compression est de 0.3 Mpa à 24 h et de 15 à 20 Mpa à 90 jours.

L'option injection sous pression avec refus à un bars a été retenue pour éviter les risques et inconvénients classiques du coulinage (dosage imprécis, mélange sommaire, mauvais transport, capacité de circulation limitée à son propre écoulement, insuffisance de pénétration dans les maçonneries, exsudation d'eau importante....).

L'entreprise a communiqué son plan « assurance qualité ». Elle a détaillé toutes les phases et opérations nécessaires à la perforation et l'injection, précisé les produits et matériels utilisés ainsi que la qualification du personnel et mentionné également les modalités de la surveillance interne de l'entreprise mise en place en accord avec la surveillance externe choisie par le maître d'ouvrage.

Le matériel de malaxage et de pompage du coulis ainsi que le stockage des produits à injecter ont été installés à l'extérieur de l'édifice.

La perforation a été exécutée à partir de l'intérieur à une maille de 0.50 x 0.50 environ à l'intersection des joints. Le diamètre de perforation de 32 mm a permis de poser des manchettes souples scellées.

La coordination de fonctionnement entre l'équipe d'injection située à l'intérieur de l'édifice et la centrale d'injection, située elle à l'extérieur, a été assurée par radio. Il est en effet indispensable que les deux équipes soient en permanence en liaison pour moduler la pression et les quantités de coulis à mettre en oeuvre en fonction des besoins réels de chaque zone.

Toutes les opérations de perforation et d'injection ont été consignées sur des rapports de chantier, trou par trou. Ces documents ont permis de dresser un plan des anomalies rencontrées à l'intérieur du mur et de la répartition des quantités injectées (voir coupes en annexes).

Des perforations effectuées, il ressort que :

- 152 trous ont été forés dans le mur nord dont 5 dans la zone sud, soit au total 121 ml de perforation d'une profondeur de 0.80 m par trou en moyenne,
- 41 % de ces trous ont traversé des vides,
- 34 % des mortiers plastiques,
- 15 % des mortiers humides,
- 34 % des mortiers secs,

(un même trou pouvant présenter à la fois un vide et un mortier plastique etc.. il est donc pris en compte dans chacune des différentes catégories).

Ces pourcentages indiquent que, dans l'ensemble, plus de 50 % des mortiers de construction de ces murs ont subi des dégradations ou des transformations.

Les injections terminées, nous observons que :

- 6.4 m3 de coulis ont été injectés dans le mur nord, la demi-voûte de la tribune et la petite zone sud,
- le volume total de ces maçonneries est estimé à 119 m3 avec des murs de 1.10 m d'épaisseur,
- le volume de mortier entre les parements de pierre est estimé à 78 m3 pour une épaisseur moyenne de 0.7 m,
- le coefficient de vide de ces maçonneries ressort à 5.4 % du volume des murs et à 8.2 % du volume du mortier de construction.

Le contôle sur les éprouvettes de coulis ont montré une résistance satisfaisante pour la consolidation de ces maçonneries, soit une moyenne de :

- 16.9 Mpa à 7 jours,
- 16.5 Mpa à 28 jours,
- 17.6 Mpa à 90 jours.

En conclusion :

Après la reprise des couvertures et le remplissage des murs par injections, nous n'avons plus observé aucun ruissellement, les maçonneries ont séché, les enduits intérieurs et les décors ont été refaits, les retables ont retrouvé leur place.

Le bon état apparent des maçonneries cachait des désordres internes qui ne se sont révélés qu'à l'occasion d'un désordre affectant la couverture en lauzes.

Les injections réalisées n'étaient pas destinées à colmater les réseaux de fissures peu ouvertes (<à 2 mm) mais ont certainement interrompu une partie de leurs interconnections, réduisant ainsi la libre circulation de l'eau à l'intérieur des mortiers.

L'analyse chimique des mortiers, à l'occasion des travaux de remplissage des vides du mur nord a mis en évidence une concentration en sulfure qui a interdit l'usage traditionnel de la chaux pour les travaux de restauration des maçonneries de cet édifice.

Ce chantier nous a rappelé la nécessité de vérifier la compatibilité du liant injecté avec celui d'origine sous peine d'avoir de très mauvaises surprises quelques années plus tard.

Schémas joints :
- plans et coupes transversales et longitudinales de l'église de Bargème.
- perforation : répartition des vides et des mortiers plastiques par zones;
- tableaux récapitulatifs des quantités injectées dans ces zones,

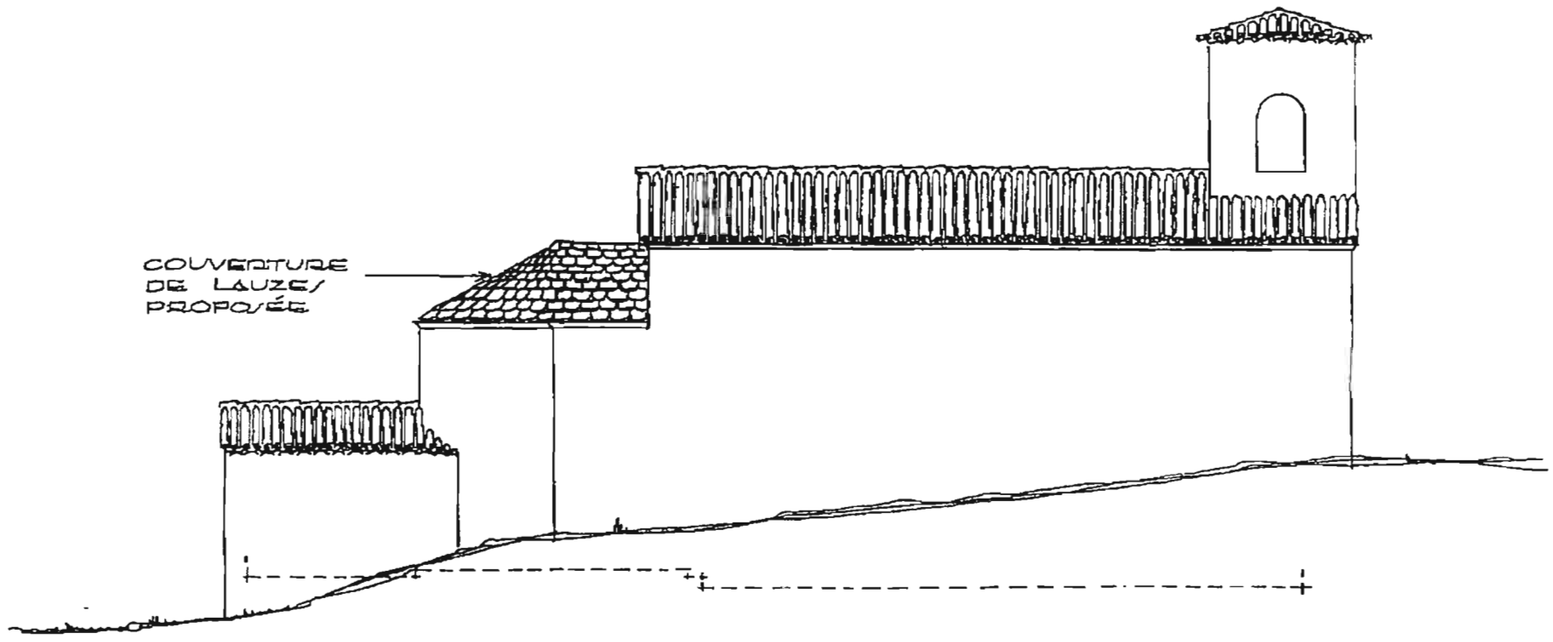
COMMUNE DE BARGEME

EGLISE

ETAT PROPOSÉ

FAÇADE NORD

ECHELLE 1CM/PM



LE 10.10.89

83. BARGEME. Village
EGLISE PAROISSIALE
Saint-Nicolas

Doc. 3. Coupe transversale. Relevé S.D.A. 83. 1989.

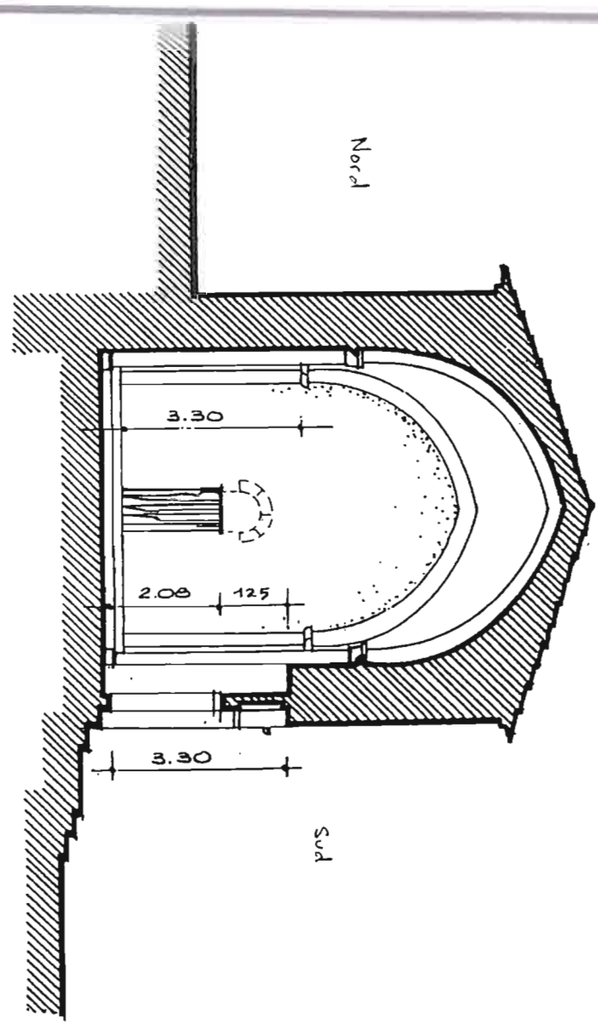
COMMUNE DE BARGÈME

EGLISE

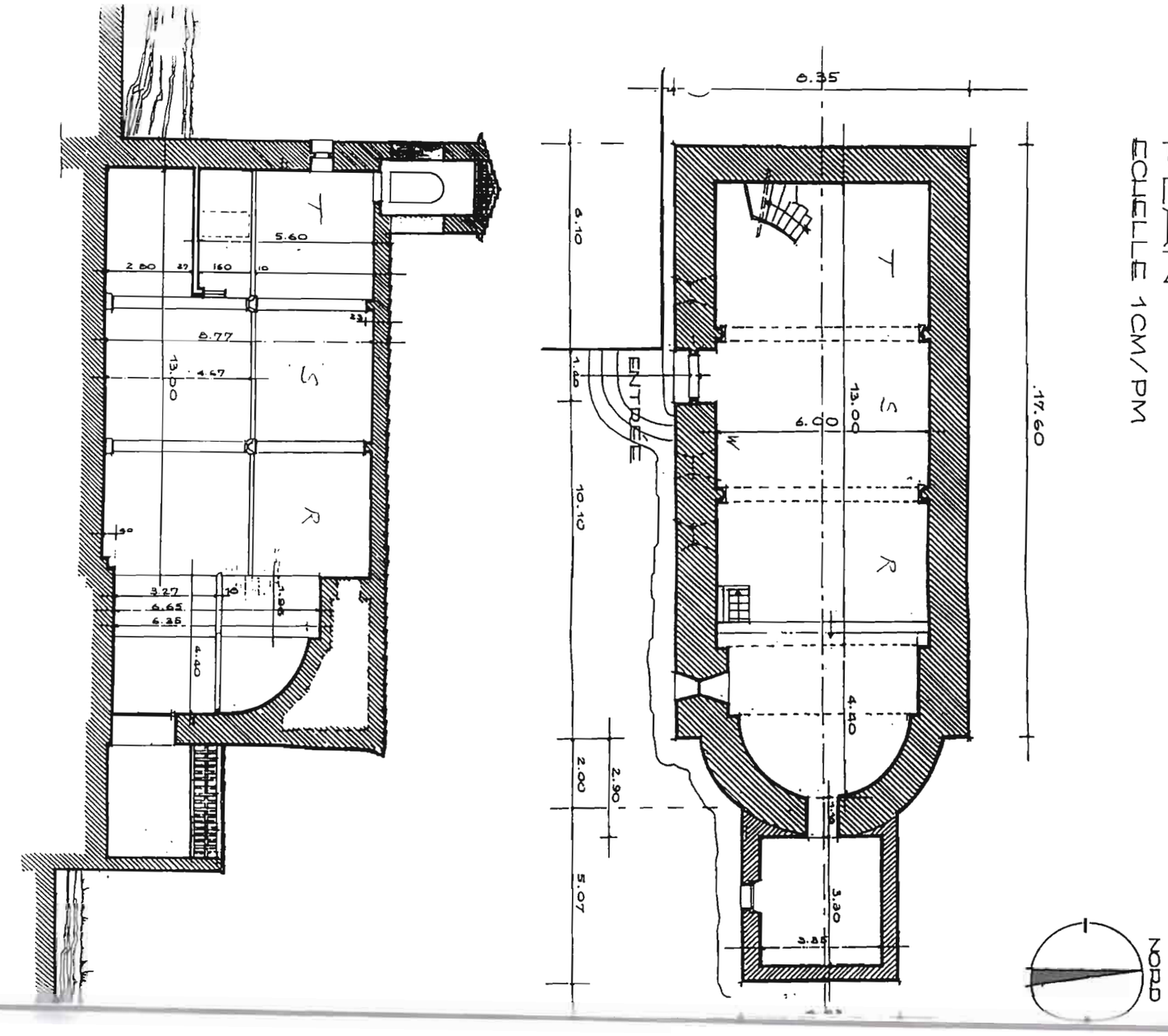
ETAT DES LIEUX

COUPE TRANSVERSALE

ECHELLE 1CM/PM



COMMUNE DE BARGEME
EGLISE
ETAT DES LIEUX
PLAN
ECHELLE 1CM/PM



EMTS

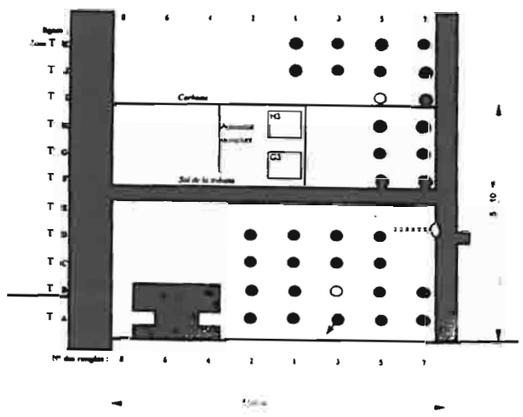
3.1.1 - Mur Nord - Panneau ouest, zone " T "

Schéma d'implantation des trous d'injection

Répartition des vides et des mortiers plastiques dans le plan vertical

Légende des observations :

- Fixation avec vide(s) mortier sec
- Fixation avec vide(s) et mortier plastique ou humide
- Fixation dans mortier plastique
- Fixation dans mortier humide
- Fixation dans mortier sec
- Ecoulement d'eau



Caractéristiques de perforation de la zone Ouest T

Nombre de trous	0			4				
Nombre total de trous	25							
m.l théorique	0,00	0,00	0,00	3,00	4,00	4,00	4,00	3,00
Total m.l de perforation	22 m							

EMTS

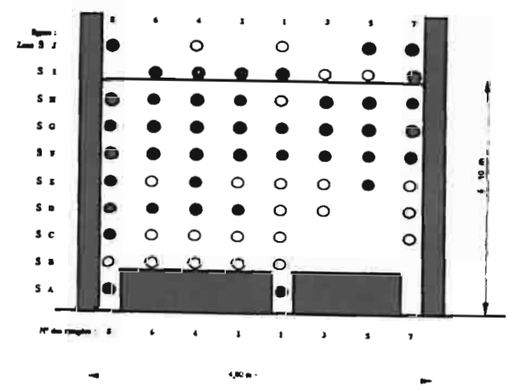
3.2.1 - Mur nord - Panneau central, zone "S"

Schéma d'implantation des trous d'injection

Répartition des vides et des mortiers plastiques dans le plan vertical

Légende des observations :

- Fixation avec vide(s) mortier sec
- Fixation avec vide(s) et mortier plastique ou humide
- Fixation dans mortier plastique
- Fixation dans mortier humide
- Fixation dans mortier sec



Caractéristiques de perforation de la zone centrale

Nombre de trous	9	8	9	8	10	6	6	9
Nombre total de trous	64 trous							
m.l théorique	7,20	6,40	7,20	6,40	5,00	4,80	4,80	6,40
Total m.l de perforation	54,2 m							

EMTS

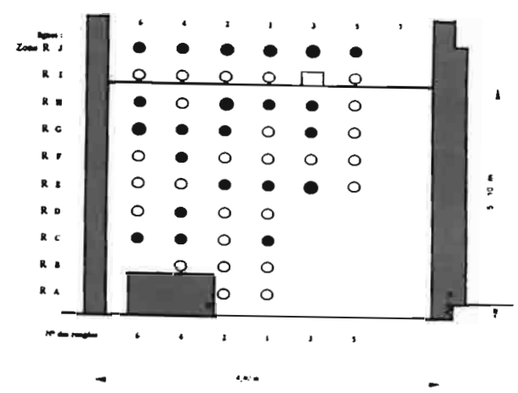
3.3.1 - Mur nord - Panneau est, zone " R "

Schéma d'implantation des trous d'injection

Répartition des vides et des mortiers plastiques dans le plan vertical

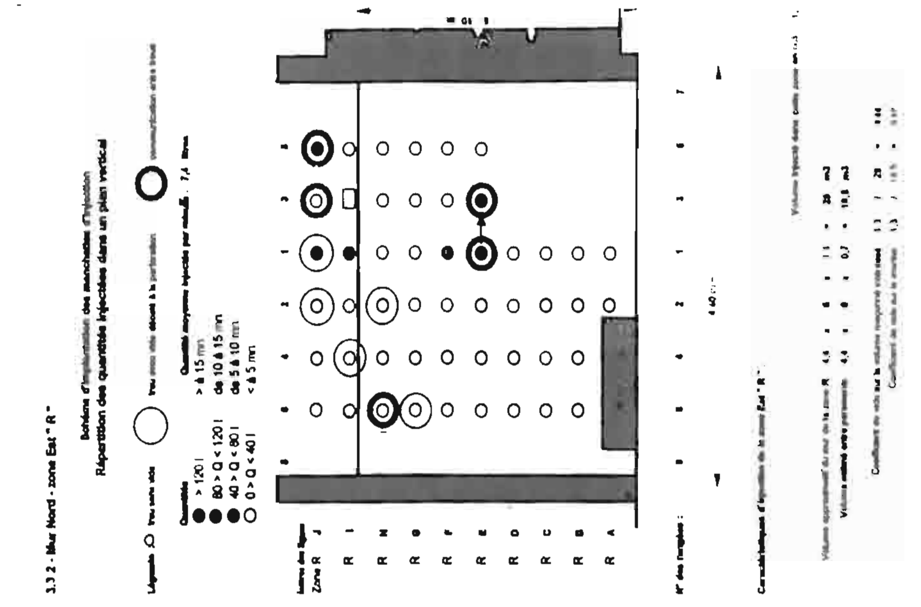
Légende des observations

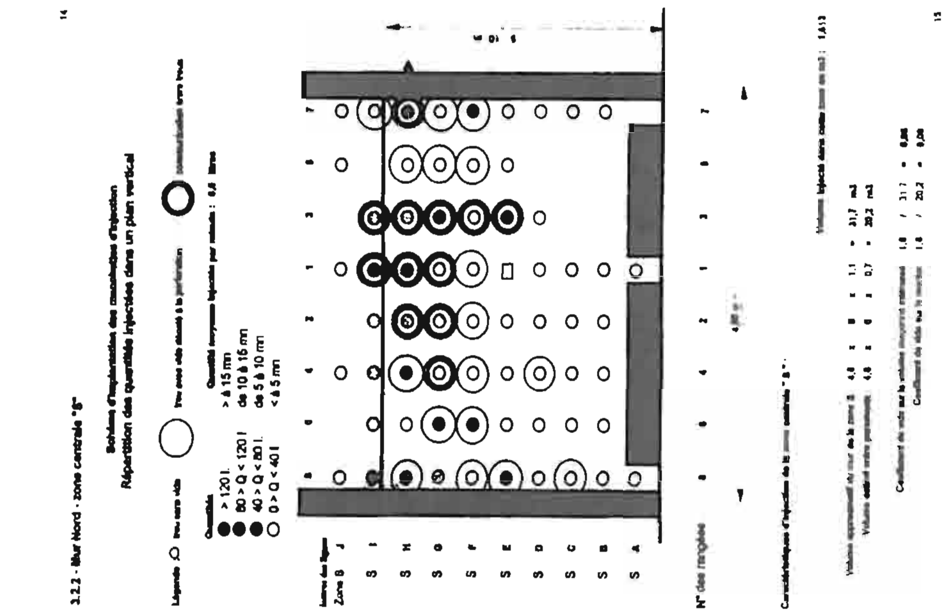
- Fixation avec vide(s) mortier sec
- Fixation avec vide(s) et mortier plastique ou humide
- Fixation dans mortier plastique
- Fixation dans mortier humide
- Fixation dans mortier sec

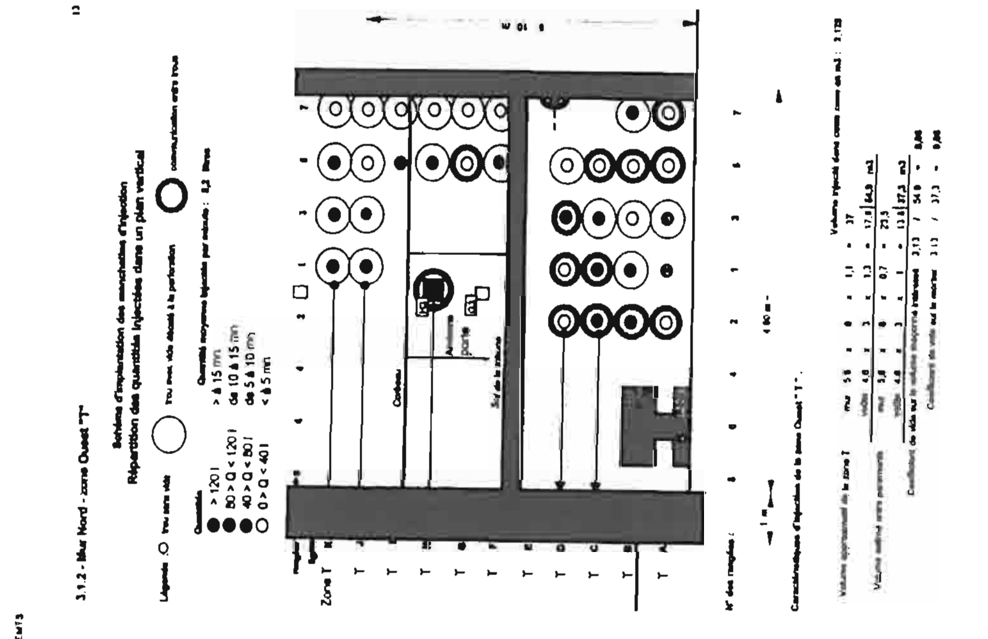


Caractéristiques de perforation de la zone Est R

Nombre de trous	6	7	7	7	7	5		
Nombre total de trous	46 trous							
m.l théorique	6,40	7,20	7,20	7,20	7,20	4,80		
Total m.l de perforation	38,4 m							







EGLISE St LAURENT
BARGEME

Résultats des injections

Tableaux récapitulatifs des quantités injectées

Tableau du nombre de gachées de 80 l et du volume injecté (sec) chaque jour:

malaxees le	20	26	27	28	29	2	3		
total / jour	13	13	12	6	7	18	11	**Total nombre de gachées :**	**80**
Ciment kg	650	650	600	300	350	900	550	**total kg de ciment utilisé :**	**4000**
total m3/le	1,04	1,04	0,96	0,48	0,56	1,44	0,88	**total m3 injectés :**	**6,40**

Calcul du nombre de litres/minute moyens injectés par jour :

Dates	20	26	27	28	29	2	3		
total m3 le	1,04	1,04	0,96	0,48	0,56	1,44	0.88		
Nombre de minutes d'injection par jour et par zone									
zone T	117	0	0	0	61	165	39	**nombre de mn par zone**	**382**
S	12	86	94	11	0	0	24		**226**
R	0	63	11	55	0	0	49		**178**
W	0	0	0	0	15	0	3		**18**
mn / jour	129	149	105	66	76	165	114	**Total minutes d'injection**	**804**
l/mn moy/j	8,07	6,99	9,13	7,31	7,35	8,72	7,71	**l/mn moyens injectés**	**7,96**

Répartition des quantités injectées par zone

Calcul des quantités injectées par zone

									litres
Zone T	117 mn à 8,07 l/mn				61 mn à 7,35	165 mn à 8,72	39 mn à 7,71 l/mn	**Zone T**	3 129
	Quantité moyenne injectée par mn dans la zone T : 8,2 litres								50%
Zone S	11 mn à 8,07	86 mn l/mn 7,0	94 mn à 9,13	11 mn à 7,31 l/mn			24 mn à 7,71 l/mn	**Zone S**	1 813
	Quantité moyenne injectée par mn dans la zone S : 8,03 litres								29%
Zone R		63 mn à 7,0	11 mn à 9,1	55 mn à 7,3 l/mn			49 mn à 7,7 l/mn	**Zone R**	1 323
	Quantité moyenne injectée par mn dans la zone R : 7,42 litres								21%
							Quantité totale injectée dans le mur Nord, en litres:		**6 265**

Zone W					15 mn à 7,35 l/mn		3 mn à 7,71 l/mn	**Zone P**	135
	Quantité moyenne injectée par mn dans la zone P : 7,41 litres								

Quantité totale injectée dans les murs Nord et Sud, en litres : 6 400

Journée technique internationale de l'ICOMOS — 14 Décembre 1999

La consolidation des mortiers dans les maçonneries anciennes : les coulis d'injection

Horaire communication : 14 h20 / 14 h 50

Expériences récentes au Mont-Saint-Michel, diagnostic, mise au point de coulis et contrôles

Maître d'œuvre : Pierre André Lablaude – Architecte en chef des Monuments Historiques

Intervenants :

Thierry Garret : Chef de projet (Agence de l'ACMH)
Bernard Quénée : Laboratoire d'études et de recherche sur les matériaux – LERM

Le cas du Bastillon de la Tour Boucle sur les remparts du Mont-Saint-Michel

Le Bastillon de la Tour Boucle, situé à l'Est de l'enceinte fortifiée du Mont-Saint-Michel entre la Tour du Nord et la Tour Boucle (ou demi-lune), est aujourd'hui la seule tour bastionnée de l'ensemble défensif sur grève que constituent les remparts médiévaux ceinturant le village. Construit en 1481, il est aujourd'hui considéré comme le plus ancien exemple connu de ce type de bastion pentagonal.

Il était à l'origine couvert, comme en témoignent les documents anciens, par un grand comble élancé qui disparaîtra probablement dès le XVIème siècle, mais dont le pignon arrière vers le village subsistera jusqu'au XVIIIème siècle.

A la fin du XIXème, le Bastillon a perdu son pignon, ses façades présentent des fissurations inquiétantes sur toute leur hauteur, le vide intérieur de la tour est remblayé de terre et un jardin est implanté sur sa terrasse supérieure.
Il est classé Monument Historique en 1862 en même temps que l'ensemble des remparts. L'architecte des Monuments Historiques, Edouard Corroyer, entreprend alors à partir de 1879 les premières restaurations d'urgence avec, entre autres, le déblaiement des terres du vide intérieur de la tour et la restauration des maçonneries extérieures.

Depuis lors aucune intervention d'envergure n'avait été entreprise sur le Bastillon, dont les structures laissaient cependant apparaître des désordres tout à fait inquiétants.

L'étude préalable remise en 1991 a alors permis d'identifier les deux principaux phénomènes mettant en danger la stabilité de cet édifice à moyen ou long terme, à savoir :

- un mouvement général du bec du Bastillon vers la grève, confirmé par la convergence de fissurations intérieures et extérieures excédant par endroit 10 cm de largeur
- des infiltrations et ruissellements d'eau importants, d'origine pluviale, maritime et souterraine traversant les maçonneries de part en part et les vidant de leurs mortiers internes. L'absence totale de tenue hors d'eau de l'édifice permettant en effet le transit à travers le bâtiment, de l'intérieur vers l'extérieur, d'un volume annuel d'eaux pluviales de 70 à 180 m3, délavant ainsi les mortiers internes depuis plusieurs siècles.

Ces constatations ont justifié l'engagement, sur plusieurs années, d'un vaste programme de stabilisation de l'édifice par des travaux de consolidation et de restauration décomposés en cinq types d'interventions:

- La mise hors d'eau de l'édifice par le rétablissement des superstructures de couvrement coiffant initialement l'édifice. Cette toiture mise en place en 1996 a ainsi permis l'assèchement complet de l'édifice pendant deux ans avant intervention sur les maçonneries internes en 1998
- L'étanchéification du sol du chemin de ronde des remparts réalisée 1996
- La restauration de l'ensemble des maçonneries désorganisées en façades extérieures et intérieures (rejointoiements en particulier)

- Une série d'interventions de consolidation et de stabilisation de la structure et des maçonneries internes, objet de la présente communication, et qui à compris:
  - l'implantation « d'aiguilles » en béton-armé forées horizontalement dans l'épaisseur des maçonneries
  - le remplissage des fissures et brèches par des coulis gravitaires de mortier épais.
  - La consolidation des maçonneries internes par une campagne systématique d'injections de coulis de mortier en profondeur et selon une trame régulière.
- Enfin, la consolidation complémentaire des fondations, dont la mise en œuvre devrait être lancée prochainement.

Préalablement à la réalisation de la campagne de travaux de consolidation interne, un certain nombre d'analyses et de reconnaissances préalables ont été effectuées, à savoir :

- la mise en œuvre des forages des différentes « aiguilles » horizontales. Ceux-ci ont permis une observation stratigraphique précise de l'état et de la nature des maçonneries internes de l'édifice, à ses différents niveaux.
- l'analyse par le LERM (Laboratoire d'Etude et de Recherche sur les Matériaux) d'échantillons de ces mortiers et granits prélevés sur les carottes puis la définition des préconisations pour la consolidation et la régénération des maçonneries internes
- la réalisation ensuite par le LERM d'un test d'auscultation des maçonneries par réflectométrie radar pour confirmer à la maîtrise d'œuvre la fiabilité de cette technique d'observation sur ce site
- l'auscultation systématique des maçonneries avant injection, par réflectométrie radar, mise en oeuvre par le LERM pour localiser les vides existants dans les maçonneries.
- la réalisation d'injections tests destinées à mesurer et étudier les paramètres d'injections en situation réelle.

L'ensemble de ces investigations et tests préalables a ainsi permis de définir un mode opératoire précis d'intervention en cinq étapes, avec :

- En 1ère étape : les rejointoiements, refichages, et remaillages de fissures
- En 2ème étape : le remplissage à la suite des fissures et fractures par coulis gravitaires de mortier
- En 3ème étape : le forage des points d'injection sous pression par l'extérieur et par l'intérieur sur l'ensemble de la zone concernée .
- En 4ème étape : l'injection à cœur des maçonneries par des coulis de mortier, sur la base des préconisations définies par le LERM.
- Ces injections ont été réalisées sous contrôle de mesure électronique avec :
  . la fabrication du mortier en turbo malaxeur
  . l'injection par une pompe adaptée permettant le réglage du débit et de la pression
  . l'enregistrement électronique de contrôle de tous les paramètres en cours d'injection: date, durée précise, volume injecté, pression moyenne, pression finale et arrêt (manuel ou automatique sur pression limite)
- Et enfin 5ème et dernière étape : Le coulage des rangs d'aiguilles formant chaînage horizontal.

Après achèvement de l'ensemble de ces travaux de consolidation, a été effectué une seconde auscultation de contrôle par réflectométrie radar
Celle-ci a permis de constater la bonne cohésion générale des maçonneries après interventions, avec cependant la mise en évidence de zones très localisées présentant encore des vides internes résiduels
Cette seconde reconnaissance a donc été suivie d'une dernière campagne d'injections complémentaires, ciblées sur ces zones encore incohérentes.

Au total, l'édifice aura ainsi reçu dans l'épaisseur de ses maçonneries plus de 36 Tonnes de coulis en matière sèche (environ 110 000 litres en matière humide soit 110 m3).

Le mode opératoire mis au point pour le Bastillon de la Tour Boucle a également été repris de manière similaire pour les travaux de consolidation de la partie romane de l'abbaye du Mont-Saint-Michel, mais cet édifice a présenté d'autres difficultés, qui sans être ici détaillées, seront citées en conclusion de cette présentation.

LE MARIAGE IMPOSSIBLE DES MACONNERIES MONTEES AU PLÂTRE ET DES COULIS DE CIMENT

À la suite de travaux de restauration, d'importants désordres sont apparus dans les maçonneries de la tour haute de l'église Saint-Nicolas de Neauphle-le-Château. L'expertise judiciaire consécutive à ce sinistre a permis la mise en évidence de l'incompatibilité du coulis mis en œuvre avec le mortier ayant servi à construire cette partie de l'édifice. Mais le processus de destruction de la tour devenu irréversible par l'expansion de sels gonflants produits par l'addition du ciment, du gypse et de l'eau n'a pas laissé d'autre choix que de déposer entièrement l'ouvrage dont la maçonnerie trop légère (parois de 35 à 45 cm d'épaisseur) n'aurait pas permis de purger les mortiers responsables du sinistre. Le contexte de l'expertise judiciaire aura permis que le démontage de la tour soit l'occasion de constats contradictoires sur la présence des coulis et leur « responsabilité » dans le processus de sa destruction.

PRÉSENTATION DU MONUMENT

Neauphle-le-Château, village traditionnel de la région Ile-de-France, est situé sur la hauteur d'un coteau à une vingtaine de kilomètres à l'Ouest de Versailles.
L'église Saint-Nicolas, de fondation médiévale, en est le monument emblématique et son clocher qui culmine à 25,00m est bien visible depuis l'ensemble de la vallée ainsi que des hauteurs du coteau opposé.
Elle se compose d'une large nef à un seul vaisseau, prolongée à l'Est par un chœur de trois travées. La première est accostée au Sud par la base du clocher et au Nord par une chapelle qui achève l'évocation d'un transept. L'ensemble de l'église est voûté sur croisées d'ogives mais cette relative homogénéité cache une réalité beaucoup plus complexe. Les trois travées du chœur et le niveau bas du clocher sont couverts d'épaisses voûtes en moellons tandis que sur la nef, les voûtes en plâtre sur lattis sont suspendues à la charpente.
Si les flancs nord et sud de l'église sont dégagés sur des placettes largement aérées, le chevet est merveilleusement imbriqué dans le tissu urbain ; seule une ruelle le dissocie des constructions avoisinantes.

Le sanctuaire primitif du IVème siècle fut remplacé à partir de 1118 par Simon de Neauphle, seigneur du lieu et connétable de France ; il construisit l'église actuelle dans l'enceinte fortifiée du village auprès de son château. La base du clocher actuel appartient à cette première construction. Une gravure de Claude Chastillon (vers 1620) nous montre l'église de Neauphle avec son clocher alors couvert par un toit en bâtière.
À la fin du XVIIème siècle et dans le cadre d'importants travaux d'embellissement[1] concernant les façades de la nef, la restauration du chœur et l'édification de l'actuelle façade occidentale, une élégante flèche en charpente couverte en ardoise est construite sur la grosse tour arasée au niveau du chemin de ronde actuel. Puis vers 1744, après un ouragan, la flèche est reconstruite suivant une élévation moins ambitieuse. En 1798, sur décision du Directoire, la flèche est déposée et une dalle est réalisée au niveau de l'actuel chemin de ronde pour permettre d'accueillir un des postes du télégraphe à signaux de Claude Chappe (ligne Paris-Brest). On obture alors les baies hautes de la tour dont la vocation est maintenant civile.

Un demi-siècle plus tard, le télégraphe est supprimé et l'édifice rendu au culte. Grâce à une souscription publique, est édifiée entre 1851 et 1854 une tour haute néo-gothique en maçonnerie, aboutissement d'une importante campagne de restauration qui donnera à la nef sa fausse voûte en plâtre sur croisées d'ogives (au curieux profil en anse de panier) et aux façades latérales leurs fenêtres néogothiques à arc brisé.
La tour haute, nouveau couronnement du clocher, a été construite à l'économie ; ses murs ont une faible épaisseur (35 cm) et le parement en pierre de taille visible à l'extérieur n'est que la face vue d'un complexe qui marie 15 à 20 cm de pierre de taille contre un moellonage d'une vingtaine de centimètres d'épaisseur. Selon une habitude constructive parisienne, cette maçonnerie est hourdée au plâtre gros. Construite dans l'emprise du volume intérieur du clocher médiéval, elle est soutenue par des arcs maçonnés doublant les parois de l'étage qui auparavant servait de chambre des cloches. Ainsi un chemin de ronde a pu être ménagé sur l'épaisseur des façades de la tour basse.
En 1944, une nouvelle cloche a été placée dans le clocher haut dans un beffroi métallique, c'est-à-dire à une altitude beaucoup plus élevée que dans les dispositions précédentes.

[1] Ces travaux furent dirigés par le frère dominicain François Romain vers 1696/97

LES TRAVAUX RÉCEMMENT EFFECTUÉS

Dès le début du siècle, de nombreuses réparations avaient été faites tant sur la maçonnerie de la tour haute que sur le parement de sa base médiévale[2]. En 1986, les baies du clocher médiéval sont réouvertes et garnies de vitraux puis, entre octobre 1990 et septembre 1991, on entreprend d'importants travaux de restauration sur l'ensemble des façades de l'église et plus particulièrement sur la partie du clocher de 1851/1854 dont la construction fragile avait déjà beaucoup souffert. On procède alors à de nouveaux changements de pierres, au confortement interne des maçonneries par coulis gravitaires, à la réfection des joints mais aussi à la mise en place d'un chaînage en béton armé à la base de la tour haute. L'architecte responsable de cette restauration avait pris soin de s'adjoindre les compétences d'un bureau d'études et le marché avait été attribué à une entreprise de Maçonnerie Pierre de Taille spécialisée dans la restauration de monuments historiques[3].

APPARITION DES DÉSORDRES

Le 16 mai 1994, l'assurance dommages ouvrages de la ville reçoit une déclaration de sinistre révélant une fissuration de la partie supérieure du clocher et la chute d'une partie de son mortier de jointoiement.

La quasi-totalité des désordres affecte la partie supérieure du clocher, c'est-à-dire la construction datant des années 1851/1854. Ces désordres se manifestent par des fissurations d'allure essentiellement verticale, semblant mettre en évidence une rupture des pierres de taille qui se séparent du blocage en moellons qui constituait la face intérieure des parois. Ces désordres s'accompagnement de nombreuses autres fissures d'éclatement ou d'arrachement.

Un cabinet d'expertise mandaté par la compagnie d'assurance propose alors une explication de l'origine des désordres (analyse qui sera démentie par les faits) : les dommages seraient dus à un effet de torsion de la partie supérieure du clocher provenant de la résonance des vibrations de la cloche à travers le beffroi métallique. Sur les recommandations de ce cabinet, le fonctionnement des cloches est tout de suite arrêté dans l'espoir de mettre un terme à l'évolution des désordres.

L'EXPERTISE JUDICIAIRE – PREMIERS DIAGNOSTICS

À la demande de la compagnie d'assurances et le 16 octobre 1995 (soit 17 mois après l'apparition des désordres), un expert près les tribunaux est nommé par Ordonnance de Référé.

Celui-ci constate d'après les différents reportages photographiques que depuis plus d'un an les désordres se sont considérablement aggravés malgré l'arrêt des cloches, et demande de procéder à une surveillance attentive du monument ainsi que de préparer la mise en place de mesures d'urgence. Le clocher haut est alors enveloppé dans un filet de protection prévenant la chute des matériaux qui se détachent de la tour, et des relevés précis sont réalisés par un géomètre qui confirme sur quelques semaines un mouvement général des structures.

IDENTIFICATION DU PHÉNOMÈNE

Missionnés sur ce dossier à partir du 19 octobre 1995 pour le compte de la ville de Neauphle, nous avons rapidement l'intuition qu'un phénomène chimique, interne aux maçonneries, est la cause des désordres qui détruisent la tour peu à peu. Nous alertons la commune devant la gravité de la situation et, pour conforter cette intuition, nous provoquons une visite informelle de Bernard Chagneaud, ingénieur au CEBTP, qui nous fait part de ses observations :

" *A votre demande, nous avons examiné le 24 novembre 1995, le clocher de l'église Saint-Nicolas de Neauphle-le-Château. La partie haute du clocher est affectée d'une fissuration importante quasi généralisée, visible extérieurement et intérieurement. L'hypothèse la plus vraisemblable quant à la cause de ce désordre grave est le développement de sels gonflants. Dans la majorité des cas rencontrés, ils résultent de la mise en présence de ciments et de sulfates (plâtre par exemple) en présence d'humidité. La vérification de ce phénomène est à établir à partir d'analyses chimiques visant à identifier les composés minéraux, en tentant de vérifier le niveau de développement actuel ainsi que l'évolution probable. Il nous apparaît souhaitable de prévoir cette phase d'analyses de façon prioritaire dans le but de définir la cause de la pathologie. Cette connaissance devrait permettre d'adapter éventuellement le programme d'investigations envisagées. Nous signalons enfin que les phénomènes de sels gonflants dont le catalyseur est l'humidité peuvent présenter un caractère évolutif très rapide".*

Un des pinacles qui couronnent les contreforts, déséquilibré par le phénomène et menaçant de tomber, nous contraint d'organiser sa dépose à l'aide d'un camion-grue le 28 novembre.

Dès le début du mois de décembre, nous proposons la mise en place d'un étaiement permettant de maintenir le clocher sans toutefois empêcher l'évolution des désordres. L'ouvrage de soutien que nous proposons devra permettre les investigations nécessaires à une détermination précise de la ou des causes des désordres sans obérer trop gravement les possibilités de réparations ultérieures.
Le CEBTP n'est missionné que début décembre afin de procéder aux analyses chimiques du mortier qui doivent permettre de vérifier en laboratoire l'existence des sels gonflants dont nous avons maintenant l'intime conviction qu'ils sont responsables des désordres que nous observons. Mais, dans le contexte de l'expertise, seule une analyse objective et scientifique pouvait convaincre les différentes parties (l'entreprise de maçonnerie pierre de taille avait l'habitude de conforter les maçonneries anciennes par des injections de coulis ne pouvait admettre qu'un tel phénomène puisse s'être déclaré après une intervention qui était pour elle d'une pratique courante depuis plusieurs décennies). Les conclusions du rapport rendu le 12 janvier 1996 par le CEBTP sont formelles :
"*Les analyses chimiques effectuées sur différents échantillons prélevés en partie supérieure du clocher de l'église de NEAUPHLE-LE-CHATEAU révèlent la présence de thaumasite. Sel fortement expansif, il se crée, en présence d'eau à partir de la réaction des sulfates sur certains composants des ciments ou chaux hydraulique.*
En outre, trois mortiers internes aux maçonneries de natures différentes ont été identifiés au niveau d'un prélèvement :
- du plâtre
- du mortier de ciment ayant 29 % de liant avec une chaux de sulfatation faible
- un mortier (paraissant être le coulis) ayant près de 90 % de liant correspondant à la chaux XHA.
Sur cet échantillon, le taux de sulfatation apparaît excessif par rapport à la limite admise."

MISE EN PLACE DES ÉTAIEMENTS

En même temps qu'est engagée l'analyse chimique, nous étudions avec l'entreprise *Les Charpentiers de Paris* la mise en place du dispositif de soutien indispensable à la conservation de la tour.
Mais l'analyse des attachements figurés de l'entreprise de maçonnerie et l'examen du monument montrent qu'une grande quantité de pierres de parement a été changée dans la tour haute et que des injections ont été pratiquées en de très nombreux endroits. Pour sauver la tour, il paraît alors nécessaire de purger la totalité des maçonneries des matériaux à l'origine des sels gonflants. Or la faible épaisseur de parois verticales constituées d'un parement en pierre de taille et d'un complément en moellons imposait un démontage complet, partie par partie, de l'ensemble de l'ouvrage.
Le démontage partie par partie offrait la garantie d'une restauration « à l'identique » mais ne permettait pas d'effectuer les constats contradictoires nécessaires à l'expertise. Nous avons donc proposé le démontage total[2] par niveaux successifs, option qui permettait de faire toutes les observations utiles quant à la pénétration des coulis au cœur de la maçonnerie. Ainsi, la formation de la Thaumasite et son effet destructeur pouvaient être mis en évidence. Le monument ne bénéficiait d'aucune protection au titre des Monuments Historiques mais une réflexion engagée par la commune en vue d'élaborer une ZPPAU en cœur de bourg nous a convaincu d'informer l'Architecte des Bâtiments de France de l'opération au fûr et à mesure de son avancement.

[2] Des changements de pierres avaient déjà été effectués avant l'intervention de 1990/91 et de nombreux joints étaient réalisés au ciment gris.

[3] Elle possède les qualifications 2113, 2121, 2123, 2183, 2194, 4113, 4122.

[2] Démontage précédé d'un relevé très précis permettant le repérage et la conservation de chacune des pierres pour permettre leur réemploi dans l'ouvrage restitué

Le contexte de l'expertise judiciaire ralentit considérablement le processus de décisions aussi, une semaine plus tard, le 13 décembre, nous déclarons qu'il est matériellement impossible de procéder au démontage avant les fêtes de Noël, période d'inactivité et de basses températures (il est démontré qu'aux environ de 4°C, le processus de développement de la Thaumasite est accéléré). Malgré la réticence des différentes parties, entre les 22 et 24 décembre, nous mettons en place un double corset en bois avec 3 niveaux de coursives périphériques permettant de surveiller l'évolution des désordres et de préparer les constats contradictoires quand serait venu le moment du démontage de la tour dont le principe est maintenant admis. Dans le même temps, nous proposons une surveillance de la maçonnerie et du comportement de l'étaiement, car ce dernier, épousant la maçonnerie du clocher déformé, n'avait aucun pouvoir sur le processus d'augmentation du volume des mortiers. Il fallait être prêts à procéder régulièrement à des opérations de serrage-désserrage du frettage afin que ce dernier continue à remplir sa fonction de maintien malgré l'évolution du phénomène.

En janvier 1996, nous établissons le projet de démontage de la tour dont le chantier commencera quelques semaines plus tard. Cette opération, ponctuée de réunions d'expertise, permit aux plus sceptiques d'entre nous d'observer la façon dont les coulis s'étaient répandus au cœur de la maçonnerie et dont la Thaumasite en expansion intéressait le moindre interstice entre les pierres. Tous les intervenants ont alors été bien forcés d'admettre que les désordres observés en début d'opération n'étaient que l'amorce d'un processus aboutissant de façon inéluctable à la destruction totale de l'ouvrage.

L'établissement du projet de remontage fut l'occasion d'une réflexion sur l'opportunité de reconstruire la tour « à l'identique ». En effet, une esquisse de restitution de la flèche édifiée par frère Romain à la fin du XVIIIème siècle fut proposée. Mais les caractéristiques néogothiques dominaient le monument depuis le milieu du XIXème siècle, et notre connaissance de la flèche du XVIIIème siècle était insuffisante au regard de la connaissance parfaite de la maçonnerie que nous venions de déposer. Toutefois, la tour restituée fut rebâtie sur un chaînage béton permettant de s'affranchir des arcs rapportés dans la tour basse qui la portaient précédemment[3].

LE PHÉNOMÈNE CHIMIQUE

Les maçonneries de la partie haute du clocher de l'église avaient été dressées, par souci d'économie et, peut-être aussi, par le choix d'un entrepreneur local plus habitué à des constructions vernaculaires, en moellons hourdés au plâtre, face intérieure, et en pierres de taille, face extérieure.

L'on sait que le plâtre est issu de la cuisson du Gypse (ou *sulfate de chaux hydraté* [Ca SO_4 $2H_2O$]) très courant en région parisienne. C'est un matériau en poudre blanche, très soluble dans l'eau : au contact avec de l'eau, il l'absorbe avec avidité et repasse à l'état cristallin avec dégagement de chaleur. Les cristaux s'entrelacent, contractent de l'adhérence et forme un tout solide de dureté moyenne.

Depuis sa construction et avant 1990, cette partie haute du clocher avait déjà fait l'objet d'interventions en réparation, avec usage de mortiers de ciment pour le fichage de pierres de substitution, sans écoulement ni injection : des échantillons ont été prélevés et analysés. On ne note pas, sur ces échantillons, un taux de sulfatation excédentaire par rapport aux seuls sulfates apportés par le ciment : il n'y a donc pas eu de réaction préjudiciable entre le plâtre de la maçonnerie existante et les matériaux d'apports.

En revanche, les matériaux constitutifs des coulis de renforcement mis en œuvre au cours des opérations de restauration de 1990/1991 ont fortement réagi avec le plâtre en place. Les échantillons prélevés ont montré des taux de sulfatation importants, excessifs par rapport aux limites normalement admises. Ces sulfates ne sont pas apportés par le ciment ; le coulis s'en est chargé au contact du plâtre, à l'intérieur même des maçonneries.
Or, en présence d'humidité, il peut se former des composés sulfatiques de type Ettringite ou Thaumasite par réaction entre le Gypse [Ca SO_4 $2H_2O$] et de la Calcite [Ca CO_3] et du Quartz [Si O_2] composants de la chaux hydraulique, qu'elle soit naturelle ou artificielle.

[3] Ces arcs construits suivant les mêmes principes que la tour haute avaient également été confortés par des coulis de même composition ; mais n'étant pas en contact avec l'extérieur, ils n'avaient subi ni l'humidité due à la pluie, ni les basses températures.

Gypse Ca SO_4 $2H_2O$ **Calcite** Ca CO_3 **Quartz** Si O_2	}	Ca_3 Si $(OH)_6$ $C0_3$ SO_4 $12H_2O$	**Thaumasite**

Ces composés sulfatiques sont expansifs du fait de leur mode de cristallisation (deux fois le volume originel pour l'Ettringite, et probablement plus pour la Thaumasite[4]).

L'ÉVALUATION DE L'AMPLEUR DU PHÉNOMÈNE

Une fois que le phénomène de réaction chimique a été identifié, il nous a fallu évaluer l'ampleur prévisible de son évolution : nous avons fait réaliser des examens de constitution par diffraction des rayons X en vue d'identifier les composés cristallisés produits et ceux « restant à consommer ».

L'observation des spectres a montré, sur tous les échantillons analysés, l'apparition de Thaumasite, mais également la subsistance de Calcite, de Quartz et de Gypse non consommés, susceptibles de réagir en présence d'humidité. Or les fissures avec des ouvertures de l'ordre du centimètre étaient des cheminements efficaces pour cette humidité en direction des parties centrales des maçonneries : la déstructuration complète de ces maçonneries était donc inéluctable, jusqu'à l'effondrement de la partie d'ouvrage affectée.

LA RAPIDITE D'ÉVOLUTION

Nous nous sommes inquiétés de savoir pourquoi les fissurations affectant la partie supérieure du clocher s'étaient développées aussi vite et aussi brutalement. La formulation de l'Ettringite et celle de la Thaumasite sont très proches et ces composés peuvent être facilement confondus en l'absence de recherches particulières, et en particulier, d'une analyse spectrale.

Cependant, des études réalisées aussi bien en France qu'à l'étranger ont montré que le développement de la Thaumasite était fortement accéléré à basse température et en particulier autour de 4° C. C'est probablement pourquoi les désordres, une fois les fissures largement ouvertes, se sont aggravés considérablement au cours du mois de décembre 1995.

QUELQUES ÉLÉMENTS DE RÉFLEXION

La Thaumasite semble n'avoir été détectée et analysée sérieusement que depuis environ 20 ans. Auparavant, elle devait être la plupart du temps confondue avec l'Ettringite.
Cependant, à l'inverse de l'Ettringite, la Thaumasite est une réaction entre composants très répandus qui reste possible tant que des conditions favorables sont réunies.

Des études réalisées en particulier au CEBTP ont montré qu'il pouvait y avoir quelques facteurs favorisant pour l'apparition de Thaumasite :

- Une hygrométrie élevée (ouvrages exposés, enterrés ou immergés) ;
- Une température de l'ordre de 4° C ;
- L'alumine réactive qui n'entre pas dans la réaction chimique mais qui pourrait jouer un rôle initiateur (rappelons que pour certains auteurs, les meilleures chaux hydrauliques sont produites par un mélange de chaux, de silice et d'alumine) ;
- Des rétenteurs d'eau qui sont destinés à améliorer la maniabilité des coulis et leur adhérence et qui présentent des propriétés gélifiantes. Ces produits rétenteurs d'eau modifieraient probablement la mobilité des ions.

Comme facteur limitatif, il y a bien évidemment une teneur en gypse très faible. Toutefois, même en l'absence initiale de gypse, il n'y a pas garantie absolue en milieu humide : la grande solubilité du gypse dans l'eau permet à de quantités notables de produits réactifs de s'introduire, notamment par des joints ou par des fissures, sous l'effet de migrations d'eaux.

Nous avons d'ailleurs connaissance de plusieurs autres sinistres dus à l'apparition de Thaumasite, souvent mal identifiée même par des spécialistes. Pour au moins l'un d'entre eux, la source de l'apport en Ca SO_4 n'a pas encore pu être déterminée : utilisation d'une même auge pour le gâchage du coulis et celui du plâtre,

[4] D'après certains auteurs, la cristallisation de la Thaumasite peut multiplier son volume par cinq.

réaction avec le plâtre utilisé pour le bouchage provisoire des joints avant leur coulage, réaction avec du plâtre utilisé pour bloquer en place des maçonneries menaçant de s'effondrer, etc...

QUELLES SOLUTIONS ?

L'expérience du clocher de Neauphle-le-Château nous permet d'affirmer une nouvelle fois l'importance des études préalables aux travaux de restauration. Toute intervention sur une maçonnerie ancienne implique une bonne connaissance de son histoire, de son rôle dans l'équilibre de l'édifice, de la constitution de sa structure et de la nature précise des matériaux qui la composent. En effet, même pour envisager une opération aussi simple (en apparence) que le confortement de maçonneries par injection de coulis, une étude approfondie s'impose.

Dans le cas d'une maçonnerie hourdée au plâtre, quelle est la nature du coulis susceptible de conforter l'ouvrage sans le mettre en péril ?
Sans doute faudrait-il composer un coulis à base de plâtre mais enrichi d'un fluidifiant (dont la nature reste à définir) ; une prise trop rapide du matériau injecté l'empêcherait de se répandre de façon homogène dans tous les vides de la maçonnerie.

En guise de conclusion, rappelons que la Thaumasite est un matériau très rare à l'état naturel : elle n'aurait été trouvée qu'au Québec dans les « Collines Montérégiennes ». Des cristaux de Thaumasite seraient utilisés en bijouterie joaillerie.

Pierre-Yves CAILLAULT
Architecte en Chef des
Monuments Historiques

Henri de LÉPINAY
Bureau Michel Bancon
Ingénieurs Conseils

Construction and Building Materials, Vol. 11, No. 3, pp. 133–142, 1997
© 1997 Published by Elsevier Science Ltd
Printed in Great Britain. All rights reserved
0950–0618/97 $17.00 + 0.00

PII: S0950-0618(97)00031-7

REPAIR AND INVESTIGATION TECHNIQUES FOR STONE MASONRY WALLS

L Binda[1], C Modena[2], G. Baronio[1], S Abbaneo[1]

[1] Politecnico di Milano, Italy
[2] University of Padua, Italy

Accepted 31 August 1997

ABSTRACT
The injection of appropriate grouts turns out to be a very valuable way to repair and strengthen stone masonry walls provided the materials (the existing and the new ones) are accurately controlled and selected, the technique is calibrated by means of preliminary in-situ injection tests and the efficacy of the injection, i.e. a substantial portion of the voids are filled, is ensured.
As the experience demonstrates the fulfilment of the above issues requires, at the actual stage of knowledge, to classify masonry typologies and materials, and to put considerable investigation efforts, both in laboratory and in-situ. In this paper the state of the art is presented of a comprehensive research program which is cooperatively carried out since some years by the Polytechnic of Milan and the University of Padova, with the cooperation and the financial support of the Ministry of Research, CNR, the Ministry of Cultural Heritage, and occasionally of some industries (ITEA, ISMES).
A methodology has been so far defined and implemented which is substantially based on three principal steps:
(i) laboratory characterization of the materials sampled from the walls, and choice of grouts suitable for injection through an injectability test, (ii) injection on site of check points, (iii) control of the injection efficacy by flatjack test and survey of the penetration and diffusion of the grout. © 1997 Published by Elsevier Science Ltd.

Keywords: masonry; walls; repair; grout; flatjack

INTRODUCTION

Old stone masonry dwellings belonging to historic centers overall Italy have been frequently neglected for decades without any maintenance. Their typical structure is therefore exposed to the danger of collapse under the earthquakes which occur over the Italian territory.

Retrofitting of these buildings is not so easy because a deep knowledge of their structural behaviour does not exist. Furthermore the construction technique of the wall is very peculiar.

The most important feature of the natural stone masonry is the bonding of units. It is worth noting first of all that the shape and the dimension of the units are never such as to allow the construction of single leaf walls. This is pratically impossible in the case of round stones due to evident stability problems during the construction. But even the cut stones obtained from quarries are so irregular in shape and dimension that double wythe walls have always been constructed.

An information on the mechanical behaviour of these walls under horizontal and vertical loads can only be obtained from tests carried on in-situ, since it is impossible to sample indisturbed pieces of wall or build physical models representative of the masonry in laboratory.

Full-scale in-situ testing on stone masonry walls have been previously carried on by the authors. These tests are highly destructive, therefore a calibration of local slightly destructive tests by the use of flat-jack has been carried on.

Furthermore a methodology was implemented able to investigate the feasibility and reliability of strengthening by injection of grout. The procedure is based on an investigation carried on following three steps:

First, considering the control of existing materials and the selection of the injection admixtures, laboratory tests are carried out. At this stage the physical and chemical compatibility is checked by means of specific laboratory tests, which also provide the preliminary indications on the possible mechanical improvement obtained by each specific combination of masonry and injection admixture. Both standard tests are in this phase employed, and a new, specifically developed one (injectability tests), derived from previous research conducted in solid clay unit masonry. This test in based on the use of cylindrical specimens roughly reproducing the basic properties of the existing masonry.

The **second** and **third** (efficacy of the injection) steps are completely based on in-situ operations. In situ injectability are those practical operations made to calibrate the injection pressure and the number of points of injection per unit surface of the walls which will ensure the best diffusion of the grout inside the wall without inducing damages to the wall itself. Finally, the control of the injection efficacy comes. This is still a very difficult task. So far both destructive and not-destructive test procedures have been used within the research program, both not yet completely acceptable. The first are in fact in some case impossible (e.g. in the case of historical monuments) and in any case too expensive, while the second type is not yet sufficiently calibrated.

After having conducted a significant series of in-situ destructive tests by means of which the compressive and shear deformability and strength have been evaluated on virgin and treated masonry panels, the main efforts are now concentrated on the nondestructive test like flat-jack tests which seem capable to offer the best performances in terms of both cost and reliability. Nevertheless a destructive check is still now necessary in order to control the penetration and diffusion of the grout.

PROBLEM DESCRIPTION

As resulting from an extensive survey which is still at present being developed by the authors [1] and others [2] in different regions of Italy, the main characteristics of stone masonry walls in historic buildings are the following: (i) inhomogeneity, due to the presence of stones, mortars and other materials, (ii) lack of adhesion betweeen external and internal leaves of the walls, (iii) poor adhesion between mortars and stones, (iv) poor cohesion of mortars in the joints and in the rubble filling, (v) high porometry of the wall system due to the presence of voids, (vi) possible presence of dry walls in the loadbearing structure, (vii) high moisture content due to water penetration.

These poor characteristics may be improved to a certain extent by grouting, i.e. injecting into the voids a binder which can fill them, produce a connection between the leaves, give a better cohesion to the mortars and a better adhesion between the masonry components. In seismic areas it is required that injection of grouts, sometimes also using reinforcement bars, should realize good connections between intersecting walls.

Poor results in grouting [3] can be defined as follows: (i) unhomogeneous strength and stiffness in the injected parts of the walls, (ii) poor penetration and diffusion of the new materials due to difficult injectability of the grout itself, but also due to a poor technique of injection, (iii) segregation and shrinkage of the grout due to high absorption of the original materials, (iv) possible chemical and physical reaction between the grout and the existing materials.

Hence the following questions can arise:

- is it possible to prevent the above mentioned failures in the application of the technique, providing a better knowledge of the problems;
- is it possible to decide with reliability whether a wall is injectable or which other measures should be taken;
- can some guidelines be drawn for engineers and architects for a good diagnosis of the building situation and a right choice of the intervention.

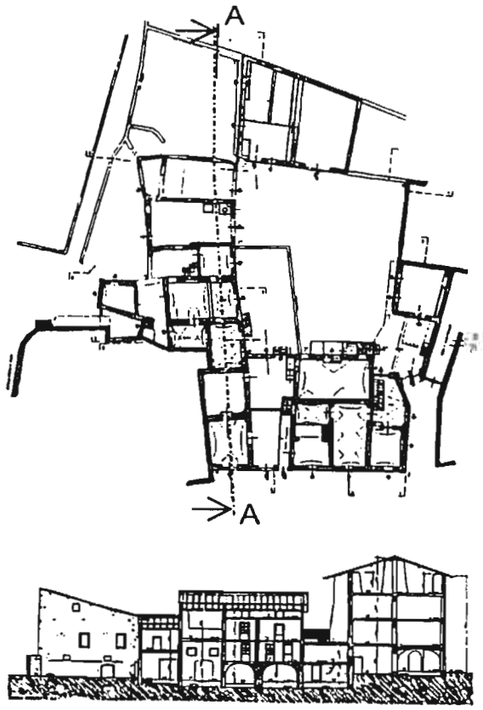
The aim of the experimental program proposed by the authors is to give answers to these questions.

BUILDINGS AND MASONRY TYPOLOGIES

The territory where the research was conducted extends over a large mountainous region in the north-east part of Italy. Here the historic center still represents an important (frequently the most important) residential part. In fact, economical, social and cultural reasons make more and more convenient and attractive to rehabilitate old masonry buildings.

A typical example of an historic nucleus of the region is shown in Fig. 1. In Figs. 2 a, b the typical plan and sections of an old masonry building block are displayed.

Fig. 1 - Typical nucleus of old masonry residential buildings



Figs. 2a, b - Typical old masonry building block

A variety of typologies of materials and structural elements, frequently built in several successive historical periods, determine the complexity of the architectural features of the individual buildings and of the block.

Investigations are being conducted on residential buildings and rural facilities. The first type of buildings were in fact more carefully built and maintained, utilizing mortars,. which are of particularly good quality.

An important structural aspect, which mainly depends on the use of the buildings, is connected to the floor structure characteristics. As can be seen in Fig. 2 a and b, where an ensemble of residential and rural buildings is shown, the lower storey of the first type of buildings are frequently vaulted.
The vaults are also made with masonry stone, mainly rubble and poorly bonded. The stability of the structures under consideration depends on their degree of thickness, which influences the transfer of the internal forces to the foundations

This transfer is never the same and never precisely known.

As a consequence of such a situation, and combined with the fact that the structural elements capable to equilibrated the horizontal thrusts (iron ties, buttresses) are frequently not adequate, the compressive stresess due to vertical loads and structural eccentricities can be locally very high even when seismic actions are not taken into account.

The effects under vertical and horizontal actions on the mechanical characteristics and on the structural behaviour of such typical constructions are very important. They can be generally connected to the out-of-plane behaviour of the multiple-leaf walls, i.e. instability of the single leaf under compression and the flexural failure under horizontal forces [4]. This effect can be greatly influenced by the local conditions in the middle of the section, where the two wythes come into contact and eventually interact, so that the bigger stones and filling materials (smaller stones and mortar) can protrude. For this reason, the actual bonding characteristics of walls must be carefully investigated, and if possible categorized.

For this purpose the investigated walls were surveyed, documenting the type and dimensions of the stones. The internal characteristics were inspected by drilling cores and then the holes were surveyed utilizing a video-camera (Fig. 3).

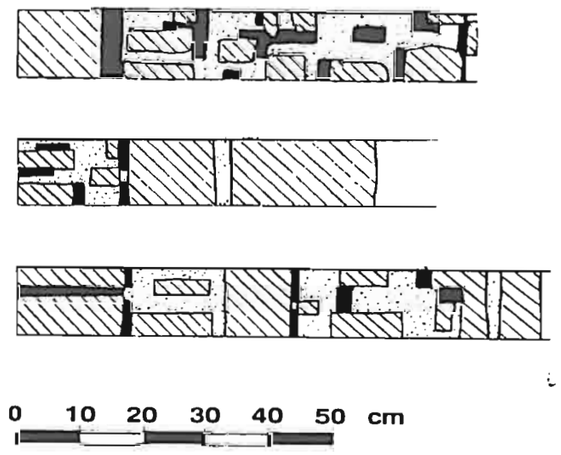


Fig. 3 - Inspection and geometrical survey of three holes

Nevertheless borehole inspection in a multiple leaf wall gives a stratigraphy of the section but it does not give a description of the connection between the different leaves.

This description is very important, first of all to collect information on the mechanical behaviour of the wall, secondly to understand if grouting is possible and preview if it will be somehow successfull.
An extensive survey of the sections of approximately 200 multiple leaf walls in different areas of Italy [5] gave the possibility of defining four main classes of sections represented in Fig. 4. Each class can be defined through its behaviour under vertical and horizontal loads [6]. Appropriate mathematical models are still being studied taking into account the material constitutive laws expressed as function of friction and cohesion characteristics between units and mortars and the possibility of large displacement of the stone units [7], [8], [9].

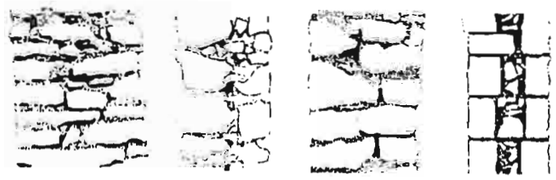


Fig. 4 - Characterization of multiple leaf stone walls (types a, b1, b2, c)

Experimentally the behaviour of these masonries can be only studied on-site, being practically impossible the construction of really representative physical models in laboratory.

ON SITE MECHANICAL CHARACTERIZATION OF MASONRY

Calibration of flat jack tests

In situ conventional tests require the destruction of large portion of the walls. NDE is yet impossible due to the high inhomogeneity of the walls. Therefore the use of the well known flat-jack test was suggested in Ref. 2 to detect the local characteristics of the walls.

This technique is used to determine the state of stress and the deformability characteristics of the masonry. As already known, the state of stress is determined by releasing the masonry with a cut and reloading it with a flat-jack. The deformability characteristics are determined by inserting two flat-jacks at a distance of 50 cm apart.

Due to the great extent of heterogeneity in this type of masonry, it was necessary a complete redesign of the testing equipment; a new type of steel disk with diamond tools was used, which allows the cut in the wall to be large and deep enough and therefore sufficiently representative of the average characteristics of the whole masonry.

The calibration of this new testing technique was performed directly at the site through a comparison with a conventional compression test [2]. In fact it is practically impossible to recreate in laboratory a masonry specimen of the examined type. The testing phase for the measure of the state of stress is shown in Fig. 5. It is clearly seen that the cut surface consists of stones and mortars with very different mechanical characteristics.

Fig. 5 - Flat-jack test for the measuring of the state of stress

The large scale conventional compression test shown in Fig. 6 were conducted on masonry specimens prepared as schematically indicated in Figs. 7a, b. The most important and delicate phase of the investigation was the preparation of the specimens: it is in fact essential to operate on a significant and undisturbed portion of masonry in order to obtain the prescribed uniform distribution of compressive stresses during the test.

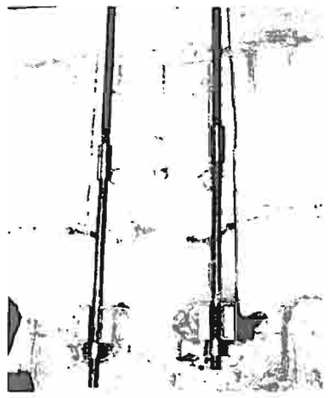
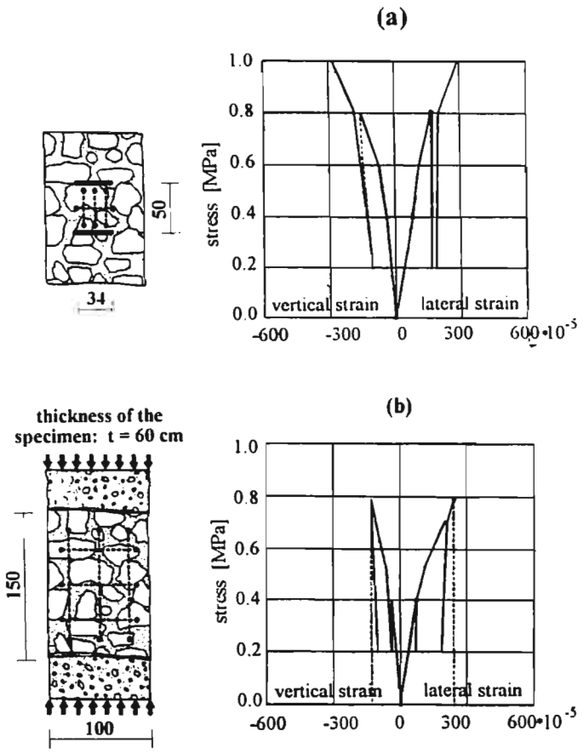


Fig. 6 - Large in situ compression test



Figs. 7a, b - Comparison between stress-strain diagrams obtained by a flat-jack test (a) and a conventional compression test (b) on the same stone masonry

The description of the chosen specimens and testing procedures are given in Ref. 2.

The application of loads and the measurement of the deformations were very carefully performed. In fact large flat-jacks were employed as a further measure to avoid load eccentricities and local stress concentrations.

The deformations were measured on both faces of the panel, in three positions in both vertical and horizontal directions, since local irregularities were expected to exist due to the previously described heterogeneity of the masonry. Furthermore, the deformations were measured in the middle of the specimen in a direction perpendicular to the plane of the wall in order to check the occurrence of buckling effects.

The major scope of this phase of the research was to verify the feasibility and the significance of test methods adopted and to calibrate the flat-jack technique which is intended to be the current approach to determine the mechanical characteristics of such masonry.

An important first finding was the unexpected regularity of all the experimental diagrams which demonstrates that specimen preparation and test equipment and techniques are able to substantially limit the unavoidable effects of the local heterogeneity of masonry, thus ensuring repeatibility, an essential feature of any test technique. The second important aspect concerns the comparison between the results of the two types of tests and in particular the calibration of the flat-jack technique. From a qualitative point of view the excellent agreement is self evident: this is very important as it demonstrates that the two test indicate the same physical phenomenon and behaviour. The comparison however is even more significant between the deformability and strength values measured in the two cases as shown for two of the tested specimens in Tab. 1, where E1 and E2 are the moduli of elasticity measured in the two range of stress 0.0 - 0.4 MPa and 0.4 - 0.8 MPa respectively.

	specimen A		specimen B	
	FJ	DT	FJ	DT
E1 [MPa]	490	490	290	240
E2 [MPa]	240	240	170	---
strength [MPa]	1.0	1.0	0.8	0.6

Tab. 1 - Comparison between strength and deformability paramenters obtained by means of the flat-jack technique (FJ) and of destructive test (DT) in two different masonry panels

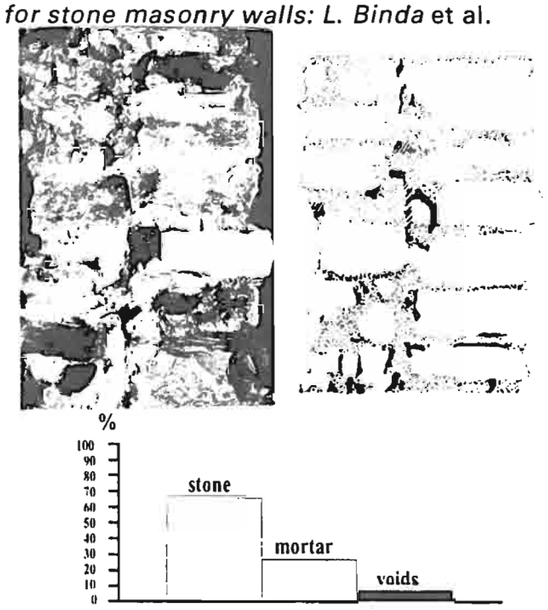
First of all it can be observed that the restraining effect of the masonry surrounding the flat-jack test zone on the measured deformability is pratically negligible. This behaviour can be connected to the poor quality of the masonry, this is confirmed by the very low strength and extremely large deformability of the E values given in the table. In the case of specimen B it was not really possiible to measure the value of E2 since the instruments were taken out when the collapse of masonry was feared in the corresponding range of stresses.

The results clearly show that the flat-jack test can be used successfully to define the quality of the masonry (that is strength and deformability). Since the method is non destructive and also easy to be performed, it can be realistically employed to verify the mechanical efficiency of grouting.

AN EXPERIMENTAL PROCEDURE FOR ASSESSING THE EFFICACY OF GROUTING

The experimental procedure proposed by the authors, based on in-situ and laboratory tests has the aim of giving a guidance for a good choice of the grouts and of the technique of injection, and also for controlling the local efficiency of grouting (Fig. 8) An application was carried on to the walls of an old building under restoration, the building is situated in Rovereto, in the north eastern region of Italy and the works were carried out by ITEA.

The following steps were carried on: (i) survey of the wall section and sampling of the materials contained in the internal part of the wall, (ii) laboratory characterization of the sampled materials, (ii) characterization of two types of grout, (iii) preparation of physical models representing the internal wythe of the wall to be injected, (iv) injection of the models and subsequent inspection, (v) testing of the injected specimens, (vi) choice of the grout, (vii) flat-jack tests before injection in chosen points of the walls, (viii) injection of the walls, (ix) flat-jack tests repeated in the previously tested points and comparison of the results, (x) in-situ checking of the penetration and diffusion of the grout.



Figs. 9a, b, c - Picture and drawing of the section; percentage of stones, mortar and voids in the section

The quantity and distribution of voids falls within the average calculated after a survey in nearby regions and is typical of this kind of walls. In order to represent better the situation of the voids in the wall, the size and distribution of voids in the surveyed section is calculated and represented with a cumulate in long scale, as in Fig. 10.

Fig. 8 - Flow chart of the applied procedure

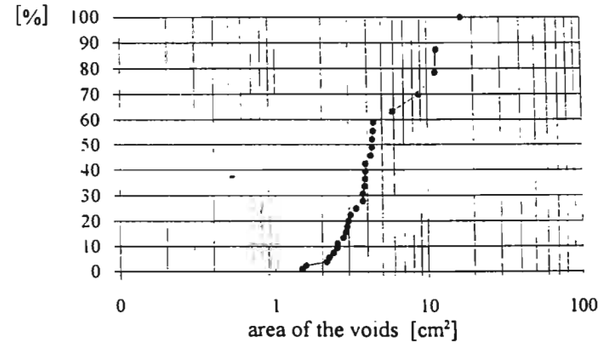


Fig. 10 - Size and distribution of the voids in the same section

Survey of the section and sampling of the materials

The section represented in Figs. 9a, b, c survey of a small portion of wall, can be considered as representative of the loadbearing walls which were subsequently injected. The section is similar to type b in Fig 4.

Material characterization

A certain amount of the internal vertical joint was sampled (0.02 m^3) and carefully reproduced in situ into three plexiglass cylindrical containers with an internal diameter of 120 mm and a height of 300 mm (Fig. 11). Care was taken to transfer also the loose material (powdered mortar or soil found inside the wall); in fact very fine material is the most difficult to be injected as it was already shown in Ref. 1.

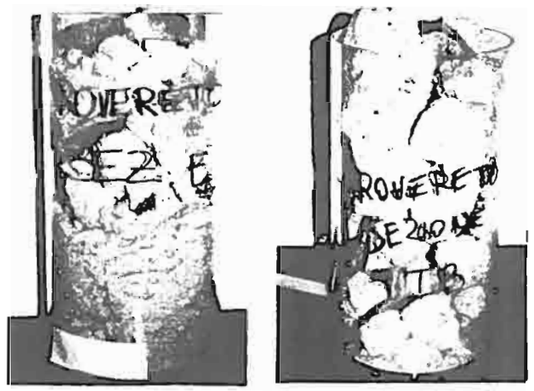


Fig. 11 - The physical models prepared in-situ

Part of the sampled materials (stones, mortar and loose material) were preserved for the laboratory. The results of chemical, physical and petrographical mineralogical analyses are given below. Due to the high inhomogeneity of the materials, these results have only to be considered as statistically representative of the real situation.

The stones found inside the sampled wall were small irregular pieces belonging to the same type of stone used for the external leaves, and the mortar was the same one used for the joints of the external leaves, but with aggregates of bigger size.

Two main types of stones were found called *white* and *red of Verona*; the chemical and petrographical analyses define those stones as calcareous one with a sulphate content lower than 0.07 %, that is with a good compatibility also to cementitious grouts.

The mean values of water absorption (total immersion for 48h), porosity accessible to water and bulk density were respectively for stones and mortars: a) 0.74 %, 1.93 %, 25970 N/m^3, b) 14.03 %, 23.93 %, 17770 N/m^3. It can be remarked the high absorption of mortars, which can cause shrinkage and segregation of the grouts.

The mortars were chemically analyzed following a procedure proposed in Ref. 10.

The following results were given: the mortar is an hydrated lime mortar; with a satisfying level of carbonation and a. low content of SO_3 indicating that also the mortar will not have incompatibility with cementitious grouts. The aggregate is a calcareous one, similar to the stones; its grain size and distribution was calculated.

Also the grain size and distribution of the loose material found inside the wall was detected. The examined material composition was: 25 % of gravel, 60 % of sand, 13 % of silt and 2 % of clay; the presence of silt and clay make the injection more difficult, due to their very low fineness; experimental results show clearly that while gravel and sand are injectable, silt and clay can only be injected up to a certain point with acrylic resins (Fig. 12) [11]. Apart from economic difficulties connected to the high cost of these products, they have other inconveniencies, like poor bond to wet surfaces, low resistance to thermal stresses. Furthermore exothermic phenomena can take place when they are injected in large voids, causing damages to the wall itself.

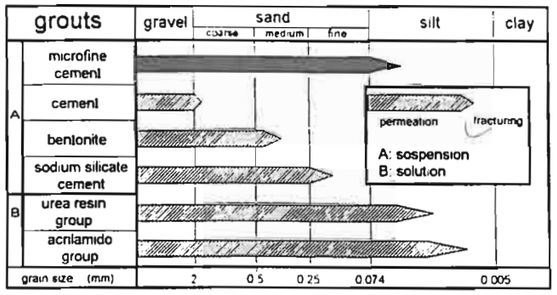


Fig. 12 - Possibility of injection of different grouts

The following indications for the choice of the grouts could be drawn from the laboratory analyses: a) if the mortar and stones sampled are representative of the wall, their low content in sulphate allows for injection of several types of grout; b) difficulty will be found in injecting the loose material contained in the internal part of the wall.

Characterization of the grout

Three grouts were proposed. The first one called Microlite based on microfine cement with additives has the following composition: 1000 g of Microlite and 1.5 l of water, a ratio W/C of 1.5. The second one called FEN-X based on hydraulic lime and additives with a ratio W/C of 0.8. The third one was an hydrated lime mixed to dust bricks. Chemical analyses of the two first grouts were also carried on showing a presence of Na_2O, K_2O and SO_3 and higher content in CaO in FEN-X.

Furthermore Microlite has a higher fineness. Fig. 13 shows the grain size and distribution of the three grouts. and the grading of the loose material. It can be concluded that neither Microlite nor FEN-X will be successful in injecting silt and clay due to differences in fineness.

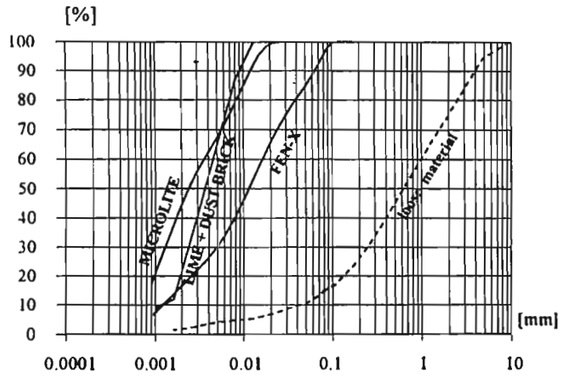


Fig. 13 - Grain size and distribution of the three grouts and of the loose material

The pozzolanicity test carried on according to the Italian Code for Acceptance and Testing of Cements (June 3, 1968), gave positive results for the three grouts. They could be considered as good hydraulic sulphate resistant binders and judged suitable for the injection of the stone-masonry under consideration. A

negative characteristic for Microlite was nevertheless the dark colour

This test is based on a previous experience on injectability of concrete and brick masonry [12] [13].

Preparation and injection of the cylindrical models

The cylinders filled up in situ were injected with the three grouts.

The grouts were injected from the bottom of the cylinders through a lateral injector at a pressure varying from 0.02 and 0.06 N/mm^2. When the grout reached the highest level the filling was completed by pouring the grout from the top. In the case when the bottom of the cylinder contained a high quantity of loose material only the filling by gravity was possible.

After 28 days some of the cylinders were cut and inspection was possible on the degree of success of the injection. The following remarks could be made:

- while injecting the dry material a segregation took place between the water (absorbed by the loose material and by the mortar) and the remaining part of the grout;
- due to the segregation some cracks appeared quite early in the injected grout;
- when the loose material formed a complete layer through the section of the cylinder, only pouring material from the top was possible;
- when the loose material was present in a small quantity, the injection was totally successful;
- air bubbles were present in high quantity in the case of FEN-X, leaving large voids not injected, were the grout simply surrounded the stones [6].

Compressive tests on cylinders

The cylinders which were not cut were subject to a compressive strenght test. Due to difficulty in injecting two of the tested cylinders were only 160 mm and 170 mm high.

The results for two cylinders injected with dust brick mortar are presented in Fig. 14. The results of the cylinder filled with Microlite are presented in Fig. 15 together with the result of a soft tuff wall injected also with Microlite.

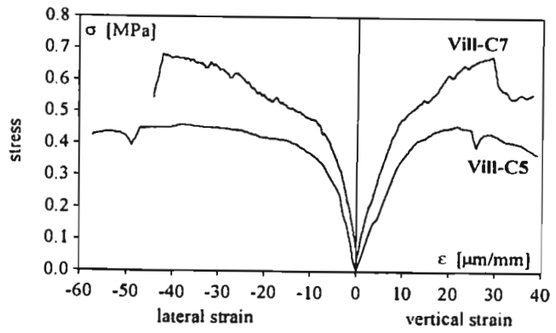


Fig. 14 - Stress-strain curves for the cylinders injected with hydrated lime + dust brick

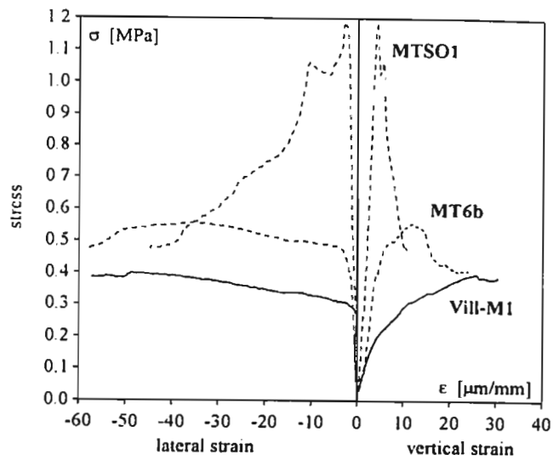


Fig. 15 - Stress-strain curves for the cylinders injected with Microlite

It can be noted how the stiffness given to the tuff by injection of Microlite is much higher of that assumed by the studied stones. Strenght and stiffness of the injected material from Rovereto are comparable in the three cases of Fig. 14 and 15 showing that the effect given by hydrated lime + dust brick and Microlite were similar.

During the test the cylinder did not confine the specimen because it was cut with deep incisions before testing (Fig. 16). Fig. 17 shows the behaviour of the shorter cylinder.

Fig. 16 - Vill-M1 specimen after testing

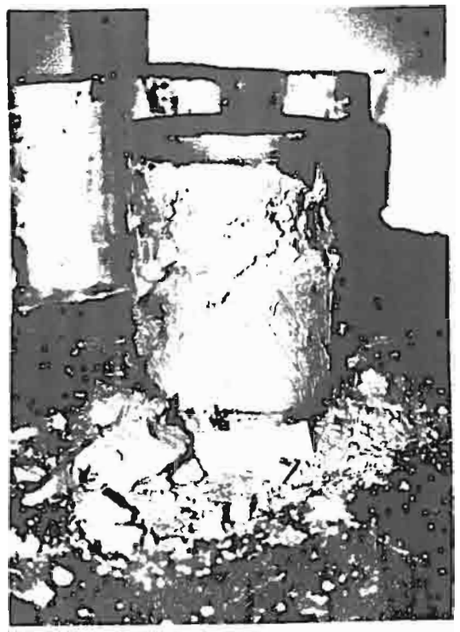


Fig. 17 - Vill-C7 after the test

Flat jack tests before injection

In order to check the proposed procedure, double flat-jack tests were carried on in-situ in chosen points of the walls which were going to be injected. Fig. 18 shows stress-strain curves obtained for the vergin and the injected material in two different check points M1B and M2B.

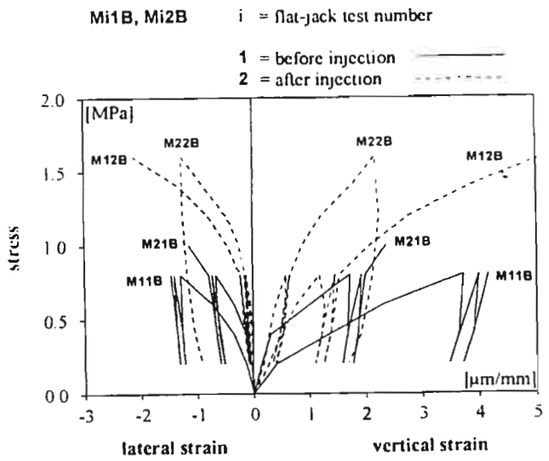


Fig. 18 - Stress - strain curves obtained for vergin and injected material

Injection of the walls

Finally FEN-X was chosen, for injection on site; the walls previously prepared with an exterior rendering were injected from the bottom to the top, with the usual technique of injection. In the real applications the pressure of injection must be such to insure penetration of the grout through the whole section. When the internal part of the wall is reached, there the diffusion of the grout will continue practically by gravity. In the actual case a pressure of 0.35 N/mm² was used at the exit of the grout from the container, certainly much lower at the injection level. Attention was also paid to maintain the pressure constant as far as possible, feeding grout until refused by the injectors.

Flat jack tests after injection

The flat-jack tests were repeated in the chosen points where results of previous similar tests were available. In both cases a fairly good increasing in strength was detected as shown in Fig. 18.

Destructive survey at a check point

Two check points were chosen for the destructive survey. A 300 x 300 mm surface was carefully opened taking off one stone after the other and every detail was carefully photographed. Figs. 19a, b and 20 show the results of the survey. The following comments can be made: a) as in the laboratory specimen the loose material could not be injected, b) air bubbles were found inside the wall, c) sometimes the grout passed through a void covering the stones around it without filling it; d) some segregation took place in few points.

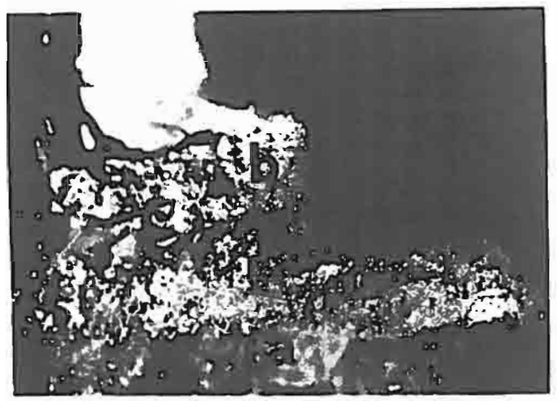


Fig. 19 - a) Not injected loose material and b) air bubble

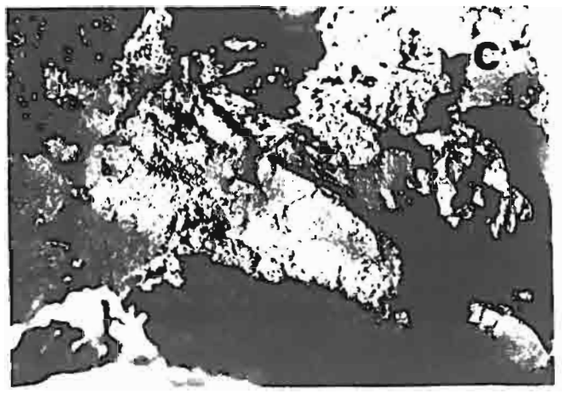


Fig. 20 - c) Voids unfilled

The cumulate curves concerning the two check points with the size and distribution of the voids are represented in Figs. 21 and 22. They clearly show the changements produced by injection in the two sections.

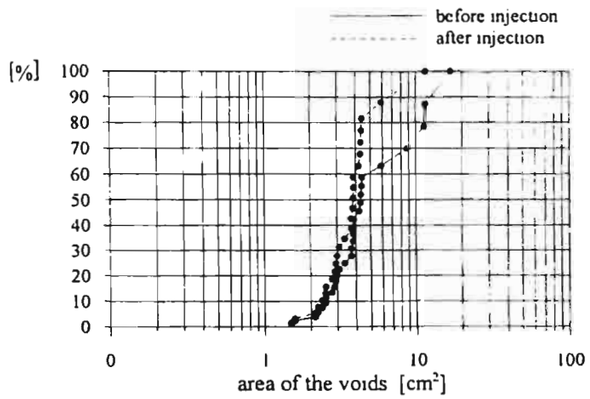


Fig. 21 - Size and distribution of the voids in the same section as Fig. 9

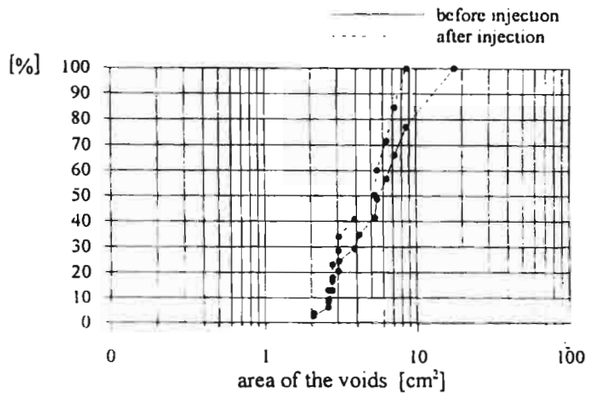


Fig. 22 - Size and distribution of the voids in the second check point

CONCLUSIONS

The methodology studied for detecting the efficacy of injection technique was be successfull; therefore it can be proposed as a guideline for the choice of the appropriate grout and technique of injection (Fig. 23).

The following remarks can be done from the experimental work carried on:

- A survey of the section of the wall is important to detect the typology of construction and the size and distribution of voids.
- When loose material is present then its grain size and distribution should be measured together with the other properties of mortars and units in order to state in advance the feasibility of injection.
- The grouts should be chosen according to the properties of the masonry materials and the dimension of voids.
- Flat jack tests can detect the mechanical improvement of the masonry after injection.
- Nondestructive techniques like sonic or radar test could help avoiding the last destructive check carried on in-situ.

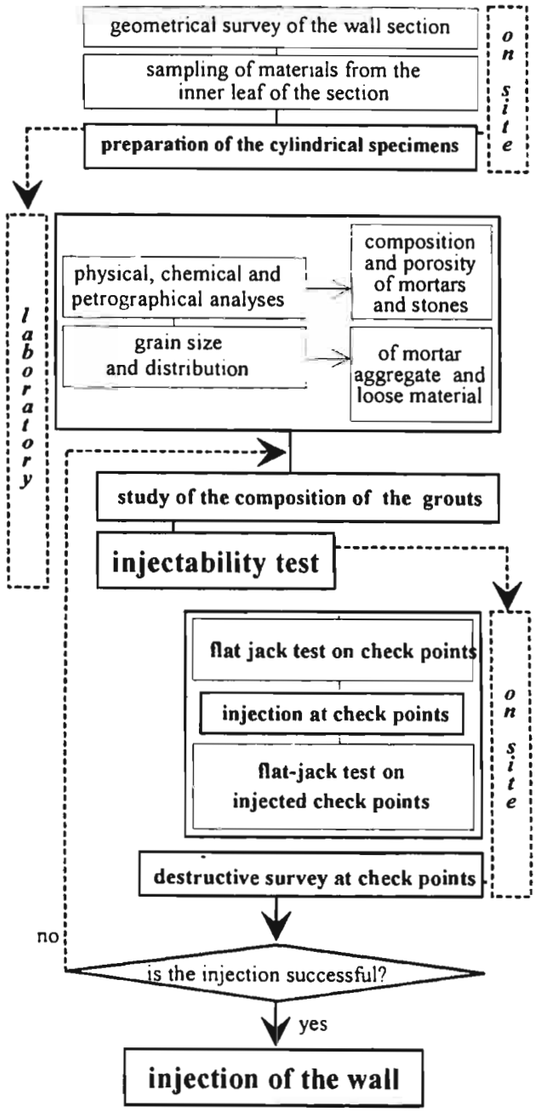


Fig. 23 - Procedure for detecting the efficacy of injection

ACKOWLEDGEMENTS

The authors wish to thank the technicians M. Antico, M. Cucchi, the students Apollonia Carbone and Rocco Dipalma for their contribution during the experimental work, and Cinzia Arcadi for her assistance in editing the paper.
The research was supported by M.U.R.S.T.

REFERENCES

1. Binda, L. Modena, C. and Baronio, G., "Strengthening of masonries by injection technique", Proc. of 6° NAMC, 1993, Vol. I, pp. 1-14.
2. Gelmi, A., Modena, C., Rossi, P.P. and Zaninetti, A., "Mechanical characterization of stone masonry structures in old urban nuclei", Proc. of 6° NAMC, 1993, Vol. I, pp. 505-516
3. Ullrich, M., Maus, H., "Engineering examination of existing buildings previously repaired", Int. Techn. Conf. on Structural Conservation of Stone Masonry, Atene, 1989.
4. Turnsec, V., Tercelj, S., Sheppard, P., Tomazevic, M., "The seismic resistance of stone masonry walls and buildings", 6th European Conference on Earthquake Engineering, vol. 3, Dubrovnik, pp. 75-82, 1978.
5. Binda, L., Fontana, A. and Mirabella Roberti, G., "Modelling of the mechanical behaviour of multiple-leaf stone walls", Int. Symp. on Computer Methods in Structural Masonry, 1993, Swansea U.K.
6. Binda L., Modena C., Baronio G. and Gelmi A., Experimental qualification of injection admixtures used for repair and strengthening of stone masonry walls, 10th Int. Brick/Block Masonry Conf., Calgary, 1994, Vol.2, pp. 539-548.
7. Egermann, R., Frick, B. and Neuwald, C., "Analytical and experimental approach to the load bearing behaviour of multiple leaf masonry", in Structural Repair and Maintenance of Historical Buildings III, STREMA, Bath, 1993, pp. 383-390.
8. Zarnic, R. and Tomazevic, M., "A seismic strengthening of an historical XVII century urban building; a case study", VII WCEL, Lisbon, 1986.
9. Amadei, B., Ling, C.T., Shing, B., Mirabella, G. and Binda, L., "Modeling the stability of masonry structures with the discontinuous deformation analysis (DDA) method", 3rd Int. Symp. on Computer Methods in Structural Masonry, Lisbon, 1995, to appear
10. Baronio, G. and Binda, L., "Experimental approach to a procedure for the investigation of historic mortars, 9th Int. Brick-Block Masonry Conf., Berlino, 1991, Vol. 3, pp. 1397-1405.
11. Baronio, G., Abbaneo, S., and Binda, L., Le murature in pietra: malte per consolidamento, Atti del Convegno «La pietra leccese e il tufo calcareo», Bari, 26-28/5/1993
12. Paillère, A.M. and Rizoulières, Y., "Réparation des structures en béton par injection de polyméres". Bullettin de liason des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°96, pp.17-23.
13. Binda, L., Baronio, G. and Tiraboschi, C., "Repair of brick masonries by injection of grouts: experimental research", Jorunal of Struct. Engineering, Madras, India, 1993, Vol. 20, n. 1, pp. 29-44.

Journal of Structural Engineering
Vol 20 No. 1 April 1993 pp. 29–44

No.20-4

Repair of brick-masonries by injection of grouts : Experimental research

L. Binda,* G. Baronio,** C. Tiraboschi***

Repair and strengthening of brick and stone masonry walls by grouting have been largely applied on historic buildings and dwellings in Italy; nevertheless no great effort has been taken to test the effectiveness of these techniques. An experimental research programme supported by ECC has been developed by the authors in collaboration with the Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) in Paris and the Polytechnic of Athen. Different kinds of grouts, viz., epoxy resins, polymeric grouts, cementitious and hydraulic grouts, were injected into masonry prisms previously cracked under compressive tests. These were injected during four stages of the research. For the first stage, a rough technique was used to inject an epoxy resin and a polymeric grout into the prisms. In the second stage, two new epoxy resins were proposed, the technique of injection was improved and the injected specimens were also subjected to durability tests. Finally during the last two stages, two cementitious grouts studied by LCPC in Paris and a hydraulic grout were injected into the previously damaged masonry prisms. After injection, the prisms were subjected to compression tests and their strength and stiffness were recorded and compared with the ones obtained before damage. The penetration and diffusion of the grouts into the damaged masonries and the different crack patterns were also studied.

Several techniques based on grouting by injection have been applied for repairing and retrofitting masonry structures, particularly in seismic areas. Since the beginning of the twentieth century, the technique of injecting cementitious and hydraulic grouts for filling voids and cracks in damaged masonry has been largely used in Europe. In the last twenty years, grouts made with new materials and installation of reinforcement have also been used to increase the strength of the masonry walls.

Recent seismic experiences have cast doubt on these techniques, as they introduced drastic changes in stiffness and strength of the repaired parts of the structure (Fig. 1). An important debate is going on in Europe regarding the best approach for strengthening of historical buildings and dwellings in seismic areas.[1]

While a certain amount of research and tentative recommendations have been developed for injection technique relevant to damaged concrete structures, only very little experimental work has actually been done on its application to masonry. Based on hydraulic, cement-polymeric, and polymeric (epoxy resin) binders, different types of grouts have been proposed and used, but for the choice of suitable grouts, only very few studies have been made. At the same time, in-situ experimental investigations have shown some advantages and several defects.[2]

The authors have developed a research programme with the aim of studying the effectiveness and durability of repairs done by injection techniques. The first phase of the programme was concerned with injecting the cracked brick masonry prisms with an epoxy formulated resin and ce-

* Professor
** Associate Professor
*** Technician
} Department of Civil Engineering, Politecnico di Milano, Piazza L. Da Vinci 32, 20133 Millan, Italy.

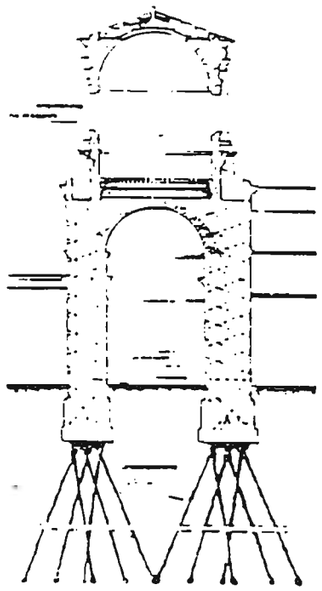


FIG. 1 STRENGTHENING BY UNDERPINNING AND REINFORCED INJECTIONS

ment-polymer grout. The prisms were then subjected to compression tests and their strength and deformation were measured. The influence of injection pressure, number of injections and quantity of injected material on the results, was also studied. The second phase of the research was dedicated to the improvement of the injection technique and to the experimental study of the adhesion of injected epoxy resins to wet masonry surfaces and their durability to thermal cycles. At the same time, some masonry prisms, were injected with the cementitious grouts proposed by LCPC in Paris.

During the last phase of the research, masonry prisms built in the laboratory and prisms cut from the walls of a collapsed tower (Civic Tower of Pavia) were injected with LCPC grouts and a commercial hydraulic grout. The results obtained with the four proposed grouts and different techniques of injection, are presented.

INJECTION OF POLYMERIC MATERIALS

Preliminary experimental work

A first set of masonry prisms were strengthened after compression tests; some with an epoxy formulated resin and some with a polymeric grout. The technique of injection was similar to the one largely used in-situ. The grouts were injected starting from the bottom to the top of the prism till the grout was refused by the masonry.

Material properties and grouting procedure: Twenty five prisms (250 x 520 x 600 mm) were prepared with one type of solid brick and three types of mortars viz. pozzolana-lime (M1), cement-lime (M2) and high strength cement modified with acrylic resins (M3). Detailed information on the mortar composition and on brick properties is given in Ref. 3. Some of the prisms were then subjected to a crystallization test in order to simulate the masonry decay due to external aggressive environments.[4] The deteriorated prisms made with mortars M1, M2, and M3 were named MU1Ti, MU2Ti, and MU3Ti, respectively, where i = 1, ..., n_1 (n_2, n_3), represents the number of the prism. The remaining undamaged prisms were named MU1i, MU2i, and MU3i (where i = 1, ..., n_1 (n_2, n_3)).

All the prisms were subjected to compression tests. The tests were performed[5] using an MTS hydraulic servo-controlled machine at a constant rate of displacement of 0.95×10^{-3} mm/s. Fourteen prisms were repaired by injecting an epoxy resin; other four were injected with a grout composed of cement and a 10% of acrylic resin. The epoxy resin was a two component mixture prepared before injection. Its pot life is 40 to 60 min, setting time 4 to 6 hours at a temperature between 15 and 22°C, the compressive strength 110 MPa, the tensile strength 70MPa and the elastic modulus 3,000 MPa. Injections were carried out after the external surfaces of the cracked prisms were water-proofed with a thick epoxy paint. After injection[6] and appropriate curing, eleven prisms were again subjected to the compression test. The remaining three prisms were cut into slices, in order to check the degree of diffusion and penetration of the resin.

Prior to the compression tests, three prisms injected with epoxy resin were subjected to the cycling crystallization test,[7] to study the behaviour of the repaired masonry to aggressive environment. After an immersion for 4 hours in a saturated solution of Na_2SO_4, the specimens were exposed for 7 days at 20°C and 50% R.H. at every cycle. Small stack-bond prisms repaired with epoxy resin were subjected to thermal cycles in order to detect the effect of the temperature variation[7] on the strength and deformability of masonries injected with polymeric materials (8 hours at 60°C and 70% R.H., 16 hours at 20°C and 50% R.H., or 16 hours at -15°C and 8 hours at 20°C and 50% R.H.).

Mechanical tests: Detailed description of the compression tests carried out on MU1i, MU2i, MU3i and MU1Ti, MU2Ti, MU3Ti prisms are already reported.[4,7] In Table 1, the mechanical results for the original and the injected prisms are reported together with the information on the quantity of grout injected, the number of injections and the injection pressure.

A correlation was attempted between the compressive strength of injected prisms, the quantity of injected resin or cement-polymer grout and the number of injections. Apparently no correlation exists between the compressive strength and the injection pressure, which for some prisms reached 0.55 MPa. In several cases, when prisms were injected at high pressure, cracks were not filled after injection. Therefore, pressure was recommended to be as low as possible (European recommendations provide no more than 0.05 MPa).

TABLE 1
MECHANICAL PROPERTIES OF THE SPECIMENS INJECTED WITH RESIN

Specimen name	σ_{ud} MPa	σ_{ai} MPa	σ_{ai}/σ_{ud}	Quantity of resin injected Kg	Number of injections n.	Pressure of injection MPa
MU11 *	9.0	7.3	0.81	5.0	7	0.3
MU12 *	11.5	10.4	0.90	3.0	9	0.3
MU21 *	16.3	16.4	1.00	4.5	6	0.2
MU25 *	15.8	10.3	0.65	3.0	9	0.4
MU31 *	17.0	13.7	0.80	0.8	7	0.3
MU35 *	16.1	9.5	0.59	2.0	3	0.0
MU1T2 *	8.7	10.8	1.24	8.0	8	0.55
MU2T1 *	16.0	14.5	0.91	2.5	5	0.3
MU3T1 *	17.5	13.6	0.78	5.0	4	0.35
MU3T2 *	18.0	21.2	1.18	5.0	6	0.3
MU3T4 *	16.3	22.2	1.36	5.5	8	0.0
MU26 **	7.5	3.8	0.51	1.8	4	0.35
MU1T1 **	7.1	3.8	0.54	5.0	6	0.25
MU2T4 **	17.0	3.7	0.22	1.4	6	0.6
MU3T5 **	17.1	3.7	0.22	0.5	5	0.7

Note : * epoxy resin ** polymeric grout

In Fig. 2, an example of the most representative stress-strain curves of the prisms after injection with epoxy resin together with their original curves is given. The following comments can be made: Systematic differences in σ_{ud} are shown by the MU1i, MU2i, and MU3i prisms. They are due to the influence of mortar strength of 3.0, 10.0 and 90.0 MPa respectively for M1, M2, and M3. The behaviour is also clearly shown in Fig. 2. Higher strength could be obtained in prisms MU2Ti, and MU3Ti due to the presence of crystallized salts in their pores preventing deep damage. On the contrary, MU1T2 was badly damaged. The influence of mortar type and salt is described in Ref. 4.

- The strength σ_{ai} (corresponding to the maximum load carrying capacity) or "peak" stress of the injected prisms is always higher than the value σ_{da} at which the previous compression test was stopped (Fig.2).
- The strength σ_{ai} of the injected prisms reaches an average of 85% of the strength σ_{ud} originally attained by the prisms.
- The stress-strain curves of the injected prisms are similar to those of the prisms under the first compression test. In other words, these injections of epoxy resin apparently do not give a totally new situation in terms of deformability; in fact, the influence of the mortars M1, M2, and M3 used for the masonry is definitely prevailing even after injection. Nevertheless a tendency to increase the brittleness is detected (Fig. 2).

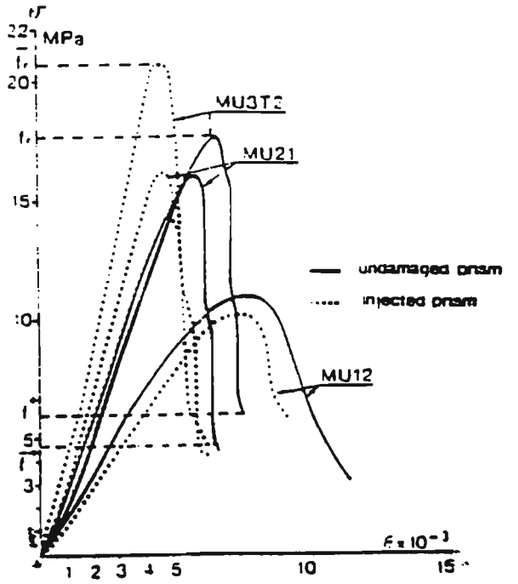


FIG. 2 STRESS-STRAIN CURVES FOR PRISMS INJECTED WITH RESIN

The experimental investigation was also carried out on four prisms injected with cement-polymer grout. At present only some comments on the first results can be made:

- The strength σ_{ai} of the injected prisms is still higher than the value σ_{da} at which the previous compression test was stopped, but it does not attain more than 40% of the value σ_{ud} originally reached by the prisms.

- The slope of the σ–ε curves of the injected prisms tends to be lower than the one obtained during the first compression test. Nevertheless, after the value σ_{ai} is reached, a tendency is shown towards a small increase in brittleness, if comparison is made with the original situation.

A better understanding of these poor results is made in later discussions.

Penetration and diffusion of the grout: In order to know the local state of penetration and diffusion of the injected grouts, three prisms, one for every type of mortar, cut into slices were carefully investigated. A map of the crack distribution was drawn; in several cases a high percentage of voids was still detected.

The inspection of the cut surfaces and of the failure mode of the prisms show that the external crack distribution seldom corresponds to the internal one so that external cracks are not always connected with the internal cracks.

Two different situations were observed:

a. *Injection of epoxy resin*: the resin filled wide open cracks (5 to 7 mm) and cracks in mortar joints better than narrow cracks (0.2 to 2.5 mm). In several cases the resin was absorbed by the bricks (5 to 6 mm of impregnation) while the cracks remained empty (Fig. 3)

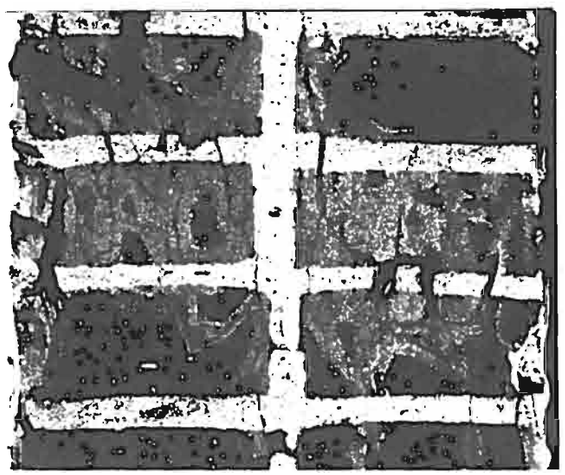


FIG. 3 ABSORPTION OF THE RESIN BY THE BRICKS

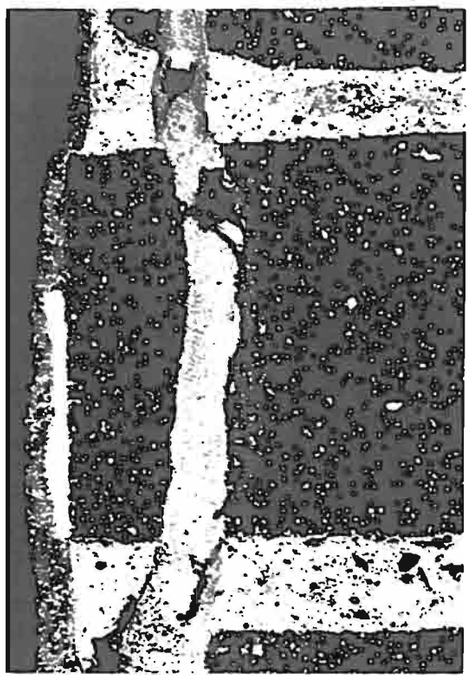


FIG. 4 SHRINKAGE OF THE GROUT AND FORMATION OF BUBBLES

This impregnation beside changing the colour of the injected brick, decreases the brick porosity and increases its mechanical strength.

b. *Injection of cement-polymer grout:* the grout had filled the cracks better than the resin, but shrinkage phenomena took place in various cases and also the formation of air bubbles was observed when air was trapped inside cracks[7] (Fig.4). These type of mixes tend to segregate; therefore the authors did not use them in further steps.

Durability tests: Three prisms, one for each type of mortar (M1, M2, and M3), were subjected to 16 cycles of crystallization test described below. The sodium sulphate was transferred and deposited by capillary rise inside voids and unfilled cracks and, sometimes, caused the propagation of cracks. Injections cannot prevent the penetration and diffusion of salt solution inside the masonry, if they do not fill all voids.

Small specimens (3 or 4 brick stack-bond prisms) repaired with epoxy resin were subjected to thermal cycles. The mechanical tests carried out on the prisms after 63 cycles were used to study the influence of temperature variation on the behaviour of masonry repaired with resin: freezing tends to increase the material stiffness and the brittleness; while thawing, decreases its stiffness and strength.[7]

Adhesion of epoxy formulated resins to brick-masonry

A certain number of specimens to be used for shear bond tests were prepared in the following way: three bricks were joined together with the chosen epoxy formulated resins in order to simulate cracks or lack of adhesion in a joint. Since in real buildings, masonries which are injected may have a high moisture content, the operation was done both on wet and dry bricks in order to check the bond strength of the resins in the two cases. The specimens were named ADH-MDi, and ADH-SDi if dry and ADH-SWi and ADH-MWi, if wet (with i = 1, 2, 3, respectively) M and S indicate the type of resin (subsequently described), D and W indicate the dry or wet condition. From here on, the word dry will have the meaning of room temperature and humidity conditions.

Resin properties: Two epoxy formulated resins which were named as S and M were used for injection, both being similar to the resin used in the previous research. Resin S, a commercial resin, was a two component epoxy-amine system curing at room temperature. The resin was principally based on a A-bisphenol epichlorohydrin (having a low molecular weight), modified with 1.4 butandioldiglycidylether in a ratio of 4:1. The hardener was trimethilhexamethylendiamin. The stoichiometric ratio between the two components was 4:1. The properties of the epoxy formulated resin, as given by the producer were the following: the glass transition temperature was 57°C, the viscosity 340 ± 50 MPa, the pot life (referred to a mass of 10N) about 20 min, the compressive strength 80 to 90 MPa, the flexural strength 90 to 100 MPa, the elastic modulus 3500 to 4000 MPa, and the linear expansion coefficient $\alpha \cong 38.59 \times 10^{-6}\ °C^{-1}$. These values refer to a temperature of 20°C and a R.H. of 70%.

The resin M was an experimental one, particularly designed to improve the mechanical properties at a temperature below the glass transition temperature. The properties of the resin are the following: the viscosity 400 to 450 MPa, pot life (referred to a mass of 6.5N) about 80 min, compressive strength 100 to 105 MPa, flexural strength 80 to 90 MPa, elastic modulus 4000 MPa, and linear expansion coefficient $\alpha \cong 30.85 \times 10^{-6}\ °C^{-1}$. These values refer to a temperature of 20°C and a R.H. of 70%.

Effects of surface wetness on bond strength: Soon after the injection, in most of the resin joints of the wet specimens, an expansive phenomenon produced the formation of bubbles with resin release (Fig.5), and a consequent increase in the porosity of the resin thereby causing changes in its physical and mechanical properties. This behaviour was particularly observed in the case of resin S, which was used for injection into the deteriorated concrete structures and gave a good bond strength on wet concrete surfaces. The authors intend studying this phenomenon further; at the moment, the only possible explanation is that there could be high water absorption by bricks with a formation of a film of water on the joint surfaces, and that there might be a reaction between the water and the hardener.

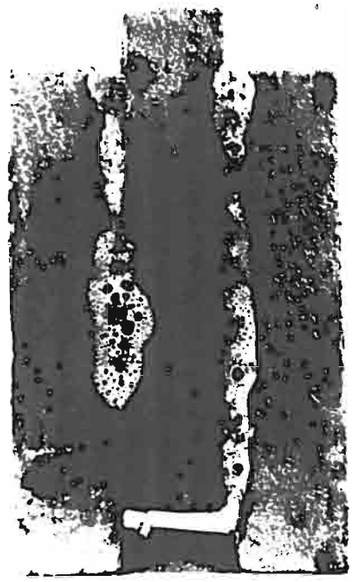


FIG. 5 EFFECT OF WATER ON RESIN JOINTS; EVIDENT FORMATION OF BUBBLES

Resin M, which was an experimental product, and was supposed to give a good bond on wet concrete surfaces, exhibited a similar behaviour with slightly less visible formation of bubbles.

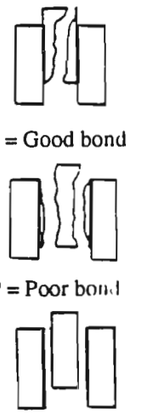
When tested for shear bond, compared to the values given by dry specimens, the values given by the wet specimens MWi and SWi were generally lower (Table 2 left side). The bond strength in the case of ADH-SWi was reduced to 48.9%, compared to the others. Three different classes of bond were shown by the specimens (Table 2).

Influence of thermal cycles: Some of the ADH specimens were subjected to thermal cycles in a servo-controlled climatic chamber. The test was set up following the principles given in references [8] and [9]. The values used for setting the cycles were the following: maximum temperature + 55° ± 2°C, minimum temperature –20° ± 2°C, rate of variation 1.25°C/min; the cycle duration 8 hour. The maximum and minimum temperatures reached inside the specimens were measured as + 51°C and – 16°C, due to the short duration of the cycles, the thermal inertia of the material and the dimensions of the specimens.

The results obtained from the shear bond tests together with the number of cycles and the classes of behavi-

TABLE 2
RESULTS OF SHEAR BOND TESTS ON ADH SPECIMENS

ADH Specimens	Room conditions		After thermal cycles		
	Class	Shear bond MPa	Number of cycles	Class	Shear bond MPa
SD1	P	3.06	40	P	2.28
SD2	G	2.93	40	P	2.89
SD3	G	2.83	40	G	0.81
SW1	B	1.26	40	B	0.80
SW2	B	1.34	6	B	/
SW3	B	1.91	6	B	/
MD1	G	3.11	8	B	/
MD2	P	3.02	8	B	/
MD3	G	2.97	8	B	/
MW1	G	3.29	6	B	/
MW2	P	2.96	12	P	3.01
MW3	P	2.95	6	B	/



our are shown in the right hand side of Table 2. The ageing test on ADH specimens was programmed to last for a number of cycles ranging between thirty and forty (unknown prior to the testing). Only SDi and SW1 specimens reached 40 cycles, still displaying an acceptable behaviour. The MDi specimens collapsed after 8 cycles, while most of the wet specimens collapsed between 6 and 12 cycles following the same mechanism of failure. The failure took place along the resin joint in two ways: either the resin joint was completely detached from the brick surfaces, or the resin had detached part of the brick (Fig.6).

An explanation can be easily found for the behaviour of wet injected specimens, since the resin properties had been changed by the presence of water; the interpretation for the behaviour of MDi specimens is certainly more difficult. The only possible comments on the results can be as follows: (i) the behaviour of the injected material depends on the mechanical and physical properties of the components, particularly on the thermal expansion coefficients, strength, deformability and their variation according to the different temperatures, (ii) the presence of water on the surface of cracks reduces the bond strength of the resins, and also affects their behaviour under thermal cycles.

Adhesion of new tentative resins: The new resins were formulated with the purpose of solving the following problems: adhesion to wet surfaces and durability to thermal cycles.

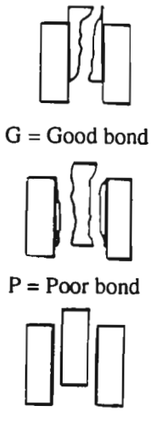
The two resins were named as F and T. F was a low viscosity epoxy resin, and T was a thixotropic epoxy with a filler. The peculiar characteristic of this resin was a low elasticity modulus (400 N/mm^2). These two resins were used to inject into ADH specimens. Some of the specimens (TWi and FWi) were wetted before injection.

The results given in Table 3 show that a good bond was obtained even in this case; i.e. the two resins give a

FIG. 6 EFFECT OF THERMAL CYCLES ON WET INJECTED SPECIMENS.

TABLE 3
RESULTS OF BOND STRENGTH TESTS ON ADH SPECIMENS

ADH Specimens	Laboratory conditions		After thermal cycles		
	Class	Bond Strength MPa	Number of cycles	Class	Bond Strength MPa
TD1	G	1.87	14	B	—
TD2	G	1.75	14	B	—
TD3	G	1.79	40	B	0.53
TW1	G	2.00	40	B	1.07
TW2	G	2.11	40	B	0.77
TW3	P	0.97	40	B	0.49
FD1	B	2.19	40	B	—
FD2	G	2.45	20	B	—
FD3	G	2.44	14	B	—
FW1	G	1.65	40	G	2.17
FW2	G	1.99	20	B	—
FW3	G	2.84	40	G	2.29



good adhesion on wet surfaces. On the contrary, the results obtained after thermal cycles (Table 3) show a similar poor behaviour as the one given by the previously used resins.

The authors are still trying to solve the problem of bond strength under thermal cycle loading. The solution appears to be very difficult due to the fact that the thermal expansion coefficient of epoxies greatly increases with temperature (from 30 x 10^{-6}/°C at 20°C to 100 x 10^{-6}/°C at 50°C).

Injection of cracked prisms under controlled technique

The aim of this new step of the research was to have better control of the technique of injection (pressure, quantity of resin, etc.).

Eight prisms (250 x 510 x 600 mm) were built with solid bricks and the cement-lime mortar M2. The bulk density of bricks was 17300N/m^3, the water absorption percentage in cold water for 24 hours 22%, the initial rate of absorption 33.2 N/m^2. min. and the compressive strength was 22.0 MPa. The M2 mortar had the composition 1:3:5 (cement, hydrated lime and sand) and 0.54 as ratio of water/binder; its flexural strength was 3.9 MPa and the compressive strength 12.7 MPa. The eight prisms were previously cracked during a compression test as described earlier and subsequently injected. Two types of epoxy resins, S and M, were used to compare the results.

Injection equipment and procedure: Before injection, all the external cracks of the prisms were sealed with an epoxy based putty, and the lateral surfaces were covered with a waterproof synthetic paint which could be easily removed after injection.

Subsequently holes were drilled following a particular direction in order to cross the most important cracks. Water was injected into four specimens named SW1, SW2, MW1, and MW2, from the bottom until it reached the top surfaces (other four prisms named SD1, SD2, MD1, and MD2 were kept dry). Subsequently the resins S and M were prepared, according to the instructions given by the producers, and injected. The device used for injection is shown on the left side of Fig. 7. It consists of a cylindrical steel container, hermetically sealed, equipped with a pressure regulator, a manometer and a thermometer. The material was injected starting from the bottom of the prisms. The pressure of injection was kept between 0.05 and 0.06 MPa and the injection was continued till the resin ceased to appear on the top surface of the prism. The injectors were connected with

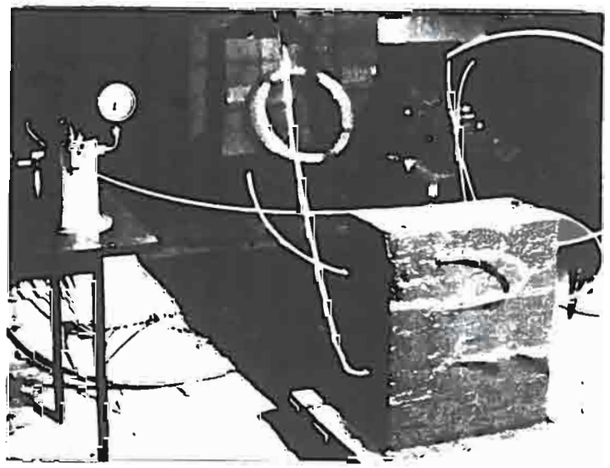


FIG. 7 DEVICE FOR INJECTION OF PRISMS

nylon pipes kept at a level higher than the height of the prisms in order to maintain a constant pressure and a continuous feed of the resin. The resin was reinjected, when necessary, a second time, taking into account its pot life. The prisms after setting (10 days), were subjected to compression tests.

The compression tests on masonry prisms were performed with the MTS machine. The prisms were previously capped with cement mortar and two layers of PTFE of 0.4 mm thickness were positioned between the machine platens and the prism surfaces. Initially a load corresponding to a mean stress of 0.5 MPa was applied, in order to eliminate the settlement effects caused by the defects in mortar joints. Then the loading phase was started. When 80% of the peak stress was reached, total unloading of the specimens (at a rate of 0.75 x 10^{-3} mm/sec) and then reloading were performed. This second loading phase was aimed at showing the residual mechanical strength of the specimens.[10] The same loading history was followed after the injection of cracked prisms.

Mechanical strength of the injected prisms: The results of the compression tests on prisms before and after injection are presented in Table 4. As for the ADH specimens, S and M indicate the two resins, D and W indicate dry and wet respectively.

In Figs. 8 and 9, two typical classes of $\sigma - \varepsilon$ curves obtained for undamaged and subsequently injected prisms are presented. Table 4 shows that the strength values of the undamaged prisms are rather scattered with a coefficient of variation of 20.0%; on the contrary, the strength values of injected prisms have a lower coefficient of variation (8.7%).

TABLE 4
MECHANICAL PROPERTIES OF THE SPECIMENS INJECTED WITH RESIN

Specimen name	σ_{ud} MPa	σ_{ai} MPa	σ_{ai}/σ_{ud}	σ_{da} MPa	σ_{ai}/σ_{da}
MU2 SD1	11.06	16.41	1.48	7.37	2.23
MU2 SD2	10.05	14.99	1.49	7.62	1.97
MU2 MD1	13.21	16.63	1.26	8.99	1.85
MU2 MD2	8.94	16.94	1.89	5.72	2.96
MU2 SW1	8.96	14.97	1.67	6.19	2.42
MU2 SW2	10.99	14.20	1.29	6.99	2.03
MU2 MW1	12.69	13.23	1.04	8.45	1.56
MU2 MW2	6.70	14.18	2.12	6.10	2.32

As a result of the repair measures, a more uniform distribution of mechanical strength values was obtained.

The compressive strengths of SDi and MDi prisms are similar; so happens for SWi and MWi. The results show that there is no substantial difference in the mechanical improvements produced by the use of S and M resins. There seems to be a tendency for prisms injected wet, to have a lower strength than that for prisms injected dry. In fact, a reduction of 13% can be calculated on the mean strength values, indicating that the influence of poor adhesion on wet surfaces is lower in the case of direct shear bond tests.

The results obtained on these prisms can be compared with those previously obtained on other prisms injected with a similar resin but with a less accurate injection technique. In the previous cases, the strength σ_{ai} of injected prisms reached an average of only 85% of the strength of undamaged prisms. The new results show, after injection, an increase of 31.2% of the original strength σ_{ud} and hence highlight the importance of a proper injection technique on the effectiveness of injection repair. If the strength σ_{da} reached by the undamaged prisms during reloading is considered as the real residual strength of cracked prisms, then the improvement is even higher (43.4%).

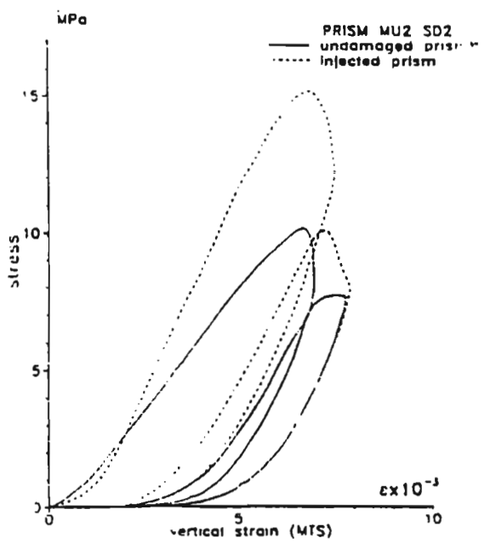


FIG. 8 STRESS–STRAIN CURVES OF SD2 PRISMS

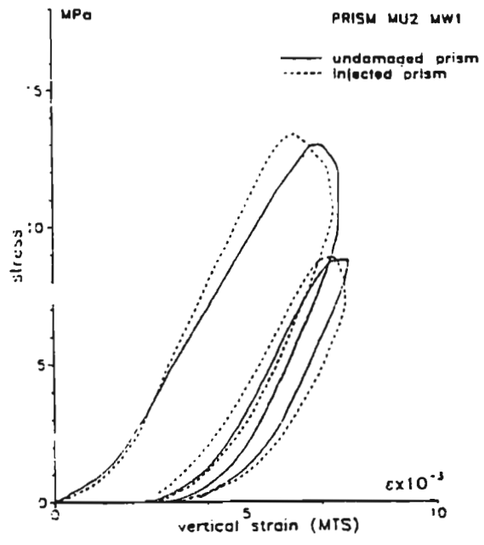
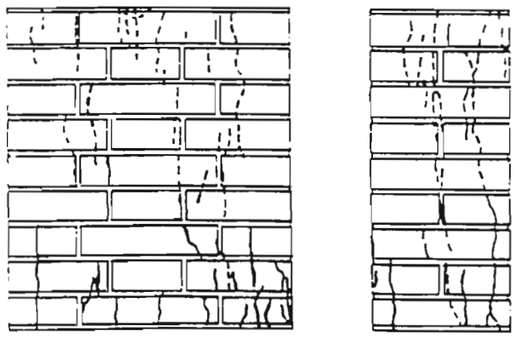


FIG. 9 STRESS–STRAIN CURVES OF MW1 PRISMS

The following results were also obtained from the compression tests:

- the modulus of elasticity E_{ud} calculated between 15 and 60% of the peak stress has values ranging from 1700 MPa to 2470 MPa in the first loading of undamaged prisms.
- after injection the values of E_{ai} range from 2528 MPa to 3350 MPa. There is an increase of 28% with respect to the modulus in the first loading of undamaged prisms.
- the strain ε_{ud}, at peak stress varies between 4.73×10^{-3} and 6.5×10^{-3} for undamaged prisms and between 5.26×10^{-3} and 6.33×10^{-3} for prisms after injection.
- the onset of cracking varies between 41.7% and 90.0% of the peak stress for undamaged prisms, while ε_{ai} varies between 70.8% and 85.3% for prisms after injection. The last information shows again a minor scatter of data in the case of injected prisms.

If the mechanism of failure of undamaged prisms (considered similar to a situation before injection in a damaged wall) is observed after reloading, the crack pattern is clearly defined as expected under compression test.[11]



--- damaged

___ collapsed after injection

FIG. 10 CRACK PATTERN OF A PRISM UNDAMAGED AND AFTER INJECTION

The mechanism of failure of injected prisms shows a tendency of the cracks to be distributed outside the areas which were cracked during the previous tests (Fig.10). This observation confirms that the injection operation has reached the goal.

Two prisms SW1 and MD2, which after injection were tested only upto 80% of the peak stress, were cut into five slices. The penetration and diffusion of resin in both cases were optimal, particularly when compared to the ones observed in a previous research.[7]

INJECTION OF HYDRAULIC GROUTS

Within the frame of the research programme, grouts based on hydraulic materials, particularly cementitious grouts, had to be prepared by LCPC. The authors also used a commercial "hydraulic grout" called H for injecting into masonry prisms. The composition of this grout is not yet completely known.

Injection of grout H - Material properties

The properties of grout H declared by the producer are the following: compressive strength after 7 days: 7MPa, heat of hydration: 38°C after 56 hours, initial setting time (Vicat): 59 hours, final setting time: 60 hours, elastic modulus after 28 days: 16500 MPa, and absence of bleeding.

Two different types of masonry prisms were injected:

a. brick masonry (called CHH) built with solid bricks and hydraulic mortar in the laboratory (250 × 500 × 100 mm);
b. prisms (called PVM) cut from the ruins of a collapsed Tower (Civic Tower of Pavia) (Fig. 11). Dimensions of the prisms: 400 x 500 x 700 mm.

FIG. 11 PRISM CUT FROM THE RUINS OF PAVIA TOWER

Injection equipment and procedure: Before injecting, all the external cracks of the prisms were sealed with an epoxy based putty. After this operation, the lateral surfaces were covered with a special plaster reinforced with a thin steel net and applied on the dry wall in order to avoid adhesion. The crack pattern was drawn over the external surface of the plaster and holes for the injections were drilled. The plaster could be easily removed after some days of setting of the injected prism (Fig.12) A container, larger than the one used for resins, equipped with a pressure regulator and a manometer was employed for these injections (Fig. 13). The material was injected starting from the bottom of the prisms. The injection pressure was kept as constant as possible, at a value no more than .07 MPa and the grout was constantly fed. After elimination of the plaster and curing for 28 days, the prisms were subjected to the second compressive test.

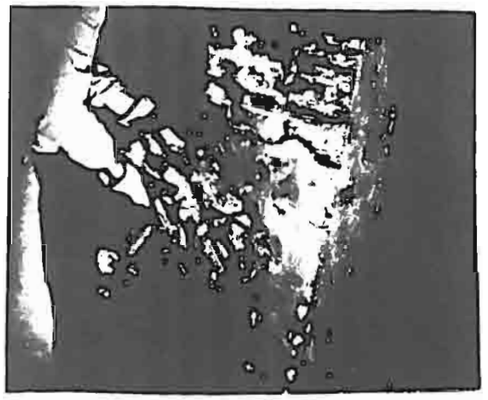


FIG. 12 REMOVING THE PLASTER FROM THE INJECTED PRISMS

FIG. 13 DEVICE FOR INJECTION AND INJECTED PRISM

In Figs. 14 and 15 typical stress-strain curves for prisms PVH94B (rubble masonry from the ruins) and CHH9 (brick masonry) are presented.

TABLE 5
MECHANICAL PROPERTIES OF THE INJECTED SPECIMENS

Specimen name	σ_{ud} MPa	σ_{ai} MPa	σ_{ai}/σ_{ud}	σ_{da} MPa	σ_{ai}/σ_{da}
MU4 CHH4	5.1	3.6	0.70	4.2	0.86
MU4 CHH6	5.8	*	*	4.7	*
MU4 CHH9	5.5	4.1	0.74	4.9	0.84
MU4 CHH12	5.8	5.2	0.90	5.3	0.97
MU4 CHH14	5.5	5.6	1.02	4.1	1.36
PV H67C	2.0	2.6	1.30	1.4	1.86
PV H80A	2.7	3.0	1.11	2.1	1.43
PV H94B	3.1	4.0	1.29	2.93	1.36
PV H94D	2.5	2.4	0.96	0.9	2.67
PV H100D	2.5	3.54	1.42	2.2	2.61

Specimens injected with hydraulic grout (H)
Note : * Prisms cut after injection

Table 5 shows that the strength value σ_{ai} of the injected CHH prisms is practically always lower than the corresponding values of the undamaged prisms and even lower than the residual strength σ_{da} of the damaged prisms.

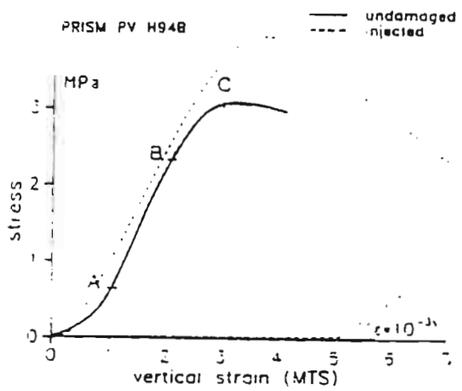


FIG. 14 STRESS–STRAIN CURVES OF PRISM PVH94B

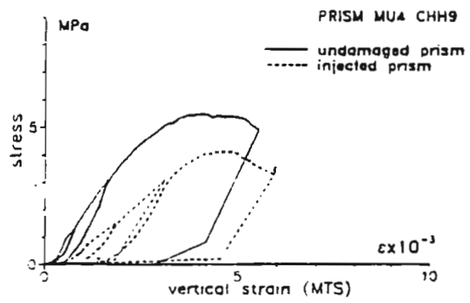


FIG. 15 STRESS–STRAIN CURVES OF PRISM CHH09

Some improvement is shown by the PVH prisms after injection. The crack pattern drawn on the prisms after injection (both in the case of PVH and CHH prisms) tends to reproduce the crack pattern of the original prisms (Figs. 16 and 17). This behaviour is different from the one shown by the prisms injected with resins.

– – – damaged
____ collapsed after injection

FIG. 16 CRACK PATTERN OF PRISM PV80A UNDAMAGED AND AFTER INJECTION

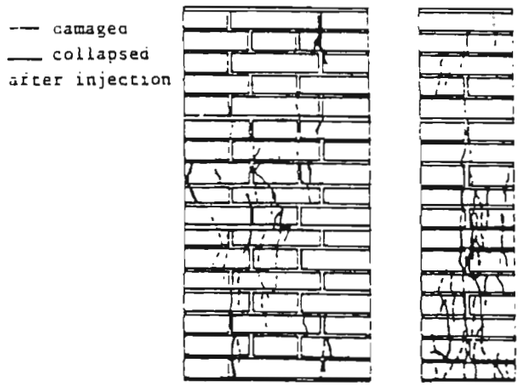


FIG. 17 CRACK PATTERN OF PRISM CHH14 UNDAMAGED AND AFTER INJECTION

Penetration and diffusion of the grouts: One prism injected with the H grout was cut into slices. The penetration and diffusion of the grout was observed. Fig.18 shows a total lack of bond between the material injected and the surfaces of the cracks. The cohesion inside the grout itself, which was subjected to segregation, was very poor. The cause for this segregation was probably the high absorption of the bricks, even after wetting of the cracks before injection.

A better bond and homogeneity were shown by the grout injected into the PV prisms (Fig. 19). The conclusion was that a detailed study of the grout could have brought a modification of the grout composition, making it suitable to the masonry materials.

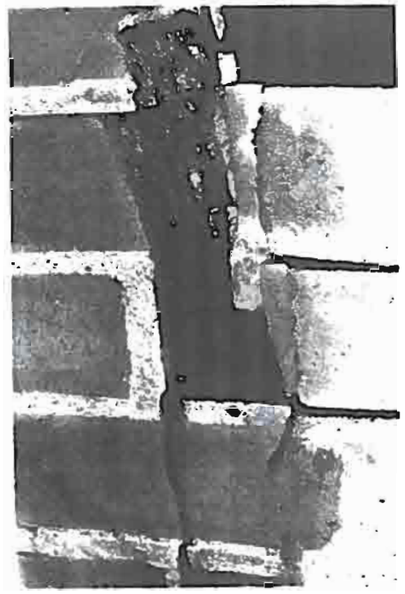


FIG. 18 LACK OF BOND BETWEEN THE INJECTED GROUT AND THE MASONRY

Injection of cementitious grouts

The grouts proposed by A.M. Paillère of LCPC (Paris) described earlier[12-14] were of two types: C1 and C2, having the following composition:

1. C1: Portland cement 75%, silica fume 25%, plasticizer, 1.33%, W/C ratio 0.9;
2. C2: Portland cement 50%, hydrated lime 27.5%, silica fume 22.5%, plasticizer 1.66%, W/C ratio 1.

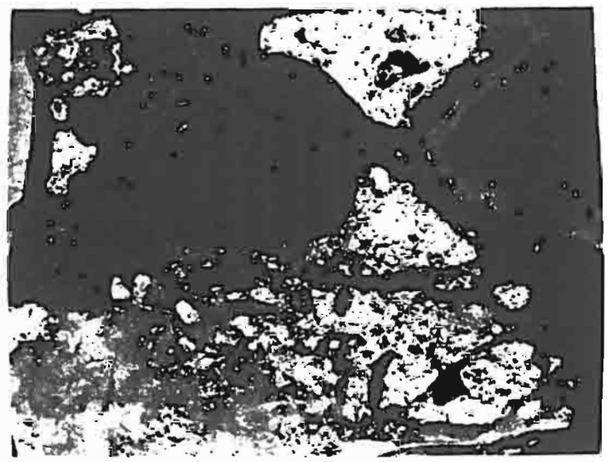


FIG. 19 DETAILS OF A PV PRISM AFTER INJECTION

Injection *equipment and procedure* : The grouts were mixed before injection using an ultrasonic mixer[12-14] and injected through a special device (Fig.20) under pressure control (the value of injection pressure was lower than .07 MPa). The prisms CHC and PVC were prepared by sealing the cracks with an epoxy putty, drilling holes and setting the injectors (Fig. 21). A peelable epoxy paint was spread over the lateral surfaces of the CHC prisms, while the previously described plaster was applied to the PVC prisms. After 28 days of curing, except the two which were cut into slices, all other prisms were subjected to compressive tests.

Mechanical strength : A first set of 4 prisms (250 x 500 x 600 mm) were injected. Subsequently two of them were cut into slices.

The mechanical results are given in Table 6. The poor improvement in strength and the observation of some shrinkage and bubble air phenomena necessitated improvement in the injection technique and finding a way to keep the injection pressure constant as far as possible by a continuous feeding of grout. Other 9 CHC prisms (250 × 600 × 1100 mm) were injected with C_1 and C_2 grouts. This time very good mechanical results were obtained (Table 7 and Figs. 22 and 23). Two PVC prisms were also injected with grout C2 based on cement and hydrated lime; very good

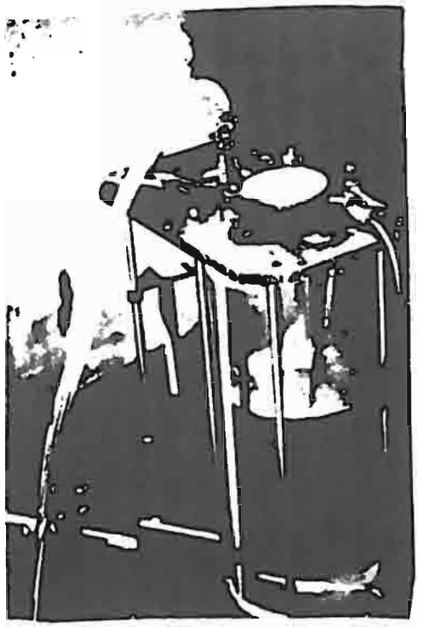


FIG. 20 INJECTION DEVICE USED FOR GROUTS C1 AND C2

TABLE 6
MECHANICAL PROPERTIES OF THE INJECTED SPECIMENS

Specimen name	σ_{ud} MPa	σ_{ai} MPa	σ_{ai}/σ_{ud}	σ_{da} MPa	σ_{ai}/σ_{da}
MU2 C11	11.29	8.63	0.76	7.29	1.18
MU2 C12	11.48	11.73	1.02	7.53	1.55
MU2 C21	6.92	*	*	4.59	*
MU2 C22	5.70	*	*	5.03	*

Note : * prisms cut after injection

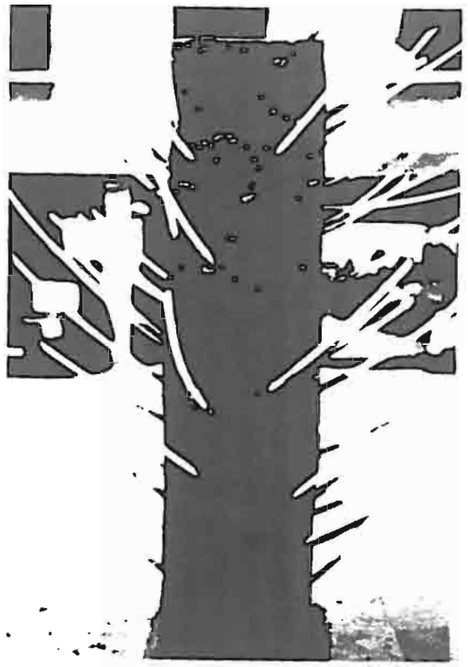


FIG. 21 PRISM AFTER INJECTION

TABLE 7
MECHANICAL PROPERTIES OF THE INJECTED SPECIMENS

Specimen name	σ_{ud} MPa	σ_{ai} MPa	σ_{ai}/σ_{ud}	σ_{da} MPa	σ_{ai}/σ_{da}
MU4 C1H1	4.1	8.6	2.1	–	–
MU4 C1H8	3.7	8.4	2.27	3.4	2.47
MU4 C1H10	5.9	6.9	1.17	4.8	1.44
MU4 C1H11	4.1	10.0	2.44	3.3	3.03
MU4 C1H13	4.6	*	*	4.0	*
MU4 C2H2	4.2	6.82	1.62	–	–
MU4 C2H3	4.4	7.9	1.79	3.6	2.19
MU4 C2H5	3.6	8.2	2.29	3.0	2.73
MU4 C2H15	5.6	9.2	1.64	4.5	2.04
PV C294C	3.3	5.9	1.79	2.8	2.10
PV C2100C	3.0	4.8	1.60	2.5	1.92

Specimens injected with cementitious grout (C1, C2)
Note : * Prisms cut after injection

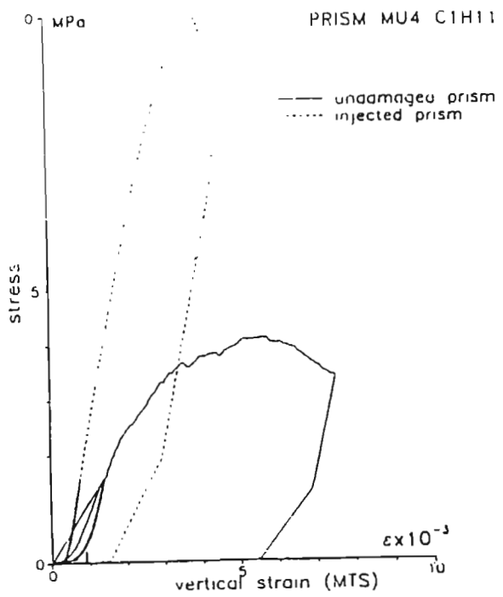


FIG. 22 STRESS–STRAIN CURVES OF PRISM C1H11

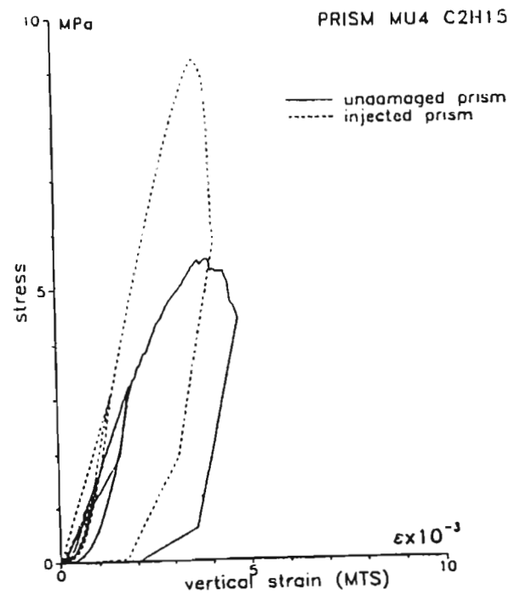


FIG. 23 STRESS-STRAIN CURVES OF PRISM C2H15

results were obtained in this case also. The stress-strain curve of prism PV C294C given in Fig.24, shows a very satisfactory mechanical result.

Penetration and diffusion of the grout : Two prisms were cut into slices and the filled cracks were observed. Fig. 25 shows a very good penetration and adhesion of the grout to the crack surfaces.

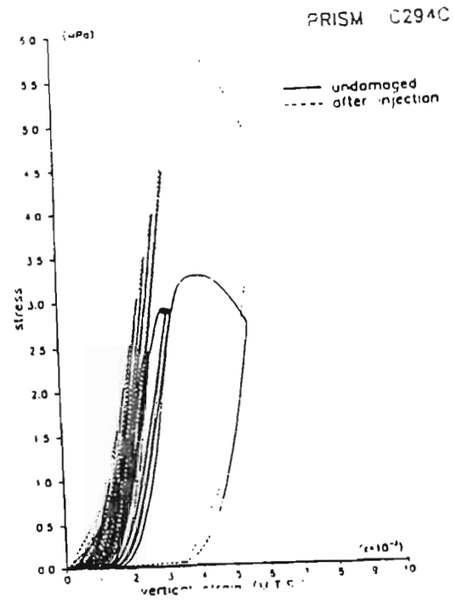


FIG.24 STRESS-STRAIN CURVES OF PRISM PV C294C

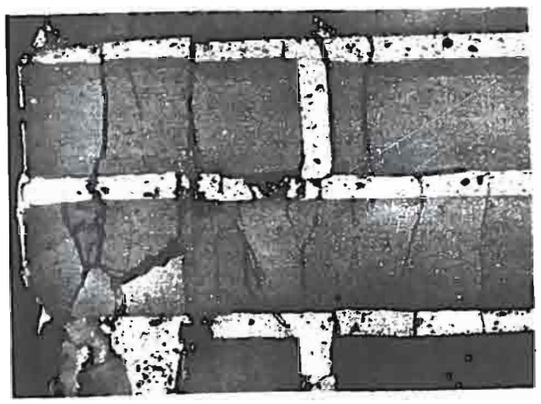


FIG. 25 DETAILS OF A SLICE OF PRISM C1H13

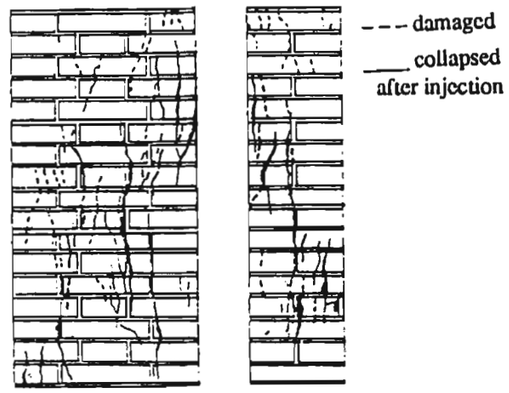


FIG. 26 CRACK PATTERN OF PRISM MU4 C2H2

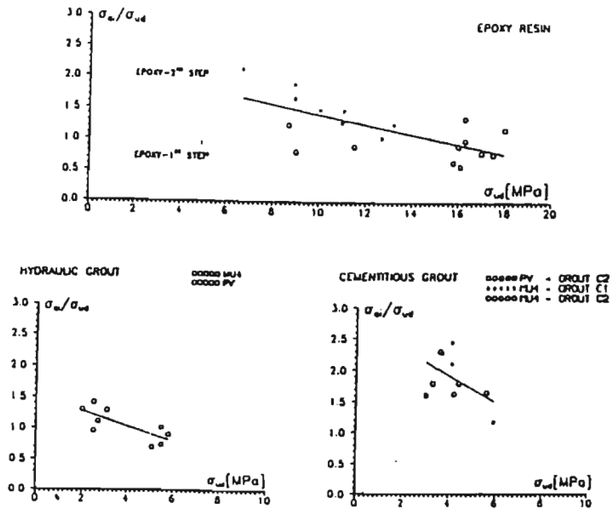


FIG. 27a, b, c – RATIOS $\sigma_{ai} / \sigma_{ud}$ VERSUS σ_{ud}.

The crack pattern of the prism MU4C2H2 after injection shows a tendency to develop cracks far from the crack pattern of original prism (Fig. 26).

CONCLUSIONS

Figures 27a, b, c represent, as a preliminary conclusion, the ratios $\sigma_{ai} / \sigma_{ud}$ versus σ_{ud}. It seems clear that the injections made with resins S and M and cementitious grouts C1 and C2 were the most successful (Fig. 27b), while the use of H had failed (Fig. 27c).

Some comments can be made specifically on the behaviour of the different grouts injected.

Comments on the results of resin injection

The following conclusions can be drawn:

- The effectiveness of injections in strengthening the decayed masonry structures is strictly related to the injection techniques. Care has to be taken, during the injection to maintain a constant pressure and a continuous feed of the material.
- The injection pressure should be kept not higher than .06 MPa in order to obtain better diffusion and penetration of the material.
- When the damaged masonries are injected in wet condition, problems concerning the bond strength and the durability of the resin itself may arise under thermal cycles.
- Even in dry condition, the durability of the repaired material under thermal cycles depends on the resin's physical and mechanical properties.

In future, the authors will be working on the solution of one main problem: the durability of the repaired masonries under thermal cycles.

Comments on the results of hydraulic, and cementitious grout injections:

Concerning grout H, the following comments can be made:

- The experimental results show clearly that no successful use of a grout can result unless the following properties of the grout and of the masonry are evaluated: injectability, water retentivity, shrinkage, physical and chemical compatibility between the grout and the masonry.

Concerning grouts C1 and C2, the following comments can be made:

- the successful results obtained with these grouts show clearly how important was the accurate study made by LCPC;
- the controlled technique of injection was also useful for a good penetration and diffusion of the grout;
- further tests have to be carried out in order to make a better study of the effect of the adopted repair technique on the stiffness of the material and on the mechanism of failure.

The aim of the authors will be to arrive at a parameter (e.g. stiffness, volumetric strain, etc.,) defining the effectiveness of repairs and improving the strength of damaged brick masonries by injection.

Final remarks and recommendations

After this experimental work concerning the repair of brick masonries by injection, general remarks can be made as follows:

When masonries are badly damaged, grouting can improve their strength provided that:

- the composition of materials for grouting is optimized by detecting through appropriate tests, its injectability into the masonry. (This composition cannot be general but a carefully calibrated one depending on the type of masonry and dimensions of cracks. Special attention should be paid to cementitious grouts in order to avoid segregation and shrinkage).
- the number of injections along the wall must be high enough to ensure penetration and diffusion of the grout (e.g. one for every two or three courses of two bricks each); loss of materials during the injection must be avoided.
- pre-wetting of the internal part of the masonry is important for cementitious or hydraulic grouts.
- the pressure of injection must be kept low (0.05 to 0.07 MPa), but constant by controlling the absorption of the material.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors wish to thank S. Abbanco, L. Anti, G. Zanetti, V. Maccali and M. Antico for their cooperation and assistance in the experimental work, the FIP Industriale S.p.A., Padova and the M.P.M. – Star International S.p.A., Milan and the Laboratoire Central des Ponts et Chaussees (France). This work was carried out with the support from C.C.E. - Programme Stimulation, and MPI (Italian Ministry of Education).

NOTATION

σ_{ud} Original strength of specimen

σ'_{ai} Strength after injection

σ_{da} Residual strength after unloading and reloading/the first test.

REFERENCES

1. Giuffrè, A., "Principles for the philological restoration of historical buildings in seismic areas", *Int. Techn. Conf. on Structural Conservation of Stone Masonry*, Atene, 1989.
2. Ullrich, M., Maus, H., "Engineering examination of existing buildings previously repaired", *Int. Techn. Conf. on Structural Conservation of Stone Masonry*, Atene, 1989.
3. Berra, M., Binda, L., Baronio, G., Fatticcioni, A., "Ultrasonic pulse transmission: a proposal to evaluate the efficiency of masonry strengthening by grouting", *2nd Int. Conf. on Non–Destructive Testing, Microanalytical Methods and Environment Evaluation for Study and Conservation of Works of Art*, Perugia, Vol. I, 1988, pp. I/10.1-I/10.19.
4. Binda, L., Baronio, G., "Alteration of the mechanical properties of masonry prisms due to ageing", *7th Int. Brick Masonry Conference*, Melbourne, Australia, 1988, pp. 605-616.
5. Wesche, K., Ilanzis, A., "General recommendations for methods of testing loadbearing walls", *Materials and Structures*, RILEM, 13, 78, 1980, pp. 433-445.
6. Binda, L., Baronio, G., Fontana, A., "Durability of decayed brick-masonries strengthened by grouting", *IV Int. Conf. on Durability of Building materials & Components*, Singapore, I, 1987, pp. 19-26.
7. Binda, L., Baronio, G., "Performance of Masonry Prisms repaired by grouting under various environmental conditions", *Masonry Int. Journal*, Vol.3, No.2, 1989, pp. 74-79.
8. Produit pour injections dans des structures on beton; essai d'adherence avec ou sans cycles thermique, *Project de Norme Francaise Homologuee*, Pr. p.18-894.
9. Kallel, A., Paillère, A.M., Serrano, J.J., "Modifications apportees par les variations de temperature sur l'adherence des resins epoxydes injectees dans les fissures des structures en beton", *Proc. Symp. on Adhesion between polymers and concrete*, Aix en Provence, France, 1986.
10. Tassios, T.P., *Meccanica delle murature*, Liguori (Ed.), Napoli, 1988.

11. Hendry, A.W., Sinha, B.P., Davies, S.R., "An Introduction to loadbearing brickwork design", *John Wiley & Sons*, New York, 1981.

12. Miltiadou, A., Paillere, M., Serrano, J.J., Denis, A., Musikas, N., "Hydraulic grout formulations for injecting cracks and cavities in deteriorated masonry structures", *Int. Techn. Conf. on Structural Conservation of Stone Masonry*, Atene, 1989.

13. Miltiadou, A., Abdunur, C., "Role mecanique des coulis d' injection sur le comportement d'un mur ed maconnerie - une approche numerique", *Int. Techn. Conf. on Structural Conservation of Stone Masonry*, Atene, 1989.

14. Miltiadou, A.E., "Contribution a l' étude des coulis hydrauliques pour la réparation et le reinforcement des structures et des monuments historiques en maconnerie", *Thèse de Doctorat de l' École*, Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, Octobre 1990.

CENTRE DE SAINT-REMY
Domaine de Saint-Paul
B.P. 37
78470 SAINT-REMY-LES-CHEVREUSE

JOURNÉE TECHNIQUE INTERNATIONALE

DU 14 DÉCEMBRE 1999

Section Française de l'ICOMOS

CONFORTATION DES MAÇONNERIES ANCIENNES ET AMÉLIORATION DE LEUR ÉTANCHEITÉ

D. GARNIER
Service Maçonneries - Monuments Historiques

CENTRE EXPERIMENTAL DE RECHERCHES ET D'ETUDES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS
S.A. au Capital de F 10 750 000 - SIEGE SOCIAL : DOMAINE DE SAINT-PAUL - B.P. 37 - 78470 SAINT-REMY-LES-CHEVREUSE - Tel. 01 30 85 24 00
RCS Versailles B 582 101 176 - SIREN 582 101 176 - Code APE 742 C - N° TVA : FR 27 582 101 176

SOMMAIRE

1. INTRODUCTION ____ 3

2. ETAT DES LIEUX ____ 5

2.1. Tour Royale dite Grosse Tour de Toulon – Présentation de l'édifice ____ 5

2.2. Pont rail des Longs Vallons à Notre Dame de Bondeville ____ 9

3. OBJECTIFS RECHERCHES ____ 12

3.1. Grosse Tour de Toulon ____ 12

3.2. Pont Rail des Longs Vallons ____ 15

3.2.1. Caractérisation des maçonneries anciennes ____ 15

4. CONCLUSION ____ 26

1. INTRODUCTION

Voici maintenant plus de 25 ans que le Service Maçonneries et Monuments Historiques du CEBTP travaille à la mise au point de coulis destinés à conforter les maçonneries anciennes. Cette technique s'est inspirée dès le commencement de celles mises au point pour le traitement des sols par injection de liants hydrauliques.

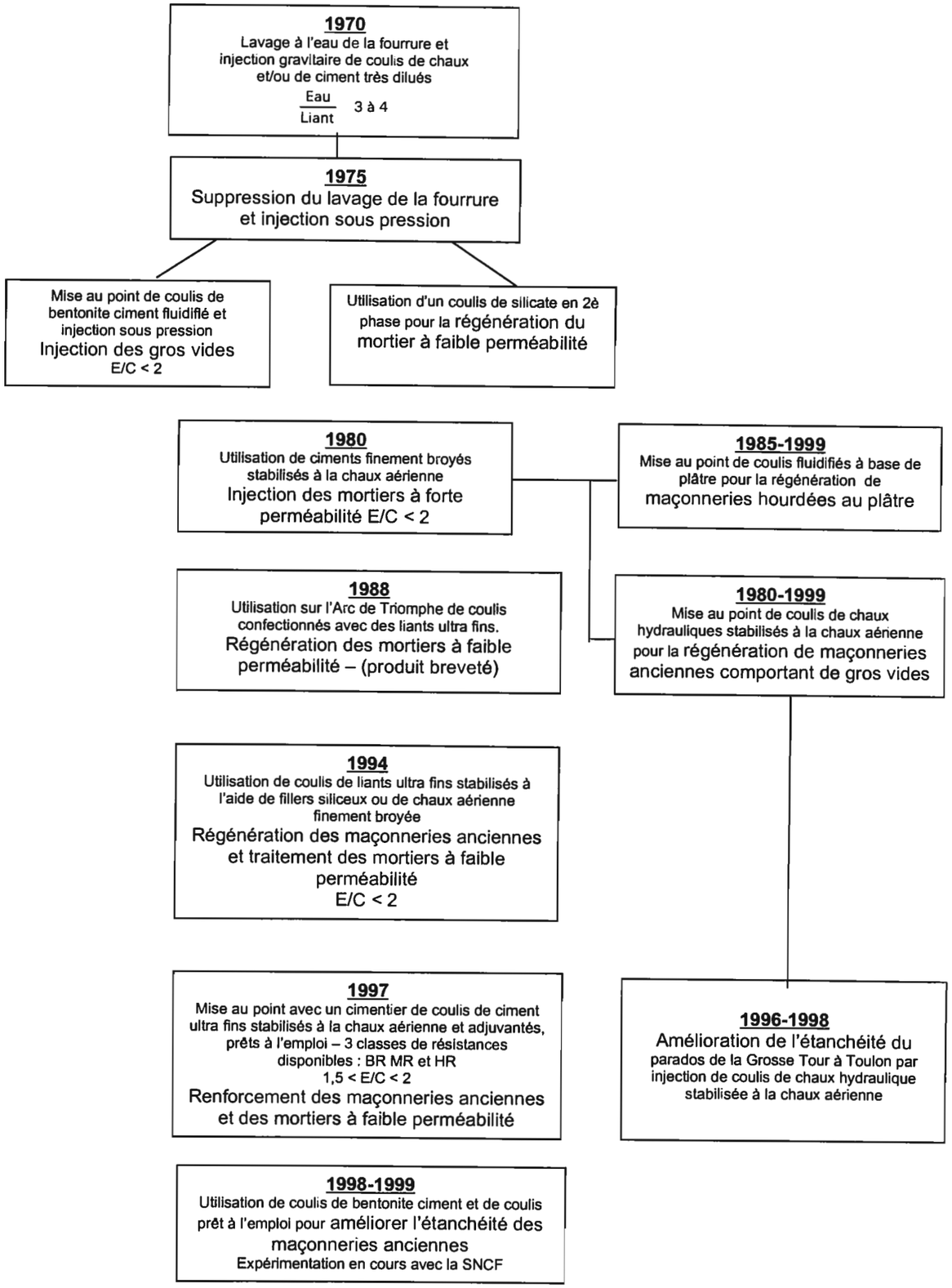
Notre toute première étude a été réalisée avec M. ROCARD, Architecte en Chef des Monuments Historiques sur la petite église de SAINTE MENEHOULD dans la Marne. A cette époque, l'usage était de laver abondamment la fourrure à l'eau avant de réaliser une injection gravitaire d'eau de chaux ou d'un coulis de chaux très dilué.

Cette procédure conduisait fréquemment à la ruine de l'ouvrage qui perdait toute cohésion interne. L'eau détruisait le peu de tenue que possédait encore le mortier de hourdage présent dans la fourrure. Nous avions été sollicités consécutivement à l'apparition de graves désordres résultant de la mise en pratique de cette technique sur les maçonneries de cette église.

Depuis cette époque, nous œuvrons à la mise au point de coulis de plus en plus performants du point de vue de leurs caractéristiques rhéologiques. Deux recherches initiées par le Ministère de la Culture nous ont permis d'apprécier le rôle de chaque partie constitutive de ces maçonneries anciennes.

L'abolition de la procédure de lavage de la fourrure nous a conduit à étudier des coulis de plus en plus fluides tout en diminuant la quantité d'eau introduite dans ces coulis.

Schématiquement, nous pouvons résumer ainsi l'évolution des formulations de coulis de liants hydrauliques durant ces 25 dernières années.



Dans cette présente communication, nous allons présenter les derniers développements de la technique de l'injection dans le domaine de la confortation et de l'amélioration de l'étanchéité résultant de ces traitements. Pour cela, nous allons aborder deux cas traités récemment par le CEBTP.

Il s'agit d'abord du traitement des terrasses de la Grosse Tour de Toulon, étude que nous avons réalisée avec le regretté JC YARMOLA, Architecte en Chef et les ingénieurs des Travaux Maritimes. Le deuxième exemple qui sera traité ici est un pont rail en maçonnerie de pierres et briques appartenant à la SNCF. Cette étude a été réalisée en association entre le Département des Ouvrages d'Art du Patrimoine de la SNCF et le CEBTP.

2. ETAT DES LIEUX

Les procédés qui permettent de traiter en étanchéité les maçonneries anciennes sans dépose des éléments lourds de couverture sont rares ou peu efficaces et rarement compatibles avec les matériaux rencontrés au sein des maçonneries anciennes.

L'injection de coulis de liants hydrauliques présente le double avantage d'assurer un confortement interne de la maçonnerie et d'améliorer son étanchéité.

Dès maintenant, nous précisons qu'il s'agit d'une amélioration et non pas d'une imperméabilisation au sens strict du terme. En effet, ne serait-ce que par simple phénomène de capillarité, l'eau peut toujours migrer au travers des mortiers et des matériaux constituant le parement extérieur des édifices concernés par les travaux.

Compte tenu des fortes épaisseurs de ces maçonneries anciennes, le traitement peut cependant apporter d'excellents résultats et cela sans avoir besoin de déposer ni couronnement ni parements verticaux. Cette méthode a été utilisée sur divers ouvrages ces dernières années et nous allons vous présenter ici deux exemples caractéristiques.

2.1. Tour Royale dite Grosse Tour de Toulon – Présentation de l'édifice

Selon les documents d'archives qui nous ont été gracieusement transmis par les Amis du Vieux Toulon et également par la Direction des Travaux Maritimes de Toulon, nous pouvons présenter une historique rapide de cet édifice. En 1613, la Communauté de ville en appelle à la Province pour obtenir du Roi l'édification d'un ouvrage de défense côtière. Louis XII ordonne la construction de cette tour à l'entrée de la petite rade. La construction de la tour est confiée à un ingénieur italien Antoine de la Porta qui commence les travaux en 1514. L'ouvrage est considéré comme terminé en mai 1524. Cet ouvrage de forme elliptique à sa base comporte un noyau central ceinturé par une chemise extérieure. Une plate-forme de près de 60 m de diamètre couvre l'ensemble. La plate-forme est dominée par une construction massive qui forme parados partie d'ouvrage sur lequel ont été réalisés les travaux d'injection. A la base, les murs mesurent plus de 5 mètres d'épaisseur. A son sommet, ils gardent une épaisseur respectable de 3 mètres ce qui lui permettait de résister vaillamment aux boulets de canons.

Photo n° 1 : Vue d'ensemble de la grosse tour de Toulon
Cette tour a été classée Monuments Historiques en 1947

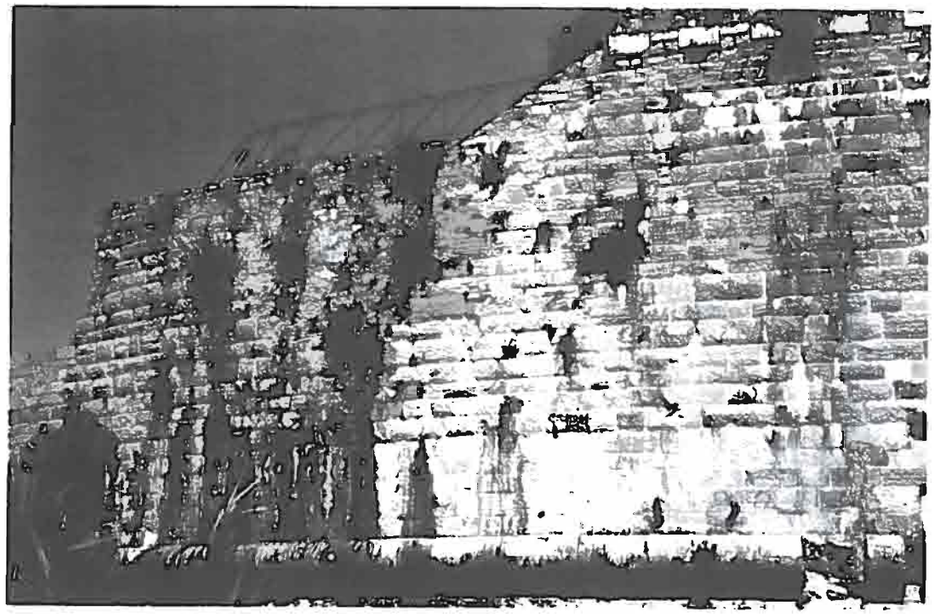


Photo n° 2 : Etat des maçonneries
Les coulures de calcite et le développement de végétaux attestent la présence d'une forte humidité dans ces maçonneries anciennes.

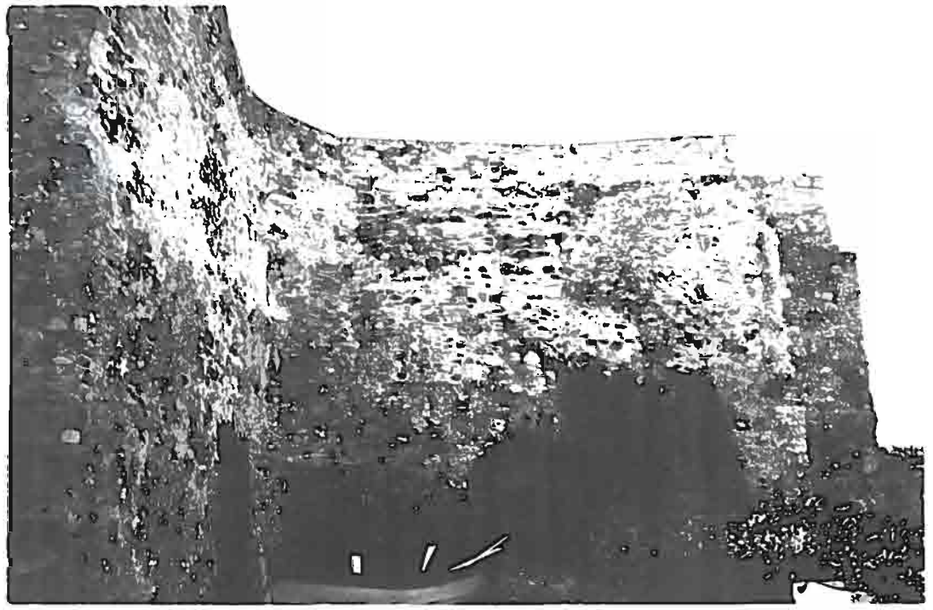


Photo n° 3
Les façades de la cour intérieure montrent l'existence de nombreuses modifications, démolitions locales et reconstructions récentes datant de 1947

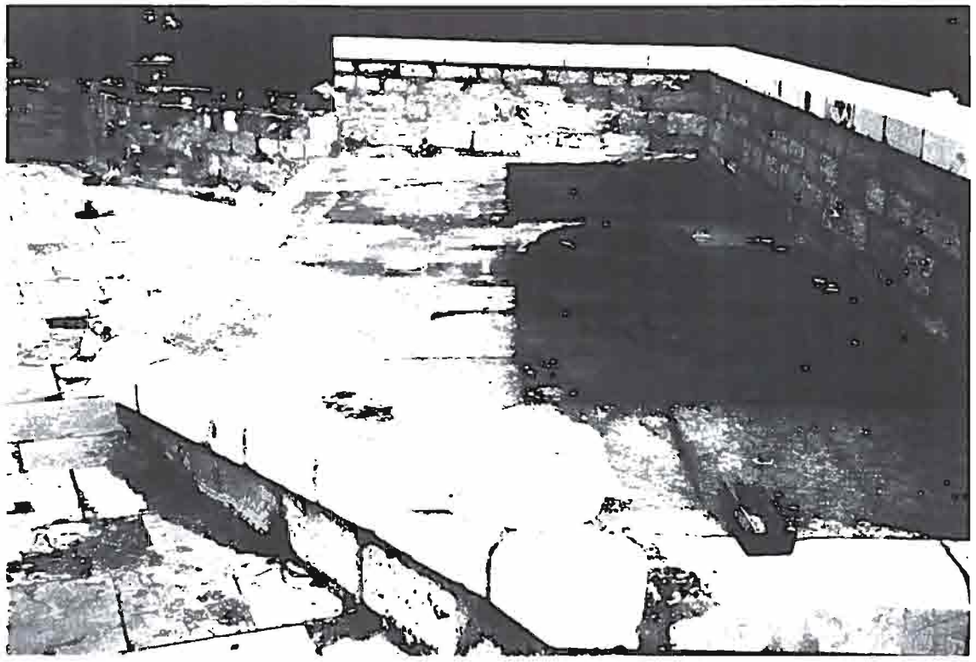


Photo n° 4
Terrasse supérieure recouverte par un dallage en pierre assurant l'étanchéité de cette construction

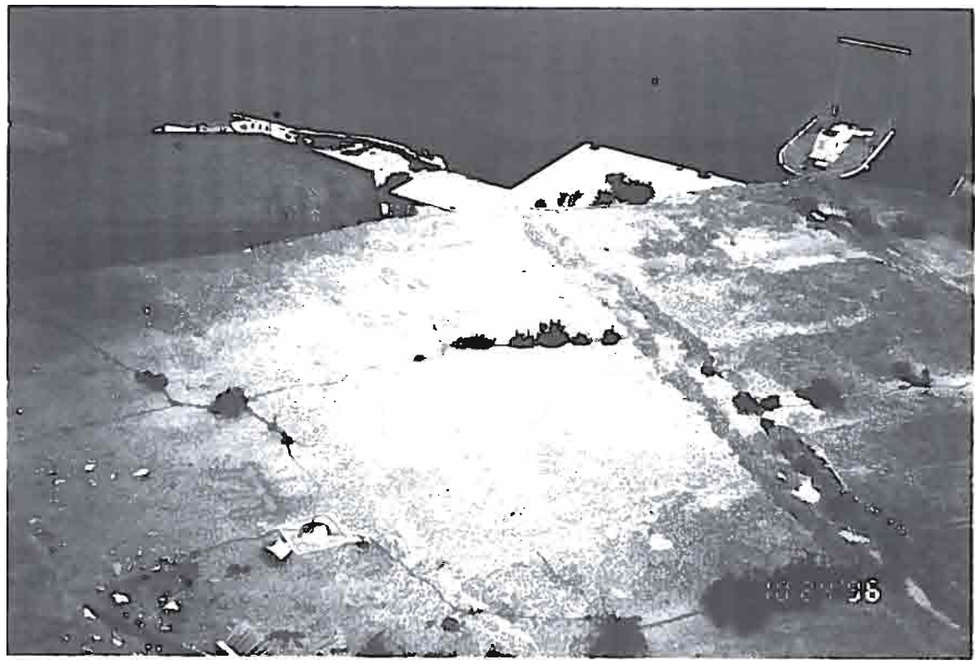


Photo n° 5
Réhabilitation datant d'après guerre
Une chape fissurée assurait l'étanchéité sur un remblai en tout venant
disposé sur la terrasse supérieure

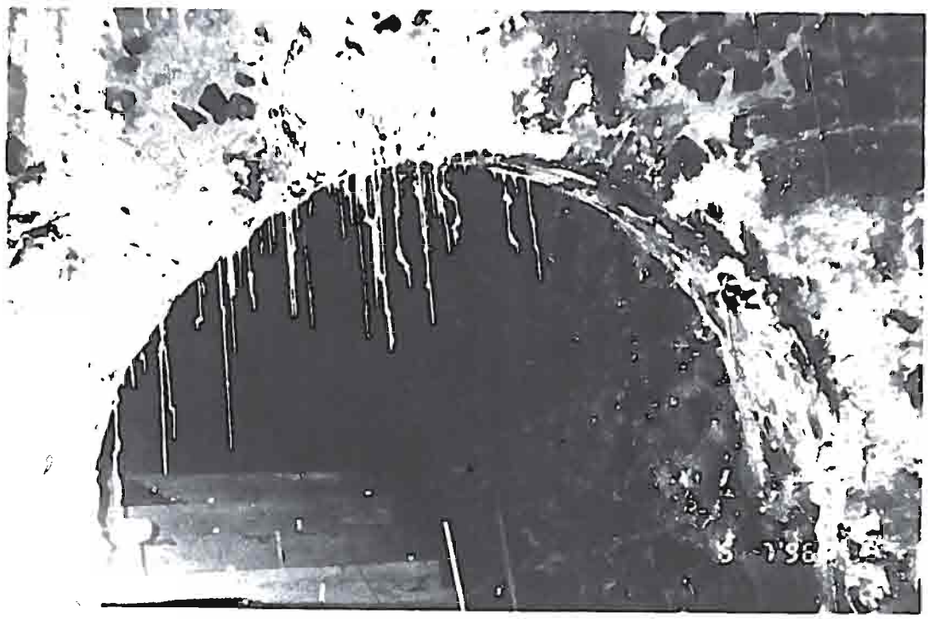


Photo n° 6
Escalier d'accès aux galeries inférieures de la Grosse Tour.
De très nombreuses stalactites de calcite
attestent l'importance des mouvements d'eau dans ces maçonneries

2.2. Pont rail des Longs Vallons à Notre Dame de Bondeville

Il s'agit d'un ouvrage de maçonnerie de petits éléments constitué par un intrados en briques de terre cuites apparentes et d'un extrados en blocage de pierres calcaires supportant un remblai d'une dizaine de mètres de hauteur et sur lequel passe la ligne de chemin de fer Paris le Havre.

Cette ouvrage date de la 2è moitié du 19è siècle. Les infiltrations d'eaux zénithales traversant le remblai et la maçonnerie de blocage venaient ensuite percoler au travers de la maçonnerie de brique pour se retrouver finalement sur la chaussée et sur le passage pour piétons.

En association avec le Département des Ouvrages d'Art et du Patrimoine de la SNCF, nous avons donc étudié un procédé permettant d'améliorer l'étanchéité de cet ouvrage sans avoir à démontrer les voies et sans arrêter le trafic ferroviaire. Le choix s'est porté sur l'injection de coulis de liants hydrauliques depuis l'intrados du pont rail.

Photo n° 7
Entrée du pont rail côté Notre Dame de Bondeville

Photo n° 8
Sortie du pont rail côté Rocade
Cet ouvrage en maçonnerie de briques apparentes subissait un grave phénomène de lixiviation des mortiers de chaux en raison de la circulation des eaux de pluie qui traversaient le remblai végétalisé et les voies de chemin de fer

Photo n° 9

Des fissures se sont développées localement sur l'intrados accentuant la circulation des eaux. On notera les concrétions de calcite sur le parement des briques.

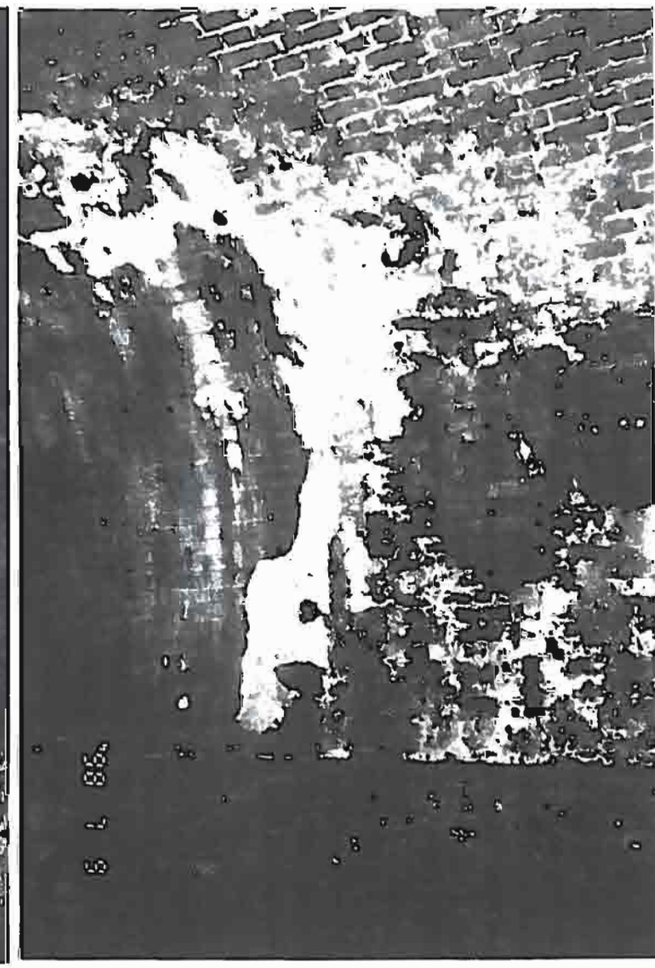


Photo n° 10

Important développement de végétaux primaires et concrétions de calcite sur la voûte.

3. OBJECTIFS RECHERCHES

3.1. Grosse Tour de Toulon

Sur cette construction très ancienne, deux objectifs étaient recherchés à savoir :

a) régénération limitée au Parados de l'édifice et des maçonneries attenantes
b) amélioration de l'étanchéité du couronnement de cet édifice.

Habituellement, les travaux d'injection s'opèrent en remontant du bas vers le haut des maçonneries. Dans le cas présent, le cahier des charges stipulait que seule la partie supérieure de l'édifice devait être traitée. Ceci allait à l'encontre de tous les travaux que nous réalisions depuis plus de 20 ans. En effet dès le début de nos expérimentations, nous avions toujours été à la quête de coulis de plus en plus fluides en utilisant des liants les plus finement broyés possible.

Pour atteindre l'objectif fixé par le cahier des charges, nous avons étudié un coulis stabilisé à faible fluidité. La crainte du Maître d'œuvre était de retrouver le coulis dans les galeries du Musée situé à la base de l'édifice.

La technique évoquée pour atteindre cet objectif de régénération était désignée sous le nom de "coulinage gravitaire" de liant liquide sans utilisation de pompe.

Cette méthodologie ne s'adaptait pas au volume de maçonnerie à traiter et nous avons suggéré que l'injection se fasse sous pression au moyen d'une pompe à membrane.

La confortation des maçonneries par injection de coulis se décompose en trois épreuves distinctes :

a) épreuve d'étude – caractérisation des matériaux
   Choix et mise au point du (ou des) coulis

b) épreuve de convenance des coulis
   Injection de la maçonnerie par l'entreprise

c) épreuve de contrôle de l'efficacité

Nous ne nous étendrons pas longuement sur ce chapitre et nous ne donnerons que les grandes lignes de la procédure adoptée à savoir :

a) épreuve d'étude
   auscultation dynamique de la maçonnerie en place
   prélèvements par carottage
   caractérisation physico-chimique des prélèvements et mortiers

Ce programme prévoit la mesure de la masse volumique apparente des prélèvements, la mesure de la porosité des matériaux, l'estimation du volume des vides présents dans la maçonnerie, la résistance à la compression simple des mortiers ainsi que la détermination de leur nature chimique afin de s'assurer que ceux-ci sont compatibles avec les liants hydrauliques utilisés pour les coulis.

Après caractérisation de la maçonnerie aérienne, nous avons étudié un coulis de chaux hydraulique stabilisée à la chaux aérienne.

La formulation retenue est présentée ci-après.

Composition pour 1 m^3 de coulis

Chaux NHL 3,5	795 kg
Chaux CAEB	88,5 kg
Eau	618 ℓ
Fluidifiant (2 %)	17,7 kg

Ce coulis permettait d'obtenir les performances suivantes :

Rapport $\frac{\text{Eau}}{\text{Liant}} = 0,7$

Masse volumique apparente	1 520 kg/m3
Temps d'écoulement au cône de Marsh en ϕ 6 mm	44 secondes
Décantation à 24 H	1 %
Résistance à la compression simple à 7 jours	0,4 MPa
à 28 jours	2 MPa

Pour l'épreuve de convenance, notre mission a consisté à guider l'entreprise sur la nature du matériel à utiliser pour ce type d'injection. L'entreprise retenue n'étant pas spécialisée dans l'injection des coulis sous pression, une assistance technique étroite s'est mise en place et notre mission de base s'est transformée en un rôle de conseil.

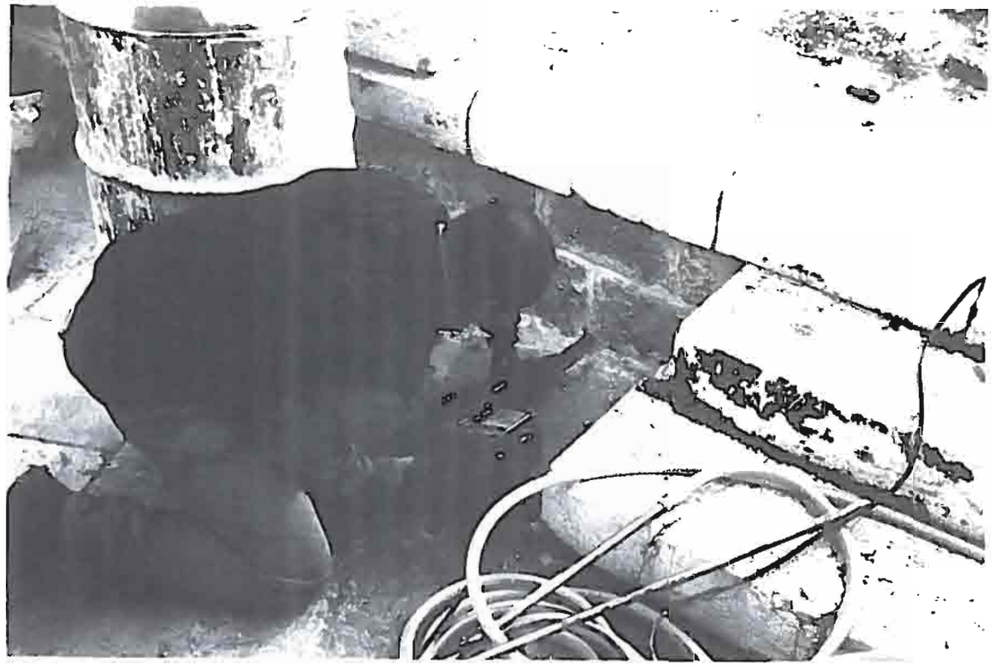


Photo n° 11
Forage des trous pour la mise en place des injecteurs que l'on voit ici au premier plan

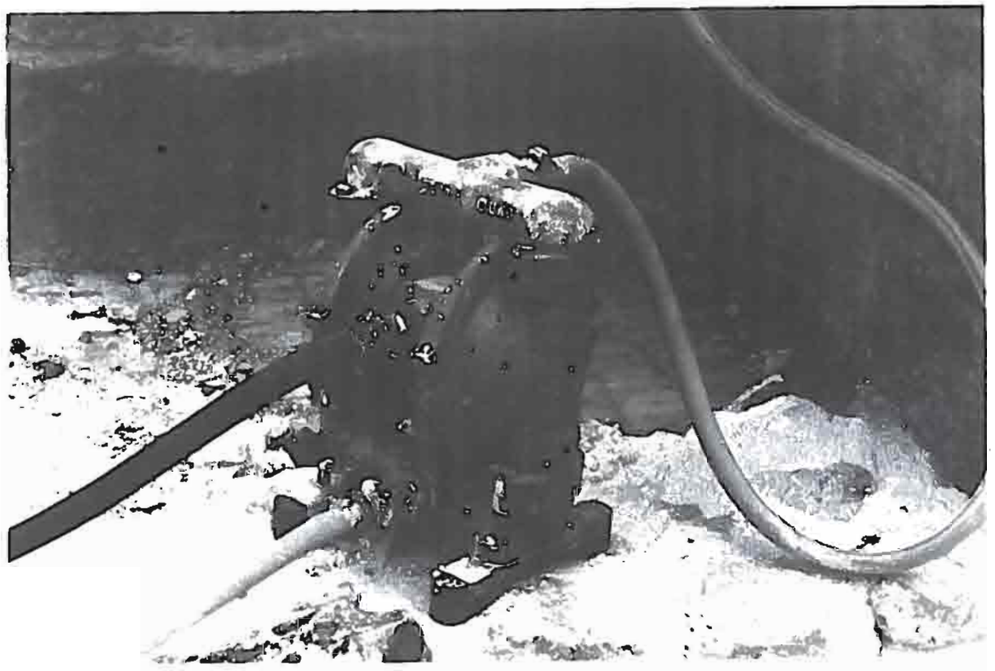


Photo n° 12
Pompe à membrane utilisée pour injecter le coulis dans les maçonneries anciennes

Epreuve de contrôle

Pour cette première tranche de travaux, le marché prévoyait d'utiliser 6 500 kg de coulis et 22 000 kg ont été injectés sans qu'aucune fuite ni résurgence ne puissent être observées dans les galeries inférieures. Les carottages réalisés après injection et les mesures de vitesse du son ont montré que l'injection avait partiellement rempli son rôle.

Après injection de régénération et d'amélioration de l'étanchéité des maçonneries de la terrasse haute, il a cependant été décidé de mettre en place une étanchéité sous le dallage en pierre conformément aux recommandations du DTU 43.1 "Travaux d'étanchéité des toitures terrasses avec éléments porteurs en maçonnerie".

Avant la mise en place de cette étanchéité, il avait été constaté une très nette amélioration de l'étanchéité de la terrasse mais des infiltrations d'eau étaient cependant encore observées ponctuellement.

Ces travaux ont été commencés en Mars 1997 et se sont achevés en début 1998.

L'assèchement des maçonneries anciennes est très long. La ventilation des locaux doit être impérativement préservée pour assurer la bonne désorption de l'humidité. Des phénomènes secondaires peuvent se manifester après ces travaux comme tel est le cas sur cet édifice. En effet, des cristallisations de sels se produisent maintenant sur les parements extérieurs de même que quelques petites fissures de retrait. Un suivi de l'ouvrage après traitement reste donc dans tous les cas une nécessité et le maître d'ouvrage doit prévoir d'assurer cette tâche ou bien de la déléguer à un organisme compétent.

3.2. Pont Rail des Longs Vallons

Cet ouvrage d'Art présente évidemment un moindre intérêt culturel que la Grosse Tour de Toulon mais du point de vue technique l'apport de connaissance et de savoir faire est sans commune mesure.

Si nous sommes passés rapidement sur la caractérisation des maçonneries de la Grosse Tour, il ne peut en être de même sur cet ouvrage compte tenu du programme expérimental qui a été ici mis en œuvre.

3.2.1. Caractérisation des maçonneries anciennes

Ce chapitre peut se décomposer en deux sous-chapitres. Le premier traitera des procédés habituellement mis en œuvre. Le second qui est plus innovant et qui fait l'objet de notre communication consiste dans la mise au point des techniques permettant d'apprécier l'amélioration de l'étanchéité des maçonneries anciennes et les formulations de coulis correspondantes.

3.2.1.1. Visite préliminaire

Avant de commencer l'étude de confortation de l'ouvrage, il est nécessaire de recueillir toutes les informations possibles sur ce dernier. Cette tâche incombe généralement au Maître d'ouvrage qui recherchera également toutes les informations administratives nécessaires et en particulier une recherche des équipements annexes de l'ouvrage.

Une pré-visite de l'ouvrage doit être réalisée afin d'établir un diagnostic aussi précis que possible permettant d'élaborer un programme expérimental. A cette occasion, avec le Maître d'Ouvrage, il est souhaitable de réaliser une étude d'impact et en particulier de s'assurer de ne pas générer des nuisances excessives durant les travaux à venir (bruits, pollution poussières, vibrations, etc...).

Un relevé des désordres doit accompagner ce diagnostic.

3.2.1.2. Etude préliminaire

<u>Caractérisation de la maçonnerie in-situ</u>

Diverses méthodes sont utilisables. Il s'agit en premier d'essais non destructifs qui permettent d'estimer la compacité des matériaux en place.

a) L'auscultation dynamique (mesure de la vitesse du son) au travers des éléments de maçonnerie à injecter.

   Cette mesure ne peut être réalisée qu'avec des appareils munis d'un scope . De plus, compte tenu des très faibles vitesses de propagation du son au travers de ces maçonneries anciennes de forte épaisseur, seuls les appareils munis d'une base de temps très étendue peuvent être utilisés (de 0 à 10^4 µs).

   Ces très faibles vitesses du son ou absence de liaisons ultra soniques mettent en évidence la présence de maçonneries peu compactes ou dont les parements sont déliaisonnés.

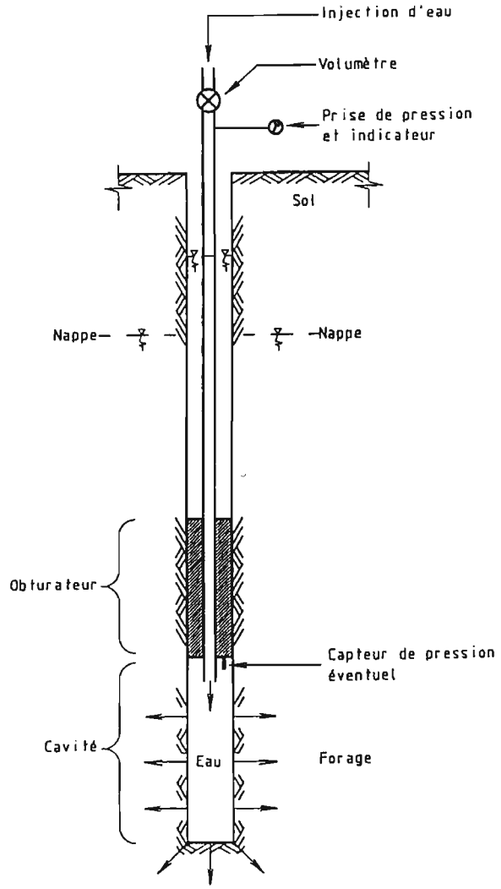
b) L'inspection au géoradar permet également de mettre en évidence la présence de cavité dans la maçonnerie.

   L'utilisation est cependant délicate voire impossible pour des maçonneries saturées en eau ou bien lorsque celles-ci contiennent d'importantes quantités d'argile.

c) La mesure de la perméabilité à l'eau

   Un nouvel essai que nous commençons à utiliser et qui consiste à mesurer la perméabilité à l'eau des maçonneries.

   Cet essai est directement dérivé de l'essai Lugeon qui ne peut que rarement être utilisé sur les maçonneries compte tenu de l'encombrement du matériel utilisé.



Principe de l'essai Lugeon (Norme NFP 94-131)

Cet essai se réalise dans des forages dont le diamètre est compris entre 66 et 100 mm. La longueur minimale de forage est de 2 m pour une zone testée de 1 m environ.

Pour les milieux fissurés, il est préférable de travailler à la verticale.

Ces conditions ne permettent que rarement son utilisation en maçonnerie.

L'essai dérivé que nous avons utilisé pour tester les maçonneries de brique du pont rail est une miniaturisation de l'essai Lugeon.

Le diamètre de forage minimum est de 14 mm. La profondeur de forage est comprise entre 100 et 500 mm. Une canne d'injection munie d'un manchon gonflable est introduit dans le forage. Une petite pompe réglable permet l'injection de l'eau dans le forage par l'intermédiaire de la canne d'injection. L'eau injectée à pression et à débit constants permet de déterminer la perméabilité de la maçonnerie qui est alors exprimée en unité Lugeon. Dans nos conditions expérimentales la perméabilité à l'eau est comprise entre 5 et 160 unités Lugeon. S'agissant d'une première expérimentation, nous ne pouvons pas encore fixer de critères pour les valeurs de perméabilité. Actuellement, il ne s'agit que de valeurs comparatives entre avant et après injection.

- Prélèvements de matériaux pour caractérisation en laboratoire

Les prélèvements sont réalisés par carottage à l'eau

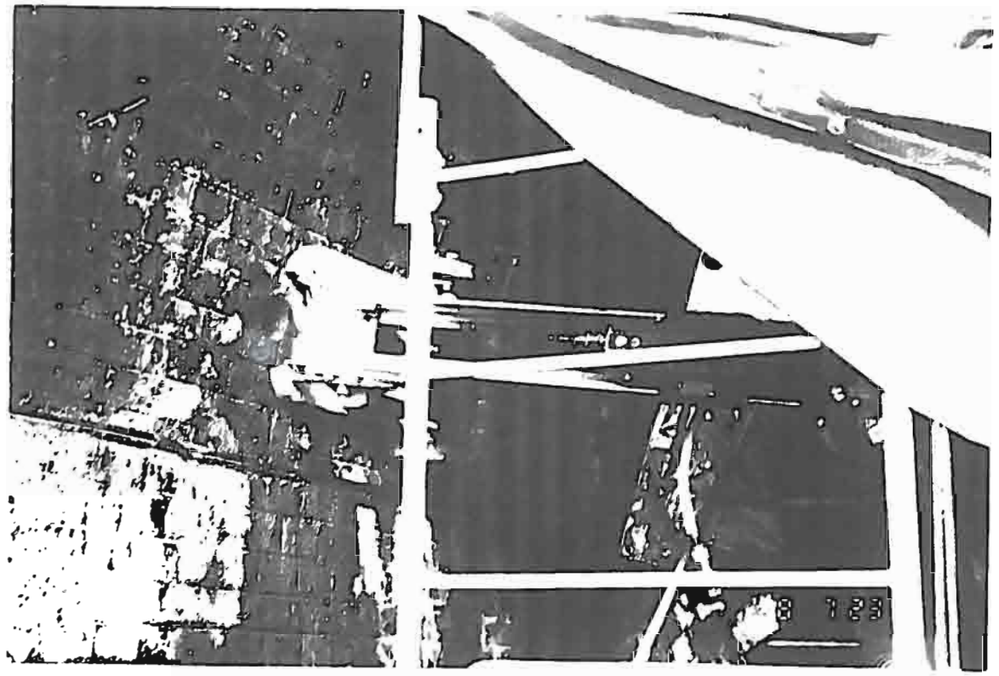


Photo n° 13
Réalisation des carottages dans l'intrados

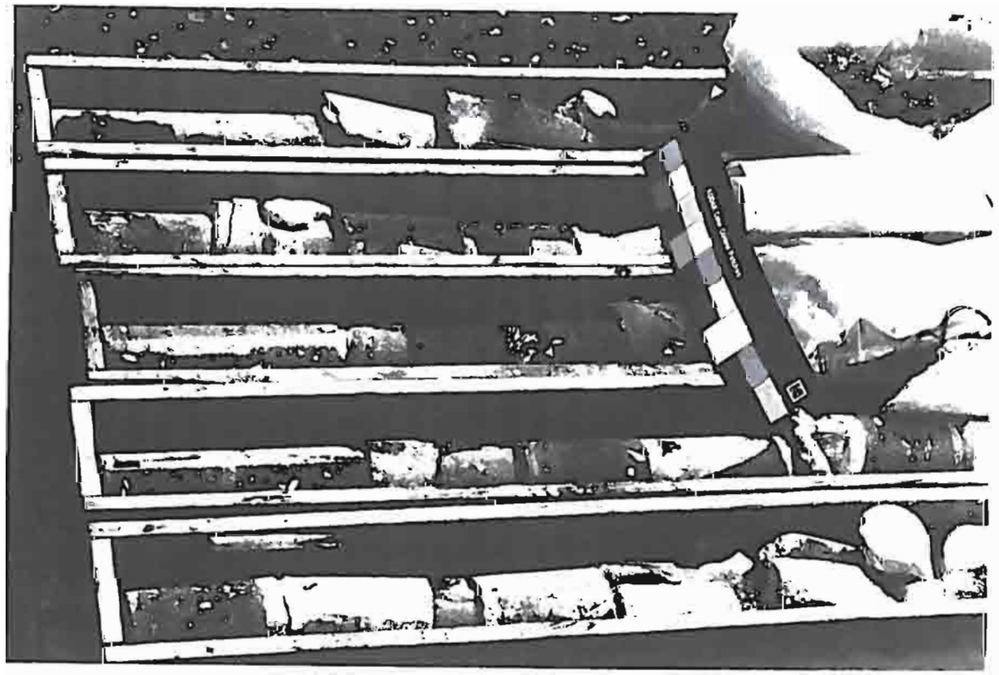
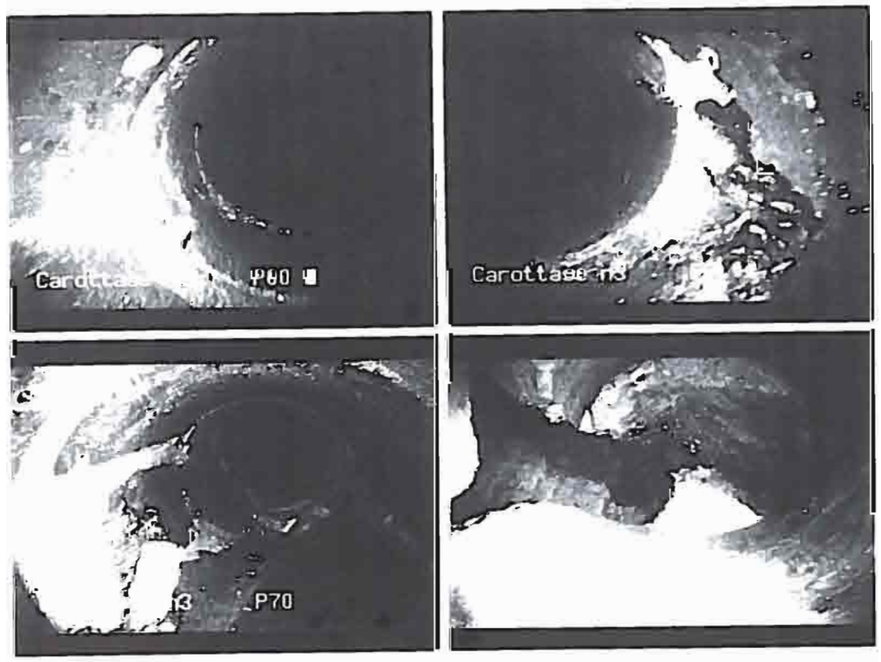


Photo n° 14
Présentation des carottes

Ces prélèvements montrent la constitution de l'intrados. La maçonnerie de brique mesure entre 70 et 90 cm ; ensuite on trouve un blocage confectionné avec des rognons hourdés au mortier de chaux. En fond de forage vers 1,50 m on trouve un terrain argileux à l'interface entre extrados et remblai.

Examen vidéo endoscopique des forages

En raison du manque de cohésion du mortier, les prélèvements sont récupérés par petits morceaux et donnent rarement une bonne idée de la qualité de la maçonnerie. Un examen vidéo endoscopique est donc très appréciable pour compléter la connaissance de la maçonnerie.



Tirages réalisés à partir de la bande vidéo montrant à l'intérieur du carottage.
On notera les petites cavités à 30 et 70 cm avec entraînement du mortier
de chaux et les très gros vides dans le blocage à 1 m de profondeur

Caractérisation physico chimiques des prélèvements

Toute caractérisation doit prévoir l'examen des points suivants :

- poids de chaque prélèvement
- masse volumique apparente de chaque prélèvement
- nature pétrographique des matériaux
- porosité-capillarité des matériaux y compris les mortiers
- résistance à la compression simple des matériaux
- nature chimique des mortiers

Choix des coulis

A partir de toutes les connaissances acquises par les caractéristiques des matériaux de la nature du terrain encaissant, des charges supportées par l'ouvrage mais également selon les directives du Maître d'Ouvrage et Maître d'œuvre, nous sommes maintenant en mesure de procéder au choix des coulis. En effet, il est fréquent d'avoir recours à l'utilisation de plusieurs coulis de fluidités différentes.

Coulis de 1ère phase

Dans le cas du Pont rail des Longs Vallons, le choix s'est porté sur un coulis de bentonite ciment qui doit servir au remplissage des vides les plus importants.

La composition pondérale de ce coulis était la suivante :

Ciment CLK CEM IIIC 32,5 PMS	675 kg
Eau ajoutée	560 ℓ
Boue de bentonite hydratée à 1000 %	202 kg
Fluidifiant	13,5 kg

Caractéristiques du coulis obtenu après malaxage à haute turbulence

Fluidité au cône de Marsh	36 secondes (ϕ 4,74 mm)
Décantation	3 % à 24 heures
Masse volumique apparente	1 450 kg/m^3
Résistance à la compression simple	13 MPa à 7 jours
	17 MPa à 28 jours

Coulis de 2ème phase

Le coulis de 2ème phase étant destiné à générer la maçonnerie de brique, le choix s'est naturellement porté sur un coulis de ciment ultra fin. Des compositions de coulis de ciments ultra fins stabilisés à la chaux aérienne étant maintenant disponibles en produits prédosés prêt à l'emploi (coulis Spinor Maçonnerie de classes B.R, MR et HR) le choix a été porté sur ces produits. Cependant leur fluidité étant très élevée, nous avons diminué le rapport E/C conseillé par le fabricant pour le ramener à 1,3. Les caractéristiques obtenues étaient les suivantes :

Fluidité au cône de Marsh	31,5 secondes (ϕ 4,74 mm)
Décantation	20 % à 24 heures
Masse volumique apparente	1 330 kg/m^3
Résistance à la compression simple	5,8 MPa à 28 jours

3.2.1.3. Réalisation de l'épreuve de convenance

Après rejointoiement systématique de la maçonnerie de brique et la mise en place de 900 injecteurs, l'épreuve de convenance a pu alors se dérouler.

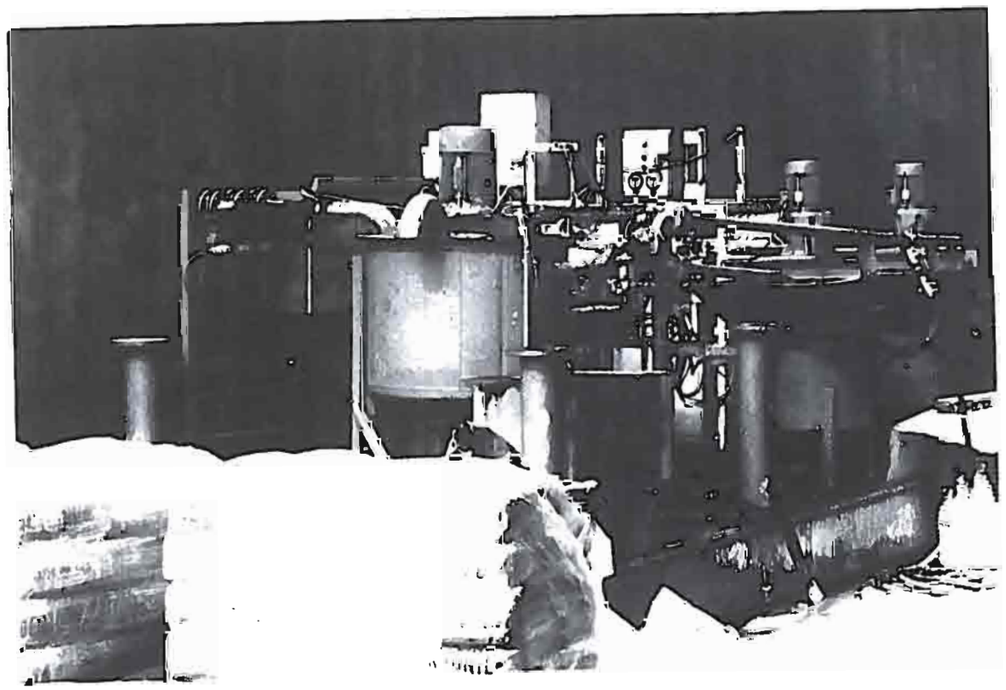


Photo n° 15
Vue d'ensemble de la centrale de malaxage, cuve de reprise et pompe d'injection

Cette centrale permet d'injecter le coulis avec un débit régulier variable de 0 à 90 ℓ/mn (5,4 m^3/h). Elle est équipée d'une centrale de contrôle et d'enregistrement permettant de piloter l'injection et d'enregistrer le volume injecté moyen par trou, le débit moyen et la montée en pression. Des consignes d'arrêt sur pression et débit sont introduites en mémoire.

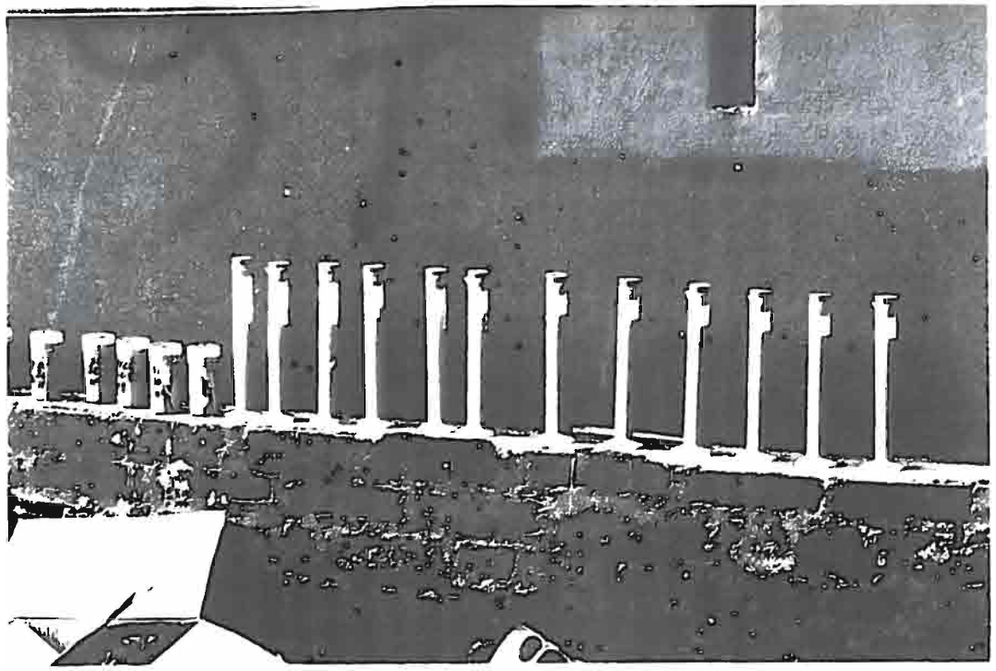


Photo n° 16
Eprouvettes pour la mesure de la résistance à la compression simple et pour mesure de l'exsudation.

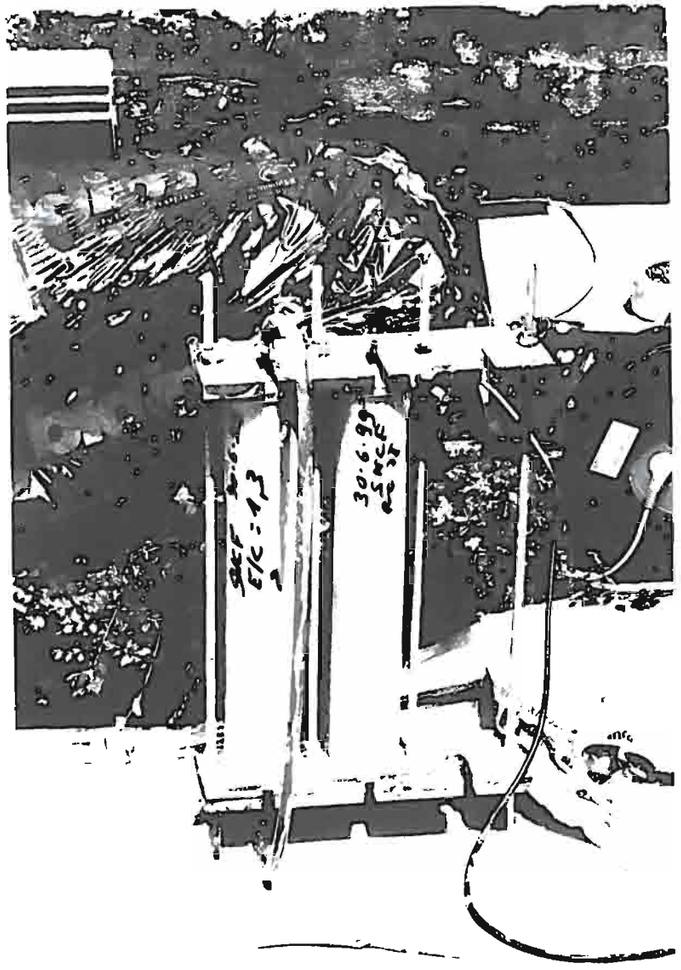


Photo n° 17
Colonnes de sable en cours d'injection pour test d'injectabilité et mesure de la résistance à la compression simple du coulis Spinor Maçonnerie.

159 m^3 du coulis de 1ère phase ont été injectés sur les deux premières lignes d'injecteurs (120 injecteurs). Ensuite, afin de limiter la quantité de coulis à injecter dans l'ouvrage, un coulis chargé en sable fin a été utilisé.

Composition pondérale	
Ciment CLK	300 kg
Sable	795 kg
Bentonite non hydratée	20 kg
Eau	600 ℓ
Rapport E/C	2
Masse volumique apparente	1 700 kg/m3
Fluidité Marsh	15 à 17 secondes (ϕ 10 mm)

540 m^3 coulis de cette nature ont été injectés dans la maçonnerie et dans le terrain encaissant.

Lorsque nous avons voulu injecter le coulis Spinor Maçonnerie, nous n'avons fait pénétrer que 2 à 3 ℓ de coulis par injecteur et cela en 15 minutes. Le matériel lourd dont disposait l'entreprise s'est alors révélé surdimensionné et totalement inadapté à cette injection de deuxième phase que l'on peut caractériser d'injection chirurgicale. En effet, il ne s'agit plus de faire pénétrer des coulis ordinaires dans une maçonnerie de blocage comportant de gros vides mais de régénérer un mortier ancien comportant des vides millimétriques à déci millimétriques. De plus, l'importante quantité d'eau présente dans cette maçonnerie exerçait une contre pression qui s'opposait à l'injection de ce coulis noble.

L'arrêt de l'injection a donc été décidé par les divers intervenants en raison de l'arrivée du terme du délai imparti pour la réalisation des travaux.

3.2.1.4. Contrôle de l'efficacité des travaux d'injection

Après injection les essais suivants ont été réalisés :

- auscultation dynamique
- réalisation de carottage
- examen vidéo endoscopique des carottages
- mesure de la perméabilité à l'eau des maçonneries

L'auscultation dynamique ne pouvant être réalisée qu'en surface, elle ne présentait que peu d'intérêt et ne rendait compte que de la qualité du rejointoiement réalisé.

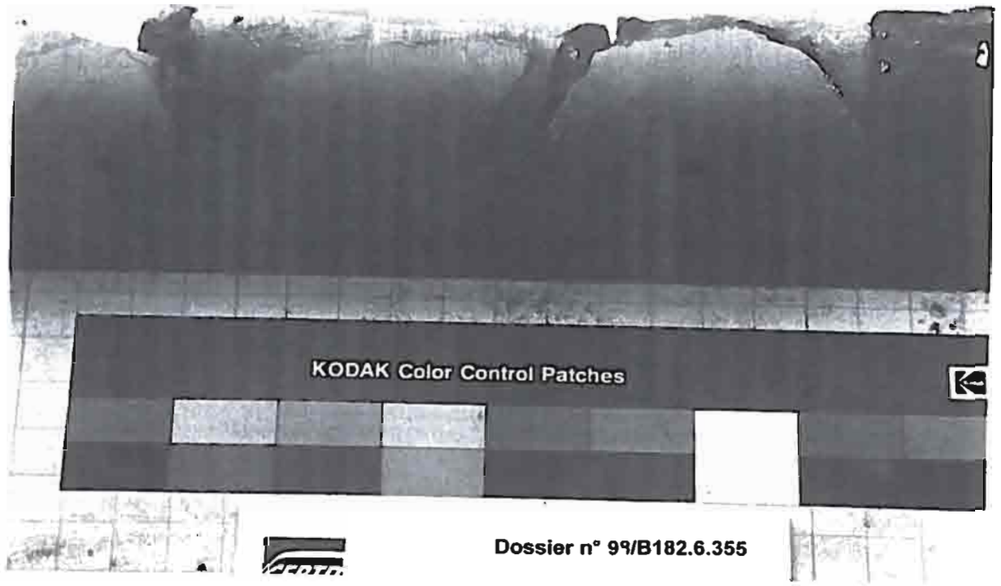


Photo n° 18
Aspect de la fourrure après injection

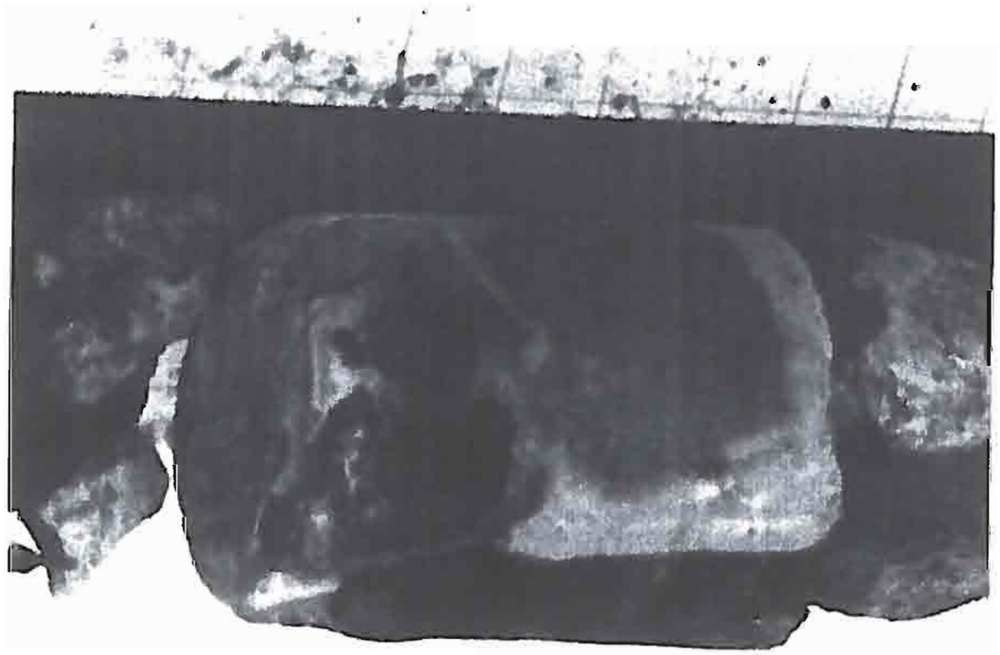


Photo n° 19
Autre exemple, le coulis de bentonite ciment chargé en éléments fins a bien rempli les gros vides de la maçonnerie.

Tirages réalisés à partir de la bande vidéo montrant l'intérieur d'un carottage après injection.
Tous les vides sont parfaitement bien remplis.

Perméabilité à l'eau des maçonneries injectées

Un micro essai Lugeon a été réalisé après achèvement des injections de coulis de bentonite ciment chargé. Que ce soit en surface ou à cœur de la maçonnerie de brique, nous mesurons les valeurs de perméabilité à l'eau beaucoup plus faibles après injection.

	Perméabilité Lugeon de la maçonnerie	
	En surface	A cœur
Avant injection	82 UL	56 UL
Après injection	60 UL	12,5 UL

4. CONCLUSION

L'injection de coulis de liants hydrauliques dans les maçonneries anciennes permet d'assurer une bonne régénération de la fourrure. Cette injection peut reliaisonner les parements intérieurs et extérieurs et restituer un pouvoir portant à ces maçonneries. Ces résultats avaient été vérifiés expérimentalement au CEBTP lorsque nous avions injecté des murets montés à l'ancienne puis écrasés sous une presse à mur de 600 T. Ces expérimentations déjà anciennes avaient montré le rôle que jouait chaque élément constitutif de ces maçonneries anciennes (parement, fourrure).

Grâce à ces deux exemples présentés dans cette communication et principalement sur l'ouvrage des Longs Vallons, nous constatons maintenant que ces coulis peuvent également améliorer l'étanchéité des maçonneries ainsi traitées.

Bien que n'ayant pas pu mener cette mission à son terme, nous observons déjà les effets très positifs qu'amène cette injection sur le Pont Rail des Longs Vallons.

La perméabilisation à cœur de la maçonnerie de brique a été divisée par un coefficient de 4. De plus, ce micro essai Lugeon que nous venons d'expérimenter montre que nous avons atteint la limite économique de l'injectabilité des coulis même en utilisant des coulis très finement broyés (inférieurs à 12 µm).

En effet, si nous admettons que le coulis de ciment ultra fin possède une viscosité proche de celle de l'eau (ce qui n'est pas tout à fait exact), nous en déduisons que l'on ne peut plus injecter que 12 ℓ/heure par injecteur.

Cette injection est cependant réalisable et peut être qualifiée de microchirurgie mais elle entraîne des coûts très élevés difficiles à supporter par les maîtres d'ouvrage lorsque les ouvrages à traiter possèdent des dimensions très importantes ou que le patrimoine à gérer est aussi important que celui de la SNCF.

Fait à Saint-Rémy, le 9 Novembre 1999

SERVICE « MAÇONNERIES - MONUMENTS HISTORIQUES »

D. GARNIER

Journée Technique Internationale
"La consolidation des mortiers dans les maçonneries anciennes: les coulis d'injection"
Paris - 14 décembre 1999

LA CONSOLIDATION DE LA TOUR DE LA BASILIQUE SAINTE MARIE À TONGRES (B)

D. Van Gemert, Katholieke Universiteit Leuven, Belgique

Résumé
La conservation de la tour de la Basilique Sainte-Marie de Tongres, un des plus beaux monuments religieux de Belgique, a été possible uniquement grâce à la consolidation correcte – et d'urgence – de ses tambours en maçonnerie. Ce document décrit l'ensemble du projet de restauration, de l'étude préliminaire approfondie jusqu'à l'obtention de toutes les informations nécessaires sur le comportement des matériaux. La consolidation de la maçonnerie a été réalisée par injection de coulis hydrauliques et polymères. La sélection du mélange de coulis de ciment ainsi que le procédé d'injection efficace reposent sur des essais d'injection en laboratoire et sur site. Associée à la technique de sondage géo-électrique, cette formule a permis une restauration fiable et économique du monument.

1. Introduction

La construction de la Basilique Sainte-Marie de Tongres débute en 1240 (1), tandis que l'ancienne église romane continue à être utilisée. L'église est détruite par l'armée du duc Henri de Brabant. La construction de la nouvelle tour gothique commence en 1442. Elle est terminée en 1582, avec une flèche en bois incendiée déjà en 1598. La restauration finie au début du 17e siècle est à nouveau suivie en 1677 d'autres destructions par l'armée du roi de France Louis XIV. Le besoin de consolider la tour est évoqué pour la première fois en 1687. Une restauration de l'église est effectuée à la fin du 18e siècle. En 1845, la restauration de la tour devient très pressante. On décide finalement en 1871 de remplacer la flèche en bois par un niveau de tour supplémentaire. Sa construction commence en 1877 pour se terminer en 1882, ce qui correspond à la situation actuelle illustrée à la figure 1. La tour avec la flèche en bois avait 73 m de haut, dont 47,5 m seulement composés de maçonnerie en pierres. La rénovation de 1882 atteint une hauteur de 52,5 m en pierres, après quoi naissent une foule de nouveaux problèmes. La pierre d'origine utilisée est une marne locale ou tuf, une pierre douce d'une résistance de 2,5 à 4,5 MPa et d'un poids spécifique d'environ 1400 kg/m³. Pour la construction du niveau supérieur, d'une hauteur de 9 m, on utilise la roche calcaire de Gobertange, d'une densité de 2300 kg/m³. Le renforcement simultané des parties basses de la tour en vue de compenser cette charge supplémentaire s'avère insuffisant et de sérieuses fissures apparaissent. Dès 1905, la fabrique de paroisse se trouve forcée de demander une nouvelle restauration. L'étude de ce projet de restauration est terminée en 1951 et sa mise en œuvre commence en 1972 sous la direction de l'architecte G. Janssen. Pendant les travaux de restauration, on remarque déjà d'importantes fissures et désagrégations des nouvelles parties en pierre, lesquelles montrent les mouvements actifs de la tour.

Fig. 1: Tour de la Basilique Sainte-Marie à Tongres

L'architecte demande l'assistance du bureau d'étude GROEP CITEC N.V. d'Hasselt. En collaboration avec le laboratoire Reyntjens de la Katholieke Universiteit Leuven, un programme d'étude est établi en vue d'évaluer la stabilité réelle de la tour, de déterminer les causes des fissures et de proposer un traitement adéquat de consolidation et de renforcement. Des expériences sont menées de décembre 1987 à juin 1988 sous la direction du laboratoire Reyntjens et en collaboration avec Geosurvey n.v. pour les mesures géo-électriques et De Neef n.v. pour l'exécution des tests d'injection de consolidation.
Les travaux de consolidation et de renforcement commencent en 1992 avec la construction d'une lourde charpente de support provisoire visant à garantir la stabilité de la structure pendant la restauration exécutée par l'entreprise de construction Beerts. La restauration et le renforcement sont dirigés par l'entreprise Denys, y compris les travaux d'injection. Le coût total du projet s'élève à quelque 80 millions de francs belges (2 millions d'euros). Denys n.v. termine les travaux en 1994.
L'ensemble du projet est appuyé par la fabrique de paroisse de la Basilique Sainte-Marie, le conseil municipal de Tongres et le ministère de l'environnement et de l'infrastructure du gouvernement flamand.

2. Etude préliminaire et concept de renforcement

2.1. Les différentes étapes du programme d'étude

Pendant la restauration de la tour en 1972, l'architecte remarque quelques fissures importantes dans des parties en pierre réparées et remplacées depuis peu. Ce mouvement actif de la tour est un signal d'alarme qui convainc toute l'administration. Une étude préliminaire visant à déterminer les causes de ces fissures et à contrôler la sécurité et la stabilité de la structure de la tour commence immédiatement.
Le programme d'étude préliminaire se compose de 3 parties :

- Etude de la composition et des propriétés des matériaux de la maçonnerie de la tour
- Calcul de la répartition des contraintes dans la situation de charge réelle
- Exécution d'injections d'essai à des fins de consolidation.

Le concept de renforcement final repose sur ce programme d'étude. Afin de garantir la sécurité des citoyens de Tongres pendant toute la période de recherche, d'étude, de conception et d'exécution du projet de restauration, l'évolution des fissures dans la maçonnerie de la tour est contrôlée soigneusement à l'aide de plaques de mesure des fissures placées aux endroits les plus dangereux et actifs.

2.2. Etude de la composition et des propriétés de la maçonnerie de la tour

La maçonnerie de la tour est une maçonnerie à trois couches, se composant de couches externes en pierre marneuse, remplies d'un mélange de roche calcaire d'une haute teneur en silice et de morceaux de marne indurée et de briques encastrées dans un mortier de chaux. Une technique de sondage géo-électrique a permis d'obtenir ces informations sur les caractéristiques de la maçonnerie de manière non destructive. (2)
Les résultats de sondages géo-électriques permettent de conclure que la maçonnerie du pilier nord-ouest (fig. 2) se compose d'un mélange assez homogène de roche calcaire dans un mortier, avec une large part de grandes roches calcaires à haute teneur en silice. Seul le pilier nord-ouest présente des valeurs de résistivité relativement basses, dues à l'absence de roches en silex. De ce fait, on pouvait s'attendre à une tenue à l'injection totalement différente.
Cette étude de la composition et de l'état de la maçonnerie fait apparaître l'absence dans ce pilier de grandes fissures ou 'décohésion' entre la couche extérieure et le noyau, à l'inverse du pilier sud-ouest, où la couche intérieure est complètement décollée de la maçonnerie principale. Ce matériau se compose toutefois d'un mélange relativement peu homogène de petites et grandes roches, de graviers et de mortier à haute porosité. Ce matériau présente de petites fissures dans toute sa masse. Cela signifie que le traitement de consolidation doit être capable d'atteindre et de traiter toutes les parties de la maçonnerie.

Propriété	Tuffeau	Noyau
Module de Young (MPa)	990	2120
Résistance à la compression (MPa)	3,4	2,2
Porosité (%)	40	22
Densité (kg/m³)	1480	1740

Tableau 1: Propriétés physiques et mécaniques des matériaux composant la maçonnerie, mesurées sur des carottes

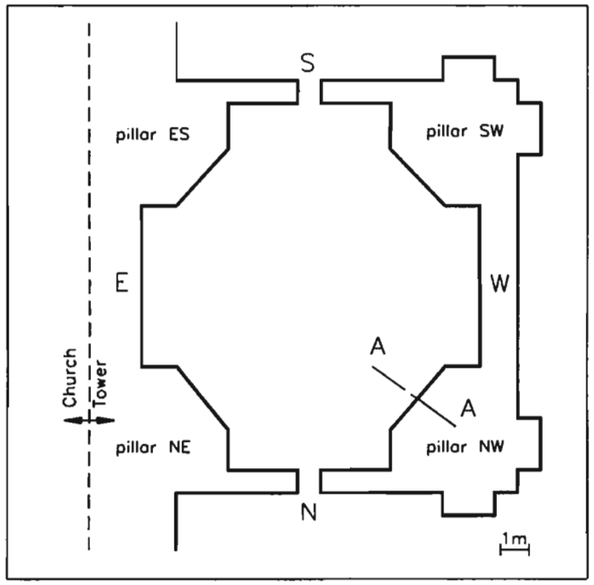


Fig. 2: Section horizontale de la tour au premier étage

2.3. Analyse de la répartition des contraintes dans les conditions de charge réelles

La compréhension de la composition et de l'état général de la maçonnerie de la tour, associée à la connaissance des propriétés physiques et mécaniques du matériau (tableau 1), dévoile les causes des fissures de la tour – récentes et plus anciennes. La raison principale de la surcharge réelle de la tour est la destruction, probablement suite aux incendies, des voûtes en briques des deuxième et troisième niveaux, conjuguée à la construction en 1877 du cinquième niveau supplémentaire entre 45 m et 52,5 m. La charge de ce niveau supplémentaire est transférée sur le deuxième niveau par le biais de quatre colonnes cornières faites de maçonnerie en briques. L'absence des voûtes et les charges concentrées sur les coins causent une modification cyclique de la distribution des contraintes sur la section du pilier : d'abord, la couche extérieure en tuf est sollicitée à un niveau extrêmement élevé ; la pierre de tuf est plus douce que le noyau, et de ce fait la charge est transférée sur le noyau plus dur ; cependant, le noyau est plus faible et s'écrase ; et de ce fait, les charges sont à nouveau transférées sur la couche en tuf. Ce phénomène se répète jusqu'à ce qu'un équilibre s'installe entre les forces portantes des deux matériaux.

A chaque restauration, l'équilibre est perturbé et doit être rétabli, avec pour résultat d'importantes fissures dans les couches extérieures et dans le noyau. Ce processus peut être stoppé en augmentant la résistance du noyau jusqu'à un niveau raisonnable en comparaison des charges présentes. Dans le même temps, il convient de parvenir à un facteur de sécurité acceptable pour la stabilité de la structure.

La stratégie de restauration finale doit exercer une influence sur la distribution des contraintes en mettant en œuvre deux dalles en béton armé au-dessus des deuxième et troisième niveaux, lesquelles peuvent assumer le rôle de liaison des voûtes manquantes. L'injection des piliers de la tour est considérée comme la méthode la plus appropriée de consolidation et de réparation de la maçonnerie endommagée.

Un programme d'essais sur site sert à obtenir toutes les informations nécessaires (paramètres d'injection, matériau d'injection, position et dimensions des trous d'injection) afin d'obtenir une injection de la maçonnerie qui soit de qualité et d'un coût acceptable.

2.4. Tests d'injection préalables

L'injection de coulis à base de résine polyuréthane ou de chaux est d'abord exclue parce que les possibilités d'augmentation de résistance de la maçonnerie ainsi traitée sont négligeables. L'augmentation de résistance obtenue en grande partie par l'utilisation de mousse PU provient uniquement d'une meilleure cohésion entre les matériaux composant le tout. La mousse n'imprègne pas les matériaux 'faibles', ce qui limite l'effet de consolidation. Il en va de même pour les coulis à base de chaux et de ciment. L'injection d'un coulis à base de ciment suivie par injection d'une résine époxyde semble satisfaisante. L'analyse des carottes et des sondages géo-électriques montrent clairement qu'il ne faut pas s'attendre à d'importants vides. Les vides ouverts sont des crevasses et fissures de relativement petites dimensions.

Des essais d'injection à la résine époxyde, au coulis de ciment et avec les deux matériaux sont effectués. La qualité de l'injection est évaluée en mesurant les paramètres d'injection, notamment la pression et le débit, en effectuant des sondages géo-électriques, et via l'analyse de carottes.

L'injection d'un coulis de ciment apporte une amélioration plutôt faible à la résistance de la maçonnerie. Le coulis ne pénètre dans la maçonnerie que par un des quatre trous d'injection. La raison de ce problème d'injection bien connu est l'extraction de l'eau du coulis par le matériau pierreux poreux, laissant derrière elle la matière de remplissage granuleuse qui canalise le coulis injecté. De ce fait, seules des fissures relativement grandes peuvent être remplies par un système de coulis hydraulique, ce qui s'avère insuffisant pour assurer une consolidation complète. Les carottes (figure 3) ne montrent aucune amélioration de l'adhésion entre les composants de la maçonnerie.

L'injection d'essai à la résine époxyde est effectuée à deux endroits. Un endroit est injecté préalablement de coulis hydraulique à base de ciment, l'autre est vierge. Afin d'atteindre le volume cible de 10 %, il faut ajouter à la résine un épaississant thixotrope. Le volume d'injection est limité à 10 % pour des raisons économiques. Toutes les carottes prélevées des endroits traités présentent une très bonne cohésion (figures 3 et 4).

Les qualités physiques et mécaniques de la masse injectée sont évaluées en laboratoire. La liaison entre parement et noyau est mesurée au cours d'un test de traction directe. Bien que seules des valeurs de résistance approchant les 0,16 MPa soient atteintes, la rupture survient toujours dans le tuffeau ou le mortier. La résistance de liaison, supérieure à la résistance des matériaux, peut être considérée comme plus que suffisante.

Des tests de compression sur les cylindres indiquent une importante variation dans la résistance à la compression, due à la composition de la maçonnerie et à la consommation de résine de chaque cylindre. On mesure des valeurs comprises entre 3 MPa et 20 MPa. On pourrait atteindre une résistance moyenne à la compression comprise entre 5 et 10 MPa en cas d'injection globale des piliers.

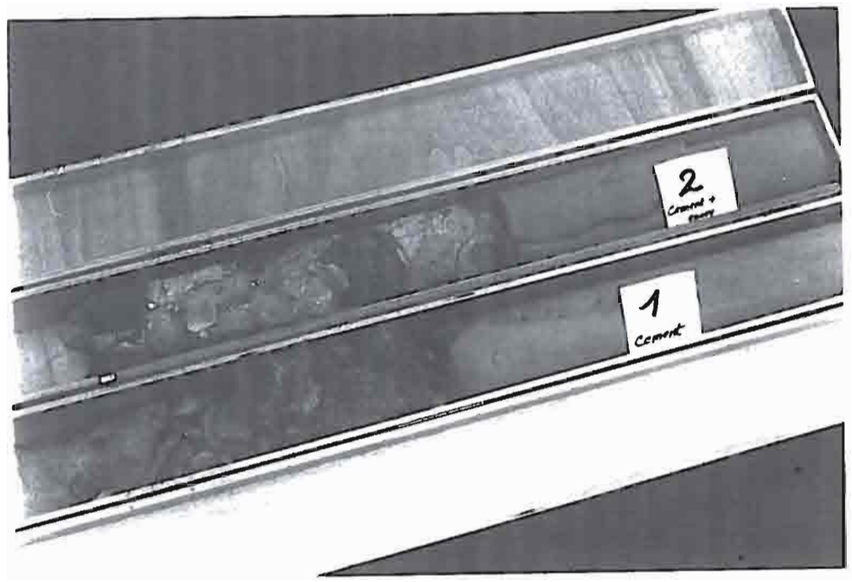


Fig. 3: Carottes prélevées dans la maçonnerie traitée par injection. Comparaison des performances ciment et ciment époxyde

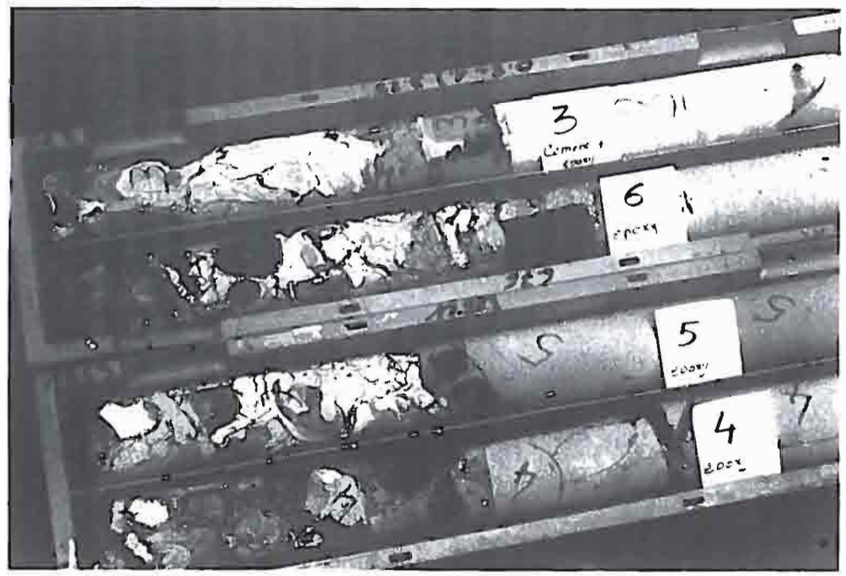


Fig. 4: Carottes prélevées dans la maçonnerie traitée par injection époxy

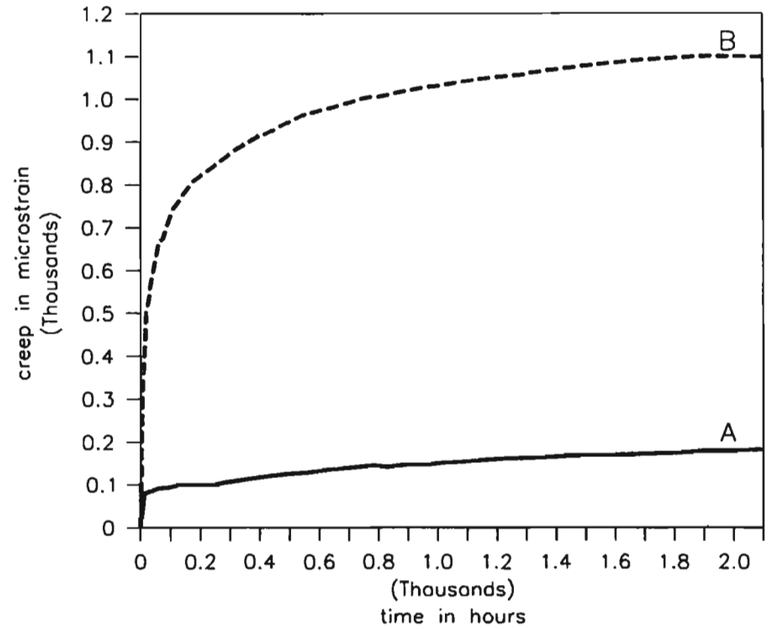


Fig. 5: Courbes de fluage de la maçonnerie centrale traitée par injection (valeurs lissées)
A: injection de ciment, puis d'époxy
B: injection d'époxy

L'analyse chimique des carottes indique une consommation en résine de 12,7 %, ce qui dépasse légèrement la valeur proposée de 10 %. Si l'on considère la surconsommation causée par l'immersion complète de la marne, l'estimation précédente de 10 % semble être une valeur raisonnable pour obtenir une augmentation appropriée de la résistance et de la cohésion de la maçonnerie.
Le fluage du matériau central injecté est testé sur deux carottes (6). Le niveau de compression est 1 MPa, soit le niveau de charge sur site. Une extrapolation des résultats de test (figure 5) montre qu'en 10 ans, on peut s'attendre à des augmentations de déformation de 75 à 130 %, qui doivent être considérées comme des valeurs maximales dans la mesure où la maçonnerie est déjà en charge. Cependant, il convient de se préoccuper davantage de la considérable variation des valeurs mesurées, qui indique l'apparition d'importantes déformations différentielles à chaque redistribution des charges. De ce fait, les dalles en béton des deuxième et troisième niveaux sont inclues dans le concept de restauration final afin d'influer en qualité d'éléments distributeurs de contrainte, nécessaires en vue de prévenir les modifications excessives des contraintes dans les murs en maçonnerie.

2.5. Concept de restauration

Le concept de restauration final a été développé en tenant compte de tous les aspects économiques, de sécurité et de stabilité. Il comprend les phases suivantes :

- construction d'une charpente de support temporaire dans les arcs gothiques au sol et au premier niveau afin de garantir leur sécurité structurelle et de prévenir d'autres déformations et fissures avant ou pendant les travaux de restauration. Le système de support se compose

d'une structure en acier sur une dalle de fondation en béton. La structure en acier est reliée aux arcs gothiques par des murs en blocs de béton. Le joint de jonction final est rempli d'un mortier de dilatation;
- consolidation par injection des piliers sud-ouest et nord-ouest (figure 3), y compris consolidation de la maçonnerie des arcs gothiques adjacents. Une injection de coulis de ciment précède l'injection de résine époxyde, nécessaire pour obtenir les propriétés de cohésion et de résistance appropriées. Ce procédé d'injection n'est pas choisi que pour des raisons économiques, mais également au vu de la meilleure affinité du coulis de ciment hydraulique avec la maçonnerie de la tour;
- consolidation des zones de maçonnerie à l'est de la tour qui doivent être reliées avec les dalles diaphragmes en béton armé;
- mise en œuvre de deux dalles en béton, aux deuxième et troisième niveaux. Ces dalles sont attachées aux murs de la maçonnerie consolidée au moyen d'ancres chimiques;
- enlèvement des charpentes de support temporaires des arcs gothiques.

3. Sélection du coulis

3.1. Principe de sélection du coulis

La réussite d'une injection dépend fortement de la compatibilité du matériau d'injection avec la masse injectée (5). Une injection appropriée remplit les vides et les fissures de la maçonnerie d'une façon homogène et augmente donc la cohésion des matériaux injectés et leur adhérence. Afin d'obtenir cette qualité d'injection, il faut faire une distinction entre injection polymère et injection à liant minéral.
Les coulis polymères ont une structure moléculaire liquide comparable à l'eau. Par contrôle de la viscosité, on peut diriger le flux du matériau dans les fissures et les vides. D'autre part, les coulis de ciment sont composés d'une suspension de fin matériau dans l'eau. C'est l'origine de plusieurs problèmes d'injection. Tout d'abord, il faut ajouter des stabilisants pour empêcher la séparation de la suspension avant que la prise du coulis ne débute. Ensuite, en injectant un matériau sec, la capillarité élimine l'eau du coulis et abandonne de fines particules qui empêchent le passage du coulis. L'injection préalable d'eau pure pour remplir les tubes capillaires est souvent exclue, parce qu'une quantité excessive d'eau dans le matériau peut diminuer la friction interne et causer un affaissement de la structure. Néanmoins, les coulis de ciment présentent l'avantage indéniable d'avoir un comportement physique et rhéologique beaucoup plus en correspondance avec celui de la maçonnerie, à quoi s'ajoute l'aspect très apprécié d'un coût inférieur. Un programme de tests visant à la mise au point d'un coulis de ciment satisfaisant est mené au laboratoire Reyntjens (7). Ces recherches sont continuées afin d'obtenir des connaissances plus approfondies sur la compatibilité des coulis avec la maçonnerie (10).

3.2. Matériaux

Les possibilités d'injection d'un coulis de ciment dépendent pour une large part de la finesse de dispersion des particules de ciment en phase aqueuse. Afin d'empêcher la coagulation et la ségrégation de la dispersion, il convient d'ajouter des stabilisants et des superplastifiants. L'effet d'un superplastifiant réside dans la génération d'un potentiel z positif à la surface de chaque particule de ciment, suffisant pour les disperser. De plus, l'attraction entre les particules positives et les particules d'eau renforce cet effet et finalement, la perturbation stérique des molécules à la surface des particules de ciment empêche la coagulation de la dispersion. Les matériaux utilisés pour ces essais sont:

* Ciment : HK Obourg n.v. (CEM III A 42.5)
* Additifs : Bentonite Bentonil CV15
  Superplastifiant Rheobuild 716 (naphtaline sulfonée avec polymère polyhydroxylé)
* Eau

Le procédé de mélange exerce également une influence déterminante sur les propriétés physiques et mécaniques du coulis de ciment. On adopte le procédé suivant :
- mélange à sec de ciment et de bentonite
- ajout de 50 % de l'eau et mélange
- après 2 minutes, ajout de 50 % de l'eau et de 50 % du superplastifiant, et mélange
- ajout de 50 % du superplastifiant et mélange

Le mélange du coulis se fait à grande vitesse (1 000 à 1 500 tours par minute) à l'aide d'un mélangeur électrique.

Les propriétés mécaniques du matériau d'injection sont également déterminées en mesurant le ressuage et la résistance à la compression du coulis durci. Le ressuage est quantifié en mesurant le degré de ségrégation dans un cylindre gradué. Pour aucun des mélanges la valeur de 6 à 7 % n'est dépassée, ce qui peut être considéré comme acceptable.
La résistance à la compression mesurée sur des prismes de 40 sur 40 sur 160 mm (9) se situe entre 20 et 40 MPa, et diminue bien sûr à mesure que la proportion E/C augmente.

3.3. Possibilités d'injection du coulis

Les possibilités réelles d'injection du coulis de ciment ne peuvent être évaluées qu'en simulant un test d'injection. La colonne d'injection a un diamètre de 105 mm et une longueur de 500 mm (figure 6). Elle est remplie de briques concassées de granulométrie variable.
Les échantillons sont injectés à une pression constante de 1 bar. La base des mélanges de coulis testés équivaut toujours à 100 kg de ciment pour 2 kg de bentonite. La quantité de superplastifiant et la proportion E/C diffèrent comme mentionné au tableau 2. On mesure le temps nécessaire pour l'injection complète de la colonne. Après prise du coulis de ciment, on détermine la résistance à la compression d'échantillons prélevés en haut et en bas du cylindre injecté. Les résultats de ces tests montrent l'importance d'un bon écoulement du coulis en association avec un très faible ressuage en vue d'obtenir une injection de la maçonnerie qui soit homogène et acceptable. La composition d'essai n° 2 du tableau 2 a été retenue.

Mélange	Composition du coulis		Temps d'injection	Ressuage	Résistance à la compression 14 j.	
N°	SP (%)	Proportion E/C	(s)		Bas (MPa)	Haut (MPa)
1	2	0,47	-	-	-	-
2	2,5	0,75	50	très faible	13,9	10,6
3	3	0,90	37	faible	17,6	2,1
4	4	1,00	36	ressuage	19,1	7,9

Tableau 2: Possibilités d'injection et caractéristiques mécaniques après injection des mélanges de coulis de ciment testés

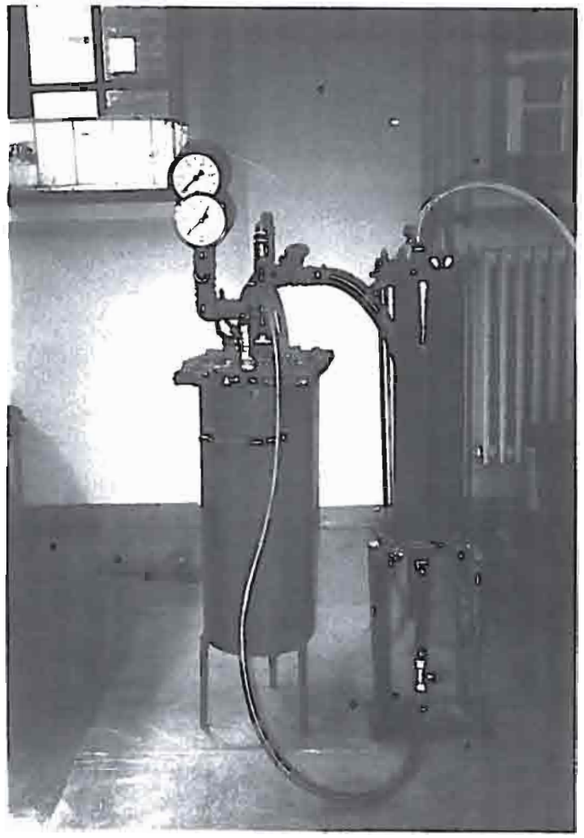


Fig. 6: Injection d'une colonne de test

Les valeurs de résistance à la compression obtenues dans le cylindre injecté sont suffisantes pour renforcer la maçonnerie du pilier. De plus, des essais d'injection sur site sont nécessaires pour garantir que ces résultats puissent être mis en relation avec les caractéristiques de la maçonnerie de pilier injectée.

4. Description de l'exécution

4.1. Injection de coulis de ciment

Pour obtenir une injection homogène des piliers de maçonnerie, on a choisi un maillage d'injection de 1 m sur 1 m, adapté à la géométrie spécifique du pilier. Aux endroits de liaison avec les dalles en béton, le maillage d'injection est réduit à 500 x 500 mm. Le forage de trous d'injection d'un diamètre de 20 mm a été exécuté par procédé de forage garanti contre les vibrations vu les faibles marges de sécurité relatives à la stabilité de la tour. Le temps entre le forage et l'injection a été limité à 2 jours.

La composition du mélange de coulis de ciment injecté telle qu'indiquée au tableau 5 et le procédé de mélange ont été légèrement adaptés et optimisés pour ce cas spécifique. Le procédé de mélange joue un rôle déterminant dans l'écoulement du coulis et les propriétés mécaniques finales. La durée d'écoulement à travers l'entonnoir AFNOR n° 4 atteint 13 secondes seulement. Les propriétés mécaniques finales de ce coulis, mesurées sur des prismes de 40 x 40 x 160 mm, sont indiquées au tableau 4.

Composant	Quantité [kg]
Ciment HK40	100
Bentonite CV15	2
Eau	67.7
Superplastifiant Rheobuild 716	1.5

Tableau 3: Composition du mélange de coulis injecté

Le mélange et l'injection sur site du coulis sont effectués dans des stations d'injection, comme illustré à la figure 7. Ces stations, d'un niveau d'automation élevé, sont spécialement adaptées à cette injection spécifique. La teneur en eau est dosée automatiquement, la pression de l'injection contrôlée et enregistrée en permanence, et les volumes d'injection dans chaque trou mesurés. Comme le but de l'injection du coulis est de remplir les trous et les grandes fissures de la maçonnerie, il est recommandé que la pression d'injection soit faible. La pression d'injection est limitée à 2.5 bars. Le volume d'injection moyen est 80 l/m³.

	Résistance à la traction (MPa)	Résistance à la compression (MPa)
Après 7 jours	4,4	26,8
Après 28 jours	4,0	31,8

Tableau 4: Propriétés mécaniques du coulis injecté (NBN B12-208)

Fig. 7: Station d'injection intermédiaire

4.2. Injection de résine époxyde

La véritable consolidation du matériau du pilier est faite par injection de résine époxyde, à savoir une combinaison Epikote 240 – Epikure 114. La possibilité d'injecter ce produit dans la maçonnerie est évaluée à l'aide du test d'injection à colonne de sable LPCP (9). Les propriétés mécaniques de la résine époxyde pure sont indiquées au tableau 5.

Propriété	Valeur à 20 °C
Viscosité (mPa:s)	44,5
Résistance à la traction (MPa)	25
Module d'élasticité (MPa)	2380
Allongement final (%)	1,44

Tableau 5: Propriétés mécaniques et physiques de la résine époxyde Epikote 240

Ces propriétés sont contrôlées pendant toute la durée de l'injection. En dépit du fait que l'injection se fait uniquement quand les conditions météorologiques sont favorables (par exemple, au-dessus de 5 °C), on remarque l'influence de la température extérieure sur la résine injectée. Toutefois, on a toujours obtenu une résistance à la traction d'au moins 20 MPa, ce qui est suffisant pour consolider un matériau pierreux d'une résistance à la compression inférieure à 10 MPa.

Le maillage d'injection est un treillis de 500 x 500 mm. Les trous d'injection sont forés sur une longueur de 2 mètres. Lors d'un premier essai d'injection sur site, il apparaît clairement que l'injection d'époxy n'est pas homogène. En raison d'une absorption assez importante de résine époxyde sur l'interface entre la couche extérieure et le noyau intérieur, la pression d'injection ne peut atteindre un niveau suffisamment élevé pour remplir correctement le noyau. Résultat : une consommation de résine très importante associée à une injection de faible qualité. Ce problème est résolu en injectant au préalable dans des trous de 800 mm de profondeur seulement, puis en approfondissant ces trous jusqu'à 2 mètres et en injectant sur cette profondeur de 2 m. Résultat : une injection très homogène sur toute l'épaisseur du mur.

4.3. Evaluation de la qualité de l'injection

La qualité de l'injection est contrôlée en permanence en mesurant les paramètres les plus importants, comme la pression, la durée et le volume, ce qui rend une intervention immédiate possible en cas d'éventuelle irrégularité. De plus, la technique géo-électrique mentionnée ci-dessus est utilisée pour évaluer la qualité finale de l'injection. Enfin, plusieurs carottes sont prélevées dans la masse injectée afin de contrôler l'ensemble des propriétés mécaniques de la structure.

Différentes sections des piliers ont été examinées en mode géo-électrique, avant et après l'injection d'époxy. L'augmentation générale des valeurs de résistivité indique une injection homogène du matériau. La diminution des valeurs de résistivité en quelques rares endroits est contrôlée sur des carottes. Des injections supplémentaires ne sont pas jugées nécessaires.

Plusieurs carottes sont prélevées dans la masse injectée afin d'évaluer la qualité de l'injection et les caractéristiques mécaniques finales du matériau. Les carottes d'un diamètre de 113 mm sont découpées en échantillons cylindriques. La figure 8 illustre une carotte prélevée dans le pilier de la tour nord-ouest à une hauteur de 1,5 mètre au-dessus du premier niveau. On détermine la résistance à la compression, puis on mesure la teneur en résine époxyde. Tous les échantillons présentent une très bonne cohésion. Les vides et les fissures sont remplis uniformément avec du coulis de ciment et de la résine époxyde. La résistance minimale à la compression est 3 MPa, mais la valeur moyenne s'élève à 10 MPa. La teneur moyenne d'époxy dans les carottes atteint 8 %.

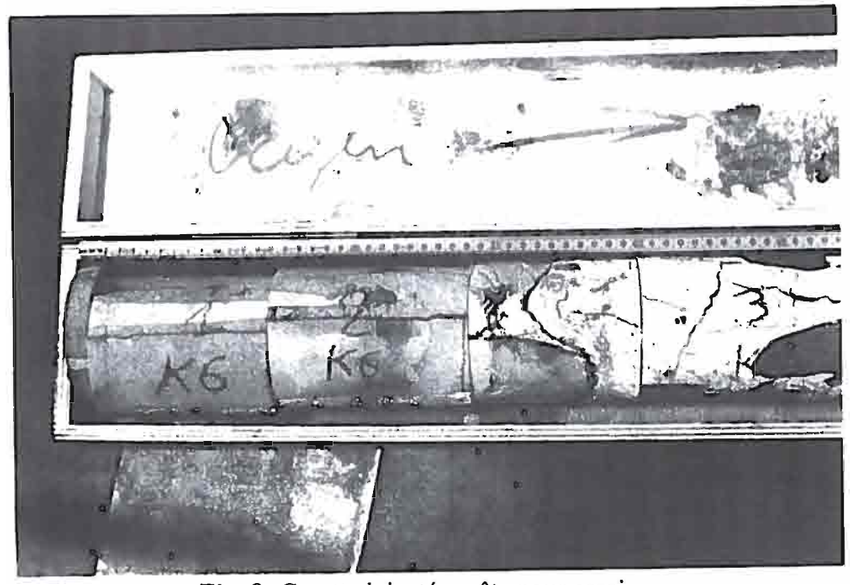


Fig. 8: Carotte injectée prête pour essai

5. Conclusions

La consolidation de la tour de la basilique Sainte-Marie de Tongres à l'aide d'une injection combinée de produits hydrauliques et polymères s'avère une technique douce, favorable aux monuments. Toutefois, le choix de cette technique n'est pas toujours à conseiller, et doit être étayé par les résultats d'études préliminaires examinant tous les paramètres susceptibles d'exercer une influence, notamment les causes de détérioration de la structure, les propriétés mécaniques et physiques des matériaux, la géométrie structurelle.

Le concept général de restauration repose sur les informations tirées d'une étude préliminaire approfondie. Des essais d'injection en laboratoire et sur site ont été effectués pour mettre au point la composition finale du coulis de ciment et le procédé d'injection, en tenant compte des besoins mécaniques et physiques de la structure après consolidation.

Dans ce cas précis, on a atteint une consommation totale de résine de 8 %. La résine est répartie de façon homogène dans la masse de la maçonnerie, avec pour résultat une cohésion adéquate de la maçonnerie et une augmentation de la résistance à la compression s'élevant à 10 MPa, ce qui garantit la stabilité des piliers de la tour.

6. References

1. Derricks, P. (1986) *O.L.V. Basiliek te Tongeren, Toren - Historiek,* Unpublished
2. Haelterman, K.,Lambrechts, A., Janssens, H., Van Gemert, D. (1993) *Geo-electrical survey of masonry*, RILEM-Journal Materials and Structures, pp 495-499
3. Van Gemert, D. (1995) *Geoelektrische Untersuchungsmethoden zur Hohfraumbestimmung vor und nach der Anwendung von Injektionsverfahren*, WTA-Schriftenreihe, Heft 6, Aedificatio Verlag, pp 28-37

4. Van Gemert, D., Van Mechelen, D. (1988) *Geo-electric control of consolidation injections in ancient masonry,* Proceedings of the International Symposium 'The Engineering Geology of Ancient Works, Monuments and Historical Sites' (Ed. P. Marinos and G. Koukis), Athens 1988, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 1027-1033
5. Van Gemert, D. (1988) *The use of grouting for the consolidation of historic masonry constructions, Stable-Unstable,* (Ed R. Lemaire and K. Van Balen), Leuven University Press, pp. 265-276
6. Van Gemert, D., Van Balen, K. (1989) *Long-term creep behaviour of grouted stone masonry,* Proceedings Int. Technical Conference 'Structural Conservation of Stone Masonry', Athens, 9 p.
7. Chandra, S., Van Rickstal, F., Van Gemert, D. (1993) *Evaluation of cement grouts for consolidation injection of ancient masonry,* Proceedings Nordic Concrete Research Meeting at Goteborg, pp. 353-355
8. NFT 30-014 (1983) *Détermination du temps d'écoulement des peintures, vernis et préparations assimilées au moyen des coupes Françaises*, Association Française de Normalisation (AFNOR)
9. NFP 18-891 (1986) *Caractéristiques des résines d'injection - Essais d'injectabilité à la colonne en milieu sec et humide,* Association Française de Normalisation (AFNOR)
10. E. Toumbakari, D. Van Gemert, T.P. Tassios, Multi-blend cementitious injection grouts for repair and strengthening of masonry structures, International Congress Creating with concrete, Dundee 6-10 September 1999, Specialist techniques and materials for Concrete Construction, Ed. Dhir and Henderson, Thomas Telford, pp. 79-91

Comment remplir des vides importants dans les maçonneries d'une forteresse : l'exemple de la forteresse de Montbéliard.

Jean-Didier Mertz
Laboratoire de Recherche des Monuments Historiques

La restauration des parements extérieurs du Château de Montbéliard construit sur un éperon rocheux de bancs calcaire du jurassique moyen, a débuté en 1994 sous la maîtrise d'œuvre de Guilio Balduini, architecte [(1)]. La première tranche des travaux a concerné le secteur nord du site, et notamment une partie du mur d'enceinte dont la circonférence totale atteint 1.5 km. Sur son flan nord, ce rempart, partiellement adossé au rocher, se poursuit par la Muraille Flamand, qui présentait les désordres les plus inquiétants.

La Muraille Flamand

Edifiée entre 1629 et 1632, la muraille a été réhausée d'un parapet en briques et petits moellons en 1842par les militaires. Elle constitue une imposante élévation approximativement orientée est-ouest à regard nord de 19 m de hauteur pour 36 m de longueur, ainsi qu'un petit retour ouest de 5 m. La muraille est flanquée coté intérieur, c'est-à-dire vers la cour du château, de 8 contreforts mis à jour lors de fouilles archéologiques. Présentant un léger fruit, la muraille est construite avec le calcaire micritique local à tendance marbrière ; les pierres de taille, de grande dimension, sont appareillées pour former des rangées régulières, de hauteur comprise entre 30 et 50 cm. Dès le milieu des années 80, une déformation du mur est apparue sur les faces nord et ouest. Les principaux désordres, surtout appréciables à l'œil nu en observation rasante, s'expriment par un embonpoint des parements de forme grossièrement elliptique qui atteint en certains endroits, 25 à 30 cm de flèche. Visibles sur les deux faces nord et ouest, ces ventres se situent à mi-hauteur de la muraille et leur sommet correspond approximativement au niveau du sol de la cour du château. Bien qu'il n'y ait pas eu de chute de matériau sur la route et le parking en contrebas, les risques d'un déversement progressif du mur à partir de son angle nord-ouest ont précipité la mise en place en 1989, d'une consolidation provisoire de la structure (tirants métalliques) afin de soutenir les pierres du parement extérieur.

Diagnostic des désordres et composition de la muraille

Mis à part ce bombement impressionnant, les indices de dégradation superficielle des pierres et des mortiers sont peu explicites. On ne décèle pas de zone d'humidité excessive et il n'existe pas trace de cristallisation saline ou de résurgence de solution au voisinage des mortiers de joint. Le basculement de plusieurs assises du mur semble être induit de manière élastique et permanente, sous l'effet de contraintes entretenues sans provoquer de déformation cassante ni de rupture apparente au niveau des joints. Deux hypothèses ont été avancées selon que le ventre concerne toute l'épaisseur du mur ou seulement sa paroi externe, due à la poussée exercée par les matériaux de remplissage.

Après consultation d'experts[(2)] et afin de mieux comprendre le comportement statique de la muraille et d'identifier les causes des bombements, une campagne de sondages par carottages a été entreprise. Les objectifs visés étaient de :

- déterminer la structure de la muraille suivant des profils transversaux et longitudinaux ;
- préciser ses relations d'ancrage avec le rocher ;
- caractériser la nature, les propriétés et l'état des matériaux constitutifs ;
- dimensionner l'ampleur du décollement ou du basculement ;
- localiser les zones de discontinuité ;

- préciser l'origine des désordres et les mécanismes mis en jeu.

Les observations par endoscopie et l'analyse des carottes (tabl.1) ont montré que le muraille est constituée par un parement extérieur ("peau externe") dont l'épaisseur est comprise entre 41 et 55cm suivant les blocs. Au delà de cet appareil, le cœur de la maçonnerie laisse apparaître un mortier de blocage présent, en particulier dans la partie basale du mur, sur une profondeur d'au moins 4.50 m en direction du rocher. Du coté le plus interne du mur, il n'existe pas de "peau interne" en pierre de taille de sorte que, dans sa partie basale au moins, le blocage vient en contact ou repose directement sur le rocher. Dans les parties hautes de la muraille, on voit au contraire apparaître une "peau interne" de cailloux mal appareillés qui assure progressivement la liaison avec les contreforts. Au fur et à mesure que l'on s'élève dans les parties hautes de la muraille, son épaisseur se réduit jusqu'à une largeur de 2 m.

Référence carottage	Hauteur par rapport au sol (m)	Epaisseur de la peau externe	Largeur du vide (m)	Profondeur du carottage (m)	Observation
F4	13.0	0.41	0.46	2.65	figures de dissolution sur 1.10m
V2	9.0	0.42	0.43	1.00	mortier désagrégé
H3	2.2	0.55	0	4.30	rocher non atteint

Tabeau1 : Sondages horizontaux au niveau du contrefort n°1.

SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MgO	CaO	Na_2O	K_2O	SO_3	TOTAL	P110	P1000
2.7	1.61	1.28	1.80	91.9	0.04	0.09	0.41	98.7	1.1	37.2

Tableau 2 : Analyse chimique (% poids d'oxyde) du liant du mortier de blocage (sondage H3).

Le taux de récupération des carottes est très important (85 à 97%) : il témoigne d'un mortier de blocage (à la chaux très faiblement hydraulique, tabl.2) de très bonne qualité qui assure une parfaite cohésion entre le liant du mortier avec le sable et les cailloux de remplissage. Les carottages ayant traversées les zones bombées révèlent la présence d'un vide qui atteint 46 cm dans les parties les plus ventrues. Ces vides se localisent presque exclusivement à l'interface entre la peau externe et le "mortier de remplissage", et sont en parfaite continuité dans un plan parallèle à celui du parement. D'autres vides plus discrets sous forme de "poches" ont été mis en évidence dans les parties les plus profondes de certains sondages (H3).

Le basculement apparent des parties ventrues de la muraille correspond à un décollement qui n'affecte que la peau externe, lié à une perte d'adhérence pierre-blocage et non à un décollement général de l'ensemble du mur. En effet, puisqu'il n'existe ni tirant ni chaînage métallique pour retenir le mur en partie haute, la poussée du terrain sur la muraille non retenue aurait conduit à son basculement. Sachant que le déplacement atteint 25 cm dans les parties les plus déformées de la muraille, on doit admettre que le vide réel dans la maçonnerie correspond :

- à un décollement de la peau externe pour 25 premiers centimètres ;

- et à une destruction (arénisation) sur environ 20 cm de la fraction du mortier de blocage directement en contact avec les pierres de taille.

Le volume des vides généré par le décollement et la désagrégation partielle du mortier est estimé à 103m^3.

Origine des vides et mécanisme de dégradation

L'analyse des carottes confirme la présence de nombreuses zones de désagrégation du liant calcitique du mortier. Les figures observées révèlent des zones entièrement dissoutes et parfois des encroûtements de calcite (concrétions) qui correspondent au lessivage puis à la reprécipitation de solutions enrichies en carbonates. Toutes ces figures, assez comparables à une dissolution de type karstique, s'observent préférentiellement au voisinage immédiat du vide. Dans les parties médianes au cœur du mortier de blocage, celui-ci est encore très compétent et ne présente pas de désordre comme l'atteste le remarquable taux de récupération des carottes. Par contre, la présence de poches partiellement remplies de sable (quartz) dont la morphologie est très comparable à celui du mortier, confirment localement la dissolution de la matrice du mortier.

Les désordres sont attribués à un phénomène de circulation d'eau par infiltration qui affecte préférentiellement l'interface pierre/mortier de blocage. L'origine et le cheminement des eaux sont encore incertains bien qu'il se dégage deux directions préférentielles de circulation :

- apports latéraux de solutions drainées par les fractures naturelles du rocher. En effet, au delà de la muraille Flamand lorsque les bancs de l'éperon rocheux sont directement visibles, les interlits argileux drainent les solutions et alimentent les nombreuses failles qui sont donc actives vis-à-vis des transferts de solutions. Transitant jusque dans la zone de contact entre le rocher et le mortier de blocage, ces solutions provoquent une dissolution de la fraction soluble du mortier, générant des poches dans lesquelles s'accumule progressivement en fond de vide, la charge sableuse du mortier ;

- les eaux de pluies sont directement collectées depuis le sommet de la muraille et du sol perméable (remblai) de la cour du château. Dans ce cas, les percolations de solutions s'exercent d'abord dans la zone de discontinuité que représente la zone de contact entre la "peau externe" et le mortier de blocage. Le rejointoiement total de la muraille effectué en 1958 à l'aide d'un mortier au ciment très adhérent et imperméable (K=3 à 47 mD) a probablement accélérer les désordres et cette restauration a eu deux conséquences principales : une "rigidification" des assemblages pierre-mortier qui justifie la désolidarisation harmonieuse d'une partie de la "peau externe", et l'entretien de zones très humides à l'arrière du parement de pierres de taille. Dans ces conditions et compte tenu de la forte conductivité thermique de la pierre (λ=2.5 W/m.°C), le phénomène de gélifraction a pu pleinement s'exprimer. Cette réalité vient étayer l'observation in situ d'un réseau de fractures qui affectent seulement les faces internes des pierres du parement, uniquement dans les zones où se sont produits les décollements. Dans certains secteurs, l'intensité de la fracturation est telle qu'il est difficile d'invoquer uniquement un phénomène de gélifraction. L'hypothèse d'une fissuration préexistante, induite par des mouvements sismiques dans cette région à risque, et qui aurait été amplifiée par les effets du gel, n'est pas à exclure.

Choix de la technique de remplissage et rôle du coulis

Compte tenu du bon état général de conservation du mortier de blocage et du piètre état d'environ 10 % des pierres de taille (diaclases et fissures ouvertes, désagrégation en fragment), le parti a été pris de ne remplacer que le minimum de pierres de taille. Ce choix a été conforté lors des essais de dépose de certains blocs qui ont montré dans tous les cas, que la décompression des pierres conduisait à leur destruction très rapide, sans possibilité de réemploi. La technique classique de dépose-remplacement a ainsi très vite été abandonnée, même si elle présentait l'avantage de redresser la muraille. La technique d'injection de coulis, dans un premier temps envisagé, se heurtait à plusieurs éléments :

- le caractère exceptionnel du volume de coulis à mettre en place et de la continuité du vide (à l'exception des poches) ;

- la nécessité de procéder néanmoins à un remplacement d'environ 10 % de pierres complètement désagrégées ;

- les risques liés à la mise sous contrainte latérale des pierres lors de l'opération d'injection sous pression depuis les parties basses de la muraille.

La configuration des désordres plaidaient d'avantage en une opération plus simple de mise en place d'un coulis par gravité, tout en s'assurant que les charges additionnelles n'aient aucun impact sur la stabilité de la "peau externe" ventrue. La restauration entreprise a consisté à utiliser la compacité originelle du mortier

de blocage dans l'ensemble de bonne qualité, en agrafant le parement extérieur par un système d'ancrage à l'aide de tiges inox. La faisabilité de l'opération a été validée par Socotec [1]. Dans ces conditions, le coulis à mettre en œuvre avait pour principale fonction de s'insinuer dans les moindres espaces vides afin d'assurer une continuité de matière sans nécessairement présenter des propriétés mécaniques ou d'adhérence élevées. Le matériau formulé devrait répondre aux exigences suivantes :

- avoir une fluidité suffisante pour assurer un colmatage maximal du vide et s'insérer dans les interstices ou fissures éventuellement non detectés ;
- présenter une densité maximale de 1.5 g/cm^3 afin de limiter les contraintes latérales ;
- avoir une vitesse de prise suffisamment rapide pour permettre un remplissage gravitaire progressif par couches successives;
- présenter une composition chimique et minéralogique voisine du mortier de blocage pour des raisons générales de compatibilité, et s'affranchir des effets connus d'éventuelles cristallisations salines.

Caractéristiques techniques du coulis et conditions mise en oeuvre

Le coulis retenu est réalisé sur place et est composé d'un liant à base de chaux faiblement hydraulique (NHL 2, Etablissement Boehm, 67310 Dahlenheim) et d'un sable de quartz 0/3 de rivière, propre et roulé provenant d'Osselle (Doubs). Un ajout de brique pilée de granulométrie 0/1 a permis d'accélérer le durcissement, permettant de déterminer la durée minimale entre le déversement de chaque strate de coulis.

SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MgO	CaO	Na_2O	K_2O	SO_3	TOTAL	P110	P1000
11.3	3.43	0.68	1.91	75.8	0.08	0.83	0.99	95.0	0.8	21.1

Tableau 3 : Analyse chimique (% poids d'oxyde) du liant de la chaux.

Constituants	% (massique)
Chaux Boehm	60
Sable Osselle	30
Brique pilée	10

Tableau 4 :: Composition du coulis (micromortier)

Rapport eau/liant =1

Le coulis réalisé présente une masse volumique apparente de 1,3 g/cm3 et une porosité totale à l'eau de 38% (suivant protocole dérivé de la norme NF B10-503). La prise s'effectue entre 5 et 7 heures. La mise en œuvre s'est faite depuis le bas par les ouvertures dans la muraille correspondant aux blocs de pierre à remplacer. En plus d'un contrôle visuel, des évents ont été placés régulièrement dans la partie ventrue du mur afin de vérifier le comblement. Le coulage s'est fait par strates successives d'environ 1 m d'épaisseur en respectant un délai de 3 jours entre deux coulées. Le colmatage des vides de la muraille a nécessité un volume total de 106 m^3 de coulis.

---

[1] : Agence d'Architecture G. BALDUINI, 2 place Bichat, 39000 Lons-le-Saunier.

[2] : GUIFFRE A., JAPELLI V. et VIA G., 1994 - Rapport sur les problèmes de statique de la muraille Flamand, 7p, inédit.

La consolidation des mortiers dans les maçonneries anciennes : les coulis d'injection.
Paris, 14 décembre 1999

Injection dans de fines fissures d'une pierre d'appareil altérée : l'église de la Madeleine à Besançon.

Pascal Prunet, Architecte en Chef des Monuments Historiques
Jean-Didier Mertz, Laboratoire de Recherche des Monuments Historiques

Origine de la recherche

Certaines pierres calcaires dites dures, très résistantes à la compression sont parfois vulnérables par leur structure (stylolithes et diaclases) et leur faible porosité qui les exposent aux pénétrations d'eau et au gel.
Traditionnellement, lors des travaux de restauration, les monuments construits avec ces pierres font l'objet d'importants remplacements qui ont plusieurs inconvénients :

- *d'ordre structurel :*
  Les remplacements n'étant que superficiels (20 à 30 cm), ils sont à l'origine, après plusieurs campagnes de restauration, de risques de dissociation entre le parement neuf et le noyau de maçonnerie. Les refouillements ébranlent les maçonneries anciennes ;
- *d'ordre esthétique :*
  Les pierres "dures" nouvelles sont très difficiles à intégrer à un parement ancien. Le nu de taille, même artificiellement vieilli ou "patiné" permet presque toujours une identification immédiate des éléments remplacés. L'aspect du parement restauré est donc hétérogène. D'autre part, les vieilles pierres altérées par le temps, même ne conservant qu'une partie de leur nu de taille, ont une beauté indéniable ;
- *d'ordre patrimonial :*
  Chaque remplacement de matériau ancien est une perte de substance. Les carrières d'origine ne fournissent plus de pierre, il faut trouver un matériau "approchant" (aspect, nature physico-chimique). Lorsqu'il s'agit de parements droits, la taille s'avère un problème pour être conforme au modèle d'origine ; il faudrait alors façonner des outils compatibles avec les caractéristiques géométriques des traces de taille ancienne. Quand il s'agit de pierres moulurées ou sculptées, résultats d'une mise en œuvre que la tolérance d'exécution a déjà écartée du modèle théorique, la substitution implique la plupart du temps une perte de proportion ou de géométrie ;
- *d'ordre économique :*
  Car les remplacements sont chers. Les matériaux de substitution proviennent de carrières parfois lointaines ce qui induit un coût de transport important.

C'est en se confrontant aux problèmes que posent ces pierres, souvent très bien mises en œuvre (grand appareil, pierre de taille, généralement stable du point de vue statique) n'imposant pas d'intervenir par des coulis de mortier, et dont l'épiderme ne nécessite en général que rarement un traitement de consolidation de la matrice de la pierre (type silicate d'éthyle) qu'est apparu de besoin de chercher une troisième voie qui concernait le traitement de l'épaisseur (le "derme") des pierres.
Le but est ici de sauvegarder, en bloquant le processus de leur altération, des pierres déjà très fragilisées présentant parfois un réseau dense de micro fissures qui constituent autant d'entrées d'eau et accroissent le risque de dégradation lié au gel. Nous nous sommes progressivement orientés vers l'utilisation d'un liant ultra fin injecté sous pression dans les micro fissures pour rétablir et améliorer, en les colmatant, la continuité du parement.

Les pierres de la région de Besançon

Les pierres d'origine utilisées pour la construction de l'église Sainte Madeleine proviennent des districts carriers de la Malcombe (calcaire bathonien) situé à l'ouest de la ville et de la région de Chailluz au nord, qui fournit un calcaire oolithique bajocien caractéristique par ses teintes beige à gris bleuté. Ces calcaires et en particulier la pierre de Malcombe aujourd'hui épuisée, posent le problème du choix d'une pierre de substitution présentant des propriétés pétrographiques, physiques et esthétiques voisines. Ce problème général de la fourniture d'un matériau de qualité a été exposé dès 1986 [1] et a conduit, sur la base de l'analyse des caractères pétrographiques et des propriétés physiques des pierres, au remplacement du calcaire oolithique fin de la Malcombe par la pierre de Verger exploitée à Pouilly-sur-Loire (58). Malgré leur bonne compatibilité, il a été envisagé d'assurer de manière expérimentale et en cours de chantier, une conservation maximale des blocs en place qui se dégradent par élargissement de fissures induites ou préexistantes.

Nature et morphologie des discontinuités

Ces calcaires durs présentent une masse volumique apparente voisine de 2.6 g/cm^3 pour une porosité totale de 1 à 2% et une résistance mécanique à la compression comprise entre 80 et 140 Mpa. A cause de leur mode de formation et des conditions de leur sédimentation (enfouissement), ces pierres sont affectées et parcourues parallèlement à leur litage stratigraphique, par des structures macroscopiques indentées (crêtes) présentant la forme de colonnettes qui s'interpénètrent en dessinant des joints irréguliers mais continus. Ces structures d'origine sédimentaire, nommées stylolithes stratiformes, ont généralement une grande extension latérale et peuvent courir sur toute la longueur d'une pierre. Elles correspondent à des surfaces de dissolution sous pression ("pressure solution") qui témoignent de l'histoire diagénétique de la pierre et des contraintes en compression qui leur ont donné naissance. Ces figures stylolithiques sont donc caractéristiques d'une ligne de suture naturelle de la roche, et correspondent à ce titre, à une surface de discontinuité pétrographique et de faiblesse mécanique. Par leur topographie complexe et chaotique, elles représentent également des surfaces de percolation et de cheminement préférentiel des fluides, qui peuvent participer au déplacement puis à la concentration de certaines particules minérales ou organiques, mobilisables et contenues dans la pierre. C'est pourquoi les stylolithes, microstructures actives et empruntées par les solutions en transit, sont très généralement soulignées par un liseré noir ou brun constitué de minéraux argileux ou d'oxydes de fer remobilisés et concentrés. Dans les conditions d'exposition sur un monument, les sutures stylolithiques des pierres calcaires sont, par rapport à la matrice pratiquement imperméable de la pierre, le siège préférentiel d'infiltrations d'eau, de lessivages et finalement de dissolutions qui amplifient leur lisibilité. C'est en effet au voisinage immédiat des lèvres de ces fentes d'ouvertures très contournées que l'on observe le plus de perte de matière, conférant à la pierre une surface érodée ou émoussée.

Parallèlement à ces discontinuités naturelles, les pierres sont sujettes à une microfissuration pouvant évoluer vers une réelle fracturation. La confusion de ces fissures avec les stylolithes n'est pas permise car elles s'expriment dans toutes les directions de l'espace sans orientation préférentielle mais également parce qu'elles représentent dans leur grande majorité, des plans gauches d'ouverture constante et aux épontes franches. Ces fissures sont générées par des contraintes mécaniques ou physiques liées aux effets du gel. Dans certains cas, les sutures stylolithiques constituent une amorce structurelle, prise en relais par les processus de gélifraction.

Les pierres traitées par injection de coulis ont été préalablement sélectionnées en fonction de la nature prédominante des fissures qui les affectent. Seules les stylolithes stratiformes présentant une réelle ouverture ont été remplies alors que les sutures fermées ou naturellement "colmatées" par les liserés d'argile ou d'oxyde ont été épargnées. Le nombre de sutures stylolithiques traitées n'excède pas 5 à 8 pour une hauteur de bloc de 40 cm. Plus rarement, certaines fissures de gel, isolées ou dispersées dans la masse de la pierre ont également été prises en compte sous réserve qu'elles ne s'organisent pas en réseau de fissures interconnectées, provoquant le détachement ou la chute de fragments de pierre. L'épaisseur moyenne des fissures traitées est comprise entre 0.5 et 2 mm.

Procédure et essais préalables sur bloc sacrifié

Le choix du liant ultrafin s'est porté sur le produit PLM-M commercialisé par CTS [2]. Ce produit est un mélange prêt à l'emploi composé d'un liant faiblement hydraulique (45%), d'une charge minérale de quartz ventilé, de fines argileuses et de talc (51%) et d'additifs (fluidifiant, rétenteur d'eau). D'après les données des fiches techniques (non vérifiées), ce micromortier fait sa prise entre 12 et 24h pour un dosage en eau de 60% (massique) et atteint une résistance à la compression de 3.6 MPa[3] à 15 jours (4.5 MPa à 40 jours). Pour une teneur en eau passant de 50 à 60%, sa viscosité décroît rapidement de 84 à 4 Po[3] pour atteindre 1 Po pour une quantité d'eau de 100%. Ce liant a été retenu sur la base des critères techniques suivants :

- durée de début de prise assez important permettant la progression du coulis pendant une période suffisante ;
- faible viscosité dynamique propice à un étalement par capillarité ;
- teneur en anions relativement faible (SO_4^{2-} = 0.9%) et par conséquent, risque limité de cristallisation de sels ;
- absorption d'eau par capillarité réduite par rapport à des matériaux de porosité équivalente.

Les essais de convenance ont été pratiqués à l'atelier de l'entreprise PATEU & ROBERT de Besançon par J. Ramis [4] sur un bloc sacrifié. Les tests, d'abord effectués par simple gravité, ont été ensuite réalisés par injection sous une pression de travail croissante jusqu'à des valeurs de 10 bars, correspondant à la pression maximale permise par le système utilisé (microsableuse modifiée). Cette pression reste bien inférieure à la pression limite de rupture par traction des plans stylolithiques et n'est donc pas dommageable pour la pierre. Pour favoriser l'imprégnation sous pression et le

degré de colmatage, des avant-trous ont été percés dans les joints stylolithiques sur une profondeur limitée (1 à 2 cm) essentiellement pour des raisons techniques de calage de la buse d'injection. Après dépoussiérage à l'air comprimé, le coulis a été injecté avec une buse de diamètre 4 mm. Pour accroître la fluidité du mélange, la quantité d'eau utilisée a été maximale (c'est-à-dire voisine de 100%) correspondant à un seuil maximal à partir duquel il n'était plus possible d'assurer l'homogénéité du mélange et de compenser par un malaxage lent et continu, la ségrégation des particules en suspension.

Evaluation des résultats

Trois semaines après les tests d'injection, le bloc d'essai a été scié dans un plan perpendiculaire aux joints stylolithiques et dans d'autres cas, ouvert suivant ces plans. Pour les joints stylolithiques d'ouverture apparente de l'ordre de 1 mm d'épaisseur, la profondeur de pénétration du coulis n'excède pas 5 cm lors des essais par gravité et atteint 10 à 12 cm par injection sous pression. Il est en outre intéressant de constater que :

- dans le cas d'une ouverture dans le plan du joint stylolithique, la rupture, malgré le fort dosage en eau, est toujours adhésive et se produit sans désagrégation du coulis dans son épaisseur. Ce fait suggère des propriétés d'adhérence non négligeables du micromortier, qui sont nénamoins vraisemblablement favorisées par la grande tortuosité naturelle et le développé surfacique important du joint ;
- la répartition latérale du coulis à partir du point d'injection est remarquablement constante et reproductible. Le coulis ne suit pas un profil grossièrement circulaire à partir de ce point singulier, mais se propage davantage latéralement, sur une distance d'environ 15 cm. Pour un même plan stylolithique, cette particularité a permis de retenir un espacement de 30 cm entre les trous d'injection, soit 3 trous par mètre ;
- les essais comparatifs de prise d'eau à la pipette de Karsten mettent en évidence une réduction significative d'environ 80% du coefficient d'absorption, par rapport à l'absorption normale des fissures équivalentes non traitées.

Perspectives de développement

Résultat d'une approche progressive et empirique, menée sur des calcaires durs et sur des monuments différents tant par leur origine géographique (Franche-Comté, Vendée) que par l'état sanitaire et leur statut (église, château, ruines...), l'expérience présentée a été mise au point entre l'architecte en Chef des Monuments Historiques, le Laboratoire de Recherche des Monuments Historiques et l'entreprise PATEU & ROBERT. Lancée en cours de chantier, elle n'a pas encore fait l'objet d'un protocole d'intervention parfaitement réglé, ni été optimisée en laboratoire. Quant aux possibilités qu'elle permet d'envisager en matière de pérennité du matériau, de résistance aux différents facteurs de dégradation, ces injections n'ont pas non plus été testées sur des pierres dont le parement est fragmenté en morceaux de l'ordre de 5 à 10 cm de côté et actuellement considérées comme gelées et inaptes à la conservation.

Nature de l'intervention	Coût (F/m²)
Remplacement de parement droit en 25 cm d'épaisseur (fourniture, taille, refouillement, pose)	5.100,00
Extraction de sels par compresses sur parement droit, traitement des fissures au PLM-M et consolidation (Wacker OH)	2.100,00
Traitement des fissures en parement droit par injection de liant PLM-M	1.360,00

Tableau 1 : *Evaluation des coûts (d'après l'entreprise Pateu & Robert)*

Toutefois, et d'ores et déjà, elle a permis sur le monument de faire des économies substantielles (tabl.1) par rapport à des changements de pierre (environ un quart du coût dans le cas du chantier de l'église Saint Madeleine à Besançon).

En ce qui concerne l'aspect de cette intervention, les mortiers utilisés ont été teintés (ocre ou gris) avec des pigments naturels pour s'intégrer à la tonalité gris-bleu ou ocre jaune des pierres. Les parements ont parfois été lavés par la laitance des mortiers, du fait de bouchements complémentaires de fissures exécutés à la spatule et non sous forme d'injection, laitances qui seront rapidement éliminées par les eaux de pluie. Les pierres anciennes conservées et traitées sont malgré ce défaut momentané, mieux intégrées au parement d'origine après nettoyage que les pierres neuves. Un pourcentage important des pierres qui devaient initialement être changées a pu ainsi être conservé, même si le traitement n'a pas été appliqué aux pierres formant des saillies importantes et notamment à celles des corniches qui, très dégradées, constituent un risque pour le public.

Enfin, ce type d'intervention se définit dans le sens d'une éthique de la conservation et doit permettre d'adopter au niveau des travaux de maçonnerie et de taille de pierre, même pour des parements simples, une attitude différente qui s'écarte de la logique dominante, celle de la substitution des matériaux.

---

(1) : A. BLANC, 1986 - Note n°260 AB/EA du 16.10.1986

(2) : CTS France, 26 passage Thiéré, 75011 PARIS

(3) : Unité de mesure de la résistance (pression) : 1MPa = 1 N/mm² = 10.2 kg/cm²

Unité de mesure de la viscosité (dynamique) : 1 Po (poise)= 0.1 Pa.s

(4) : J. RAMIS, Entreprise PATEU&ROBERT, 26 rue Albert Thomas, 25000 BESANCON

CHAPITRE 14 - CONFORTATION INTERNE DES MACONNERIES PAR INJECTION DE COULIS

14.1 - OBJET DU PRESENT CHAPITRE

Le présent chapitre est destiné à déroger et compléter la réglementation en vigueur en matière d'ouvrages de confortation interne des maçonneries par injection de coulis dans le cadre de la restauration des Monuments Historiques.

14.2 - NATURE DES PRODUITS CONSTITUANT LES COULIS

Les natures des produits utilisés pour la confection de coulis sont de 3 catégories :

14.2.1 Les coulis de ciment, de chaux ou de plâtre

Sont constitués de :

- Ciments conformes à la norme NF P 15-301 , de ciments spéciaux (par exemple : Ciments finement broyés), de chaux de construction conformes à la Norme NF P 15.311
- Plâtre
- D'eau de gâchage conforme à la norme NF P 18-303
- Eventuellement de charges dont le rôle peut être de s'opposer à la décantation ou d'expanser le coulis ou de le rendre thixotrope,
- De produits agissant sur les conditions de prise ou performances finales :
  - adjuvants conformes à la norme NF P 18-103
  - additions par exemple des fumées de silice conformes à la norme NF P 18-502

14.2.2 Les produits de minéralisation :

Ce sont des produits (en général des silicates de potassium ou de sodium) en solution aqueuse susceptibles de réagir pour former des cristaux insolubles.

14.2.3 Les résines de synthèse.

Ce sont les suivantes :

- résines époxydiques :

Ce sont des systèmes à deux composants liquides sans solvant à mélanger au moment de l'emploi. Ils peuvent être chargés avec des produits minéraux. Leur vitesse de polymérisation et leur module d'élasticité peuvent être choisis selon les besoins du chantier.

- résines polyesters :

Ce sont des systèmes composés d'une résine en solution dans un diluant réactif et d'un catalyseur qui permettra, après mélange sur chantier d'obtenir le durcissement du mélange dont la vitesse de prise pourrait être réglée par addition éventuelle d'un accélérateur.

- résines acryliques :

Ce sont des systèmes sous forme de produits apparentés à la famille des polyesters mais avec de meilleures résistances chimiques.

14.3 - ETUDE PREALABLE D'INJECTABILITE

Cette étude comprend trois phases :

14.3.1 Etude de la maçonnerie

Cette étude consiste en une identification des matériaux composant la maçonnerie (caractéristiques physico-chimiques des matériaux dans toute l'épaisseur des murs, piliers, etc... [pierres de taille, moellons, briques, mais aussi les matériaux de remplissage, fourrure , mortier de pose, etc...]).
Il est également nécessaire de déterminer les dimensions respectives des murs, des matériaux de parements, des fourrures, des maçonneries de fondation, de réaliser une reconnaissance de sol, etc...

L'analyse des prélèvements doit permettre d'estimer les pourcentages de vide à injecter et la nature du coulis à injecter.

14.3.2 Une étude du ou des coulis en laboratoire.

A partir de l'étude de la maçonnerie, les caractéristiques du ou des coulis sont définies : nature des liants, maniabilité, retrait, exsudation ....

L'étude en laboratoire permet de mettre au point le ou les coulis ayant les caractéristiques recherchées.

14.3.3 Epreuve de convenance sur chantier

Cet essai consiste à réaliser sur le chantier dans un ou des volumes de maçonnerie bien délimités, une épreuve d'injection. Cette épreuve permet de tester la ou les compositions de coulis mises au point en laboratoire.

A l'aide de cet essai, on va donc affiner les compositions de coulis, préciser le maillage d'implantation des injecteurs, des évents, leur profondeur, leur diamètre, la pression d'injection, observer les résurgences de coulis (par le sol, le parement, etc...).

La pression d'injection doit être adaptée à l'état de la maçonnerie. Une pression trop forte peut déformer les parements, voire même détruire la maçonnerie, sous l'effet de la poussée hydrostatique. Une pression trop faible ne permet pas au coulis de s'infiltrer efficacement dans la maçonnerie à consolider.

Les zones expérimentales seront ensuite contrôlées à l'aide de carottage, de mesure de vitesse de propagation du son, d'auscultation au radar .... et l'on pourra ainsi juger de l'efficacité de l'injection et au besoin revoir certains paramètres de l'injectabilité.

Si les résultats sont favorables, on pourra estimer plus précisément la ou les quantités de coulis à injecter, ce qui permettra d'évaluer la surcharge due au poids du coulis de renforcement (10 à 15%), et ses conséquences comme éventuellement un tassement de l'édifice.

14.4 - VERIFICATION DU PAREMENT ET DE LA BASE DE LA MAÇONNERIE AVANT INJECTION

Il faut vérifier que :

- l'étanchéité des joints entre les matériaux constitutifs de la maçonnerie soit bonne,

- lorsque les maçonneries sont recouvertes d'un enduit, l'étanchéité et l'adhérence de cet enduit soient satisfaisantes,

- la base du mur à injecter soit étanche pour éviter que le coulis ne s'infiltre et ne se perde dans le sol.

Pour les maçonneries très fragilisées ou instables, il faut mettre en place des étais avant le début des travaux d'injection car l'apport d'eau dans la fourrure par le coulis peut diminuer les liaisons internes, ce qui peut conduire à la ruine de l'ouvrage.

14.5 - INJECTION DU OU DES COULIS

Pour l'injection du ou des coulis, des trous sont faits à espacements réguliers avec un outil adapté à l'état de la maçonnerie. Les évents sont mis en place. A titre indicatif, l'espacement est égal, au maximum, à l'épaisseur de la maçonnerie . Les percements sont réalisés de préférence dans les joints.

L'injection peut se faire par gravité ou sous faible pression (0.2 ou 0.3 MPa).

Dans le cas d'injection de deux coulis, le moins fluide (par exemple coulis de ciment stabilisé) est injecté en premier, afin de remplir les vides importants, et le coulis le plus fluide (par exemple coulis de silicate) est injecté ensuite pour remplir les vides les plus fins et imprégner le mortier de pose.

L'opération d'injection est effectuée par tronçons sur une hauteur maximale d'un métre.

Pendant l'opération d'injection, il est nécessaire de mesurer la quantité de produit injecté par injecteur, la pression d'injection, le fonctionnement des évents et d'examiner la zone injectée et l'ouvrage pour déceler toute fuite ou déformation de la structure.

Des prélèvements sont effectués à la sortie des évents pour vérifier la qualité du coulis, en particulier la fluidité au cône de Marsh.

14.6 - CONTROLE DE L'INJECTION

Une épreuve de contrôle a pour objet de vérifier la bonne exécution des travaux.

Elle peut être réalisée :

- par carottage éventuellement complété par des essais mécaniques réalisés sur ces carottages,
- par mesure de la vitesse de propagation du son avec comparaison à la valeur initiale,
- par auscultation au radar,
- par examen endoscopique
- par analyse chimique du coulis

L'intervention d'un laboratoire, la nature et le nombre de contrôles sont indiqués au C.C.T.P.

Tous les frais afférents à ces contrôles, qu'ils soient favorables ou non à l'entreprise, sont à la charge de l'entreprise et font l'objet d'un Article spécial au B.P.U. - D.E. -

Les contrôles complémentaires que l'Architecte jugerait nécessaire de faire effectuer sont régis par l'Article spécifique du C.C.A.P.

Commentaires de l'Administration page 117

CONFORTATION INTERNE DES MACONNERIES PAR INJECTION DE COULIS

I - REGLES DE CONSTRUCTION - NORMES - D.T.U.

N.F., page 95-107 « Ouvrages d'art - réparation et renforcement des maçonneries » - Août 1994

II - COMPLEMENTS TECHNIQUES DU C.E.B.T.P.

Qualité des coulis à injecter.

La nature du ou des coulis ainsi que leurs conditions de mise en oeuvre sont définies au C.C.T.P. à partir des études préliminaires. Le ou les coulis doivent posséder les qualités suivantes :
- facilité d'injection : le coulis doit rester stable pendant la durée d'injection
- le coulis doit effectuer le moins de retrait possible
- le coulis doit être stable dans le temps et ne pas perdre ses caractéristiques mécaniques sous l'action d'agents extérieurs

Préparation du parement de la maçonnerie avant injection.

L'injection du coulis ne peut se faire que si les conditions suivantes sont respectées :
- l'étanchéité des joints entre les pierres est bonne
- lorsque les maçonneries sont recouvertes d'un enduit, l'étanchéité et l'adhérence de cet enduit sont satisfaisantes
- la base du mur à injecter est étanche pour éviter que le coulis ne s'infiltre dans le sol

Injection du ou des coulis.

L'injection de coulis se fait au moyen de trous inclinés à espacements réguliers et, selon prescription du C.C.T.P., soit par gravité, soit sous faible pression. Dans le cas où l'on injecte 2 coulis, la premiére injection est celle du coulis le moins fluide (par exemple coulis de ciment stabilisé) afin de remplir les gros vides, et la seconde est celle du coulis fluide (par exemple coulis de silicate) destiné à remplir les vides fins et consolider le mortier de pose. Le délai entre les 2 coulis est précisé au C.C.T.P..

III - COMMENTAIRES DE L'ADMINISTRATION

ETUDE D'INJECTABILITE

cette étude comprend :

- Une étude de la maçonnerie
- Une étude du ou des coulis en laboratoire
- Une épreuve de convenance sur chantier.

N° D'ARTICLE	PRESCRIPTIONS	RECOMMANDATIONS POUR L'ETABLISSEMENT DU MARCHE
	CHAPITRE 9 - DESCRIPTIONS ET LOCALISATIONS DES OUVRAGES DE CONFORTATION INTERNE DES MACONNERIES PAR INJECTION DE COULIS	
9.1	**ETUDE D'INJECTABILITE**	Le Maître d'Oeuvre indique ici les résultats de l'étude préalable d'injectabilité afin d'en porter les éléments à la connaissance des entreprises.
9.1.1	**ETUDE DE LA MAÇONNERIE** **Dispositions Générales** **Dispositions particulières** **Localisation**	Voir "les Commentaires de l'Administration"

Commentaires de l'Administration page 119

Ces 3 phases seront réalisées en étroite collaboration avec un laboratoire agréé.

Les 2 premières phases sont en général réalisées avant l'appel d'offres :
- à la charge du Maître d'ouvrage
- les résultats, dossiers, rapports, etc... mentionnés et rendus contractuels dans le marché de l'entreprise (C.C.A.P. et/ou C.C.T.P.)

La 3ème et dernière phase sera réalisée pendant l'exécution du marché :
- à la charge du Maître d'ouvrage pour la mission de contrôle du laboratoire agréé
- à la charge de l'entreprise pour l'exécution proprement dite de l'épreuve de convenance.

ETUDE DE LA MACONNERIE

Dispositions générales

Cette étude de la maçonnerie devra permettre :

- D'identifier les matériaux composant la maçonnerie.

- De déterminer les dimensions respectives des matériaux composant la maçonnerie.

- D'estimer les pourcentages de vide à injecter.

Rédaction d'un rapport final

Préciser le contenu du rapport final :
- Attachement figuré, croquis, plans
- Dossier photographique
- Dimensions, format et nombre d'exemplaires de ces dossiers et documents

ETUDE DU OU DES COULIS EN LABORATOIRE

Dispositions générales

A partir des éléments et des conclusions de l'étude de la maçonnerie, les caractéristiques du ou des coulis d'injection sont définies.

	N° D'ARTICLE	PRESCRIPTIONS	RECOMMANDATIONS POUR L'ETABLISSEMENT DU MARCHE
	9.1.2	ETUDE DU OU DES COULIS EN LABORATOIRE	Voir "les Commentaires de l'Administration"
		<u>Dispositions générales</u>	
		<u>Dispositions particulières</u>	
		<u>Localisation</u>	
	9.1.3	EPREUVE DE CONVENANCE SUR CHANTIER	
		<u>Dispositions générales</u>	
		Epreuve de convenance sous le contrôle du laboratoire agréé.	Le contrôle par un laboratoire d'essai agréé est indispensable. Cet essai consiste à réaliser sur le chantier dans un ou des volumes de maçonneries, bien délimités, une épreuve d'injection afin de tester la ou les compositions de coulis mises en oeuvre. Réaliser ensuite le contrôle dans ces zones expérimentales de tl'efficacité de l'injection et au besoin revoir certains paramètres de l'injectabilité.
		L'entreprise chargée de l'exécution de cette épreuve de convenance, assurera par tous moyens appropriés, l'assistance technique au laboratoire agréé chargé <u>du contrôle</u> de l'épreuve de convenance.	A préciser : - Echafaudages - Nacelles - Matériels et matériaux d'injection - etc...

Commentaires de l'Administration page 121

<u>Dispositions particulières</u>

- Nature des liants
- Maniabilité
- Retrait
- Exsudation

EPREUVE DE CONVENANCE SUR CHANTIER

Voir description du C.C.T.P. Article 9.1.3 ci-contre.

	N° D'ARTICLE	PRESCRIPTIONS	RECOMMANDATIONS POUR L'ETABLISSEMENT DU MARCHE
		Dispositions particulières Les conditions d'exécution de cette épreuve de convenance sont identiques à la mise en oeuvre des injections définitives proprement dites et développées ci-après. Les résultats de cette épreuve de convenance sont de nature à préciser la composition et le mode d'injection du coulis sans incidence financière. **Localisation**	Préciser : - l'étendue des zones d'essais - le maillage d'implantation des injecteurs, des évents - leur profondeur, leur diamètre ou section - la pression d'injection - observer les résurgences de coulis - affiner les compositions de coulis - il peut être utile de prescrire une reconnaissance de sol à la charge de l'entreprise Préciser pour le contrôle de l'injection : - par carottage éventuellement complété par des essais mécaniques réalisés sur ces carottages - par mesure de la vitesse de propagation du son avec comparaison à la valeur initiale - par auscultation au radar - par examen endoscopique - par analyse chimique du coulis

Commentaires de l'Administration page 123

INJECTION DU OU DES COULIS

L'injection de coulis de mortier accompagne souvent des ouvrages de consolidation localisés (reprise de parements, percements, incrustements, etc...) afin de rendre une nouvelle cohésion avec les ouvrages anciens.

Dans la mesure où cette technique permet la consolidation sans démontage et conserve ainsi toutes les déformations et l'authenticité du monument, elle peut être considérée comme un des outils de la restauration moderne et être appelée à un emploi de plus en plus fréquent.

Le but de l'injection peut être double
- réhomogénéisation des maçonneries
- objectifs mécaniques - augmenter la résistance du mur

1) le pourcentage des vides à coeur d'une maçonnerie peut être important dès l'origine de la construction. Il peut avoir été aggravé au fil du temps et des intempéries, en particulier dans les ouvrages très exposés ou, au contraire, être resté pratiquement inchangé dans les zones protégées.

2) la technique de l'injection nécessite une grande fluidité pour atteindre les vides les plus profonds, donc une grande diffusion que l'on cherche à augmenter à l'aide d'une légére pression. Cette technique se place donc parmi celle du "tout ou rien" et ne pourra se limiter à des besoins de consolidation ponctuels.

3) le choix des matériaux constitutifs du coulis est trés important. Des sondages réalisés après injection de coulis de ciment non stabilisé prouvent que l'on risque souvent d'obtenir un mélange hétérogène constitué de l'ancien mortier d'une part, et le nouveau liant qui se présente sous forme de blocs compacts et de filaments.

   Il faut éviter des risques de points durs, prèjudiciables à la stabilité et risquant de provoquer de nouvelles ruptures et de perturber les échanges hygrométriques entraînant des effets graves sur les enduits intérieurs et peintures murales notamment (condensation).

   Du fait du temps de séchage très important qu'ils requièrent, les liants aèriens (chaux grasse, argile) ne pourront être utilisés à l'état pur. Ils peuvent être additionnés à des liants hydraulisés suivant des pourcentages fixés au cas par cas et devant faire appel à des analyses préalables.

4) techniques de mise en oeuvre : des précautions sont à prendre à plusieurs niveaux de l'opération :

   - étanchement des parements par vérification ou réfection des joints. Réservation des trous de coulage et des évents dans les joints existants, sans nécessité de forage
   - au besoin, mise en place de platelage de maintien pour consolider les enduits fragiles à conserver (poussée hydrostatique)
     protection des ouvrages craignant l'humidité : l'injection provoque un apport d'eau
   - coulis sous faible pression, de bas en haut, et par bandes de 0.8 m de hauteur environ

   Le délai entre deux coulages correspond au temps nécessaire à la prise du coulis (échantillon témoin).

	N° D'ARTICLE	PRESCRIPTIONS	RECOMMANDATIONS POUR L'ETABLISSEMENT DU MARCHE
	9.2	**INJECTION DU OU DES COULIS**	
	9.2.1	**VERIFICATION DU PAREMENT ET DES MACONNERIES AVANT INJECTION**	
	9.2.1.1	**ETANCHEITE DES JOINTS**	
		Dispositions Générales	
		Travaux de jointoiement - rejointoiement.	
		Voir descriptions complètes et détaillées suivant la nature des maçonneries dans les documents types	Voir C.C.T.P. "Ouvrages de maçonnerie" et "Ouvrages de Pierre de Taille"
		Dispositions Particulières	
		- Prévoir un étaiement préalable	Préciser les parties devant être éventuellement coffrées
			En présence de maçonneries fragilisées
		- Colmatage des joints par mise en oeuvre d'argile compris enlèvement après coup	Cas des murs en pierres sèches
		Localisation	
	9.2.1.2	**MAÇONNERIES RECOUVERTES D'UN ENDUIT**	
		Dispositions Générales	
		L'entreprise est tenue de vérifier la bonne étanchéité et adhérence de cet enduit	
		Voir descriptions complètes et détaillées au CHAPITRE 7 - "Enduits" du présent C.C.T.P.	

Commentaires de l'Administration page 125

5) Les expériences récentes effectuées à l'aide de ciment, bentonite et silicate de soude, sont encore à considérer au sens expérimental. On ne peut envisager de les étendre sans risque à tous les cas de figure et types de maçonnerie. En effet :

   - on ne connait pas, à priori, quelles modifications cette technique peut amener dans le régime hygrométrique du mur
   - les efflorescentes, après l'injection du coulis en silicate de soude, sont un handicap grave. S'en débarrasser par la méthode du sablage, même léger, n'est que rarement admissible sur des parements nus et, de toute façon, proscrite en cas de peintures ou sculptures
   - enfin, l'injection des silicates ne risque-t-elle pas d'atteindre également la porosité de certaines pierres de parement, et à terme, d'en modifier l'aspect ?

   Sur un plan plus philosophique, l'apport de silicates soulève des problèmes qui dépassent le strict cadre du mur :

   - si l'on considère que le mur initial comportait des vides de plus de 1 mm, c'est dans cet état qu'il était appelé à recevoir les chages de la structure et de l'utilisation
   - si la résistance doit être augmentée, pour des raisons de réutilisation par exemple, il faut aborder le problème sous l'angle global de reprise de fondations et de l'ensemble du complexe des structures, en soulignant que l'injection de silicates, même si elle n'est pas réversible, est à opposer à d'autres techniques telles que prothèses B.A. logées dans le mur, poutres précontraintes, etc...

6) Toute confortation par injection doit faire l'objet d'une étude préalable adaptée aux objectifs.

   Des contrôles sont systématiquement prévus, dans les conditions que l'étude préliminaire utile aura prévues (ils doivent faire l'objet de stipulations précises dans le chapitre "Contrôles de la qualité des ouvrages" du C.C.T.P.).

Dispositions particulières

Définir les caractéristiques physico-chimiques et dimensionnelles des matériaux dans toute l'épaisseur des maçonneries.

Préciser la nature des ouvrages :

- Murs
- Piliers
- Soubassements
- Maçonnerie de fondation
- En élévation
- En sous-oeuvre, etc...

	N° D'ARTICLE	PRESCRIPTIONS	RECOMMANDATIONS POUR L'ETABLISSEMENT DU MARCHE
		Dispositions Particulières - Colmatage des vides entre l'enduit et le corps de la maçonnerie - Bouchement des trous de carottages préalables - Pour la partie de carottage dans l'épaisseur de l'enduit, l'entreprise doit s'assurer de l'homogénéité de l'enduit avant et après injection	Sa nécessité ou non sera précisée par l'étude et les essais d'injectabilité
		Localisation	
	9.2.1.3.	**VERIFICATION DE L'ETANCHEITE DES PARTIES ENTERREES** **Dispositions Générales** Mise en oeuvre de procédés d'étanchéité afin d'éviter que le coulis d'injection ne s'infiltre à perte dans le sol.	Coulis plus grossier Barrière étanche
		Dispositions Particulières	
		Localisation	

Commentaires de l'Administration page 127

Préciser la nature des matériaux :

- Pierre de taille
- Moellons
- Briques
- Matériaux de remplissage
- Fourrure
- Mortier de pose
- Maçonneries recouvertes d'un enduit

Modalités d'exécution

Prélèvement destructif :
- Par carottage éventuellement complété par des essais mécaniques réalisés sur ces carottages

Mesures non destructives :
- Par mesure de la vitesse de propagation du son
- Par auscultation radar
- Par examen endoscopique

Préciser :
- Le relevé de l'édifice fait au préalable pour la (ou les) partie(s) à injecter
- Les lieux et le nombre de carottages
- Les dimensions des carottages :
    - longueur
    - section (généralement 100 mm diam.)
- Le lieu et la durée de stockage des carottages le cas échéant
- Leur réemploi éventuel ou leur remplacement pour le bouchement des trous

N° D'ARTICLE	PRESCRIPTIONS	RECOMMANDATIONS POUR L'ETABLISSEMENT DU MARCHE
9.2.2.	**CONFORTATION INTERNE DES MAÇONNERIES PAR INJECTION DE COULIS**	
	Dispositions Générales	
	Injection des maçonneries par coulis comprenant :	(par type de coulis)
	Coulis n° 01	
	- Le forage des trous et évents dans les joints des maçonneries	Injection aux inclinaisons, espacements et profondeurs prescrites aux dispositions particulières.
	- La fourniture des matériaux constitutifs et la confection des coulis.	
	- Les appareillages nécessaires aux injections.	Selon leur mode de réalisation : par gravité ou surpression - Location de pompe, surpresseur, etc ...
	- Les calfeutrements, garnissage à l'exclusion des rejointoiements, relancis, reprises de mur s'ils s'avéraient nécessaires aux injections.	Ces prestations font l'objet de descriptions spécifiques par ailleurs.
	- Toutes les précautions doivent être prises pour éviter d'endommager les existants. Celles ci sont prescrites dans les Dispositions particulières.	
	- Le nettoyage du parement après injection dans les conditions prescrites aux Dispositions particulières.	
	- Le contrôle des coulis à la sortie des évents.	- Préciser les conditions d'intervention du laboratoire d'essai agréé et indiquer qui prend en charge les frais correspondants (la prise en charge par le Maître d'Ouvrage est préférable).
	- L'entreprise assurera par tous moyens appropriés l'assistance technique au laboratoire agréé chargé du contrôle final de l'opération d'injection.	
	- Les reprises éventuelles du processus d'injection jusqu'à obtention du résultat recherché.	

N° D'ARTICLE	PRESCRIPTIONS	RECOMMANDATIONS POUR L'ETABLISSEMENT DU MARCHE
	Coulis n° 02	A préciser autant de fois qu'il est prescrit de nature de coulis différente.
	- Dito.	
	Coulis n° 03	
	- Dito.	
	Dispositions Particulières	Préciser :
		- Le résultat escompté. - La nature des maçonneries à conforter. - Les modalités d'exécution des trous d'injection et des évents (outil à utiliser, espacements, dimensions, inclinaisons, diamètres).
		NOTA : *A titre indicatif, l'espacement est égal, au maximum, à l'épaisseur de la maçonnerie.*
		- La constitution des coulis. - Les modalités des injections (granitaire ou surpression). - Les précautions à adopter (contre l'humidité, les poussées hydrostatiques, etc ...). - Dans le cas d'injection de 2 coulis (ou plus), l'ordre d'injection et le délai d'exécution entre les coulis - Le phasage des injections par tronçons sur une hauteur maximale d'un mètre. - Les contrôles et vérification pendant l'opération d'injection : • quantité de produit injecté par injecteurs • pression d'injection • fonctionnement des évents • examen de la zone injectée et de l'ouvrage (pour déceler toute fuite ou déformation de la structure) • qualité du coulis en sortie d'évents, en particulier la fluidité au cône de Marsh. - Les conditions de nettoyage des parements après injection. - Et toutes autres prestations nécessaires à l'entreprise pour établir son prix.

	N° D'ARTICLE	PRESCRIPTIONS	RECOMMANDATIONS POUR L'ETABLISSEMENT DU MARCHE
		Localisation	
		Les poids prévisionnels des éléments constitutifs des coulis sont donnés au bordereau de prix unitaires.	
		Les maçonneries à consolider sont les suivantes :	Maçonneries à énumérer à la suite : - - -
	9.3	CONTROLE DE L'INJECTION	
		Dispositions Générales	
		Contrôle de l'injection comprenant :	
		La comparaison des résultats après et avant injection.	Préciser les conditions d'intervention et de prise en charge de la rémunération du laboratoire d'essai agréé.
		La rédaction d'un rapport d'injection.	
		Dispositions Particulières	Préciser pour le contrôle de l'injection : - Par carottage éventuellement complété par des essais mécaniques réalisés sur ces carottages. - Par mesure de la vitesse de propagation du son. - Par auscultation au radar. - Par examen endoscopique - Par analyse chimique du coulis
		Localisation	Quantités et localisations laissées à l'appréciation de l'Architecte en Chef.

Françoise Pitras
Louis Decazes

Section française de l'ICOMOS

Conseil international des monuments et des sites
62, rue Saint Antoine - 75186 Paris cedex 4
tél. : 01 42 78 56 42 - fax : 01 44 61 21 81

Prix : 60 F

La section française de l'ICOMOS (Conseil international des monuments et des sites) constitue le comité français d'une organisation internationale non gouvernementale compétente en matière de patrimoine et, à ce titre, expert auprès de l'UNESCO. Association professionnelle reconnue, la section française de l'ICOMOS regroupe quelque 500 membres, parmi lesquels les ministères chargés de la Culture (direction de l'architecture et du patrimoine), de l'Environnement (direction de la nature et des paysages) et de l'Équipement (direction générale de l'urbanisme, de l'habitat et de la construction), quelque 40 collectivités territoriales françaises, des associations de sauvegarde du patrimoine, CAUE (Conseils d'architecture, d'urbanisme et d'environnement), centres de formation et entreprises de restauration de monuments historiques.