

Saluto del Presidente dell'Associazione

Prof. Ing. Carlo Cestelli Guidi

Gentili Signore, Cari Amici,

E' con animo veramente lieto che, a nome del Consiglio dell'A.I.C.A.P. porgo a Voi tutti il benvenuto a questo convegno che ci da l'occasione di incontrarci, non solo per parlare di argomenti tecnici, ma anche per trascorrere insieme piacevoli ore.

Tanto più mi rallegra ritrovarmi ancora una volta con cari colleghi, che da tempo partecipano attivamente alla vita associativa dimostrando anche, permettetemi di dirlo, il loro affetto per questa Associazione che viene da due gloriosi ceppi: l'A.I.C.A. e l'A.N.I.C.A.P.

Nel rivolgere questo breve saluto sento anzitutto il dovere di ringraziare le personalità della scienza, della politica, della pubblica amministrazione, che hanno reso possibile il Convegno in questa città che ci accoglie per la seconda volta a distanza di 14 anni.

Città straordinaria ove l'opera dell'uomo, assecondata da una incantevole natura, ha creato tale meraviglia. Città verso cui è rivolta l'attenzione di tutto il mondo della cultura e dell'arte, trepidante ed ansioso per la sua conservazione.

Non è quindi a caso che è stata scelta Venezia per un Convegno che intende trattare i problemi del consolidamento e della ristrutturazione del patrimonio edilizio dei Centri Storici, problemi pressanti in questa città, magistralmente edificata su una laguna ma che, proprio per questo, è più facilmente aggredibile dalla inesorabile azione del tempo.

E poiché ristrutturazione e consolidamento vogliono dire continuità di vita ovunque, ed ancor più, necessariamente, in zone disastrose dal sisma, la scelta della sede del Convegno in prossimità del Friuli vuole anche porre l'accento sull'ambizioso proposito di offrire un contributo, sia pur modesto, alla soluzione dei problemi di tale zona, così cara agli italiani.

Ciò, principalmente, avverrà attraverso le comunicazioni su esperienze fatte a seguito di analoghi tristi eventi.

Potrebbe osservarsi da parte dei Soci che il tema di questo Convegno, a rigore, esuli dai fini che si propone l'A.I.C.A.P. ma ciò non è vero poiché c.a. e precompresso sono sempre i mezzi di cui si avvale ogni lavoro di consolidamento, il che comporta molti problemi; sia tecnici sia normativi, alla cui trattazione è particolarmente interessata l'A.I.C.A.P. Basti pensare, ad esempio, alla inadeguata normativa per cui le applicazioni della precompressione, efficace mezzo di consolidamento di strutture cementizie,

sono quasi sempre fuori legge, per impossibilità di rispettare la normativa sul c.a.p.

Quindi il tema rientra pienamente nei compiti della Associazione e, del resto, l'elevato numero dei partecipanti ci conforta; ciò significa che la scelta ha suscitato l'interesse di molti.

Le comunicazioni presentate, e sulle quali riferiranno i relatori generali, illustrano i più salienti aspetti architettonici, funzionali e tecnici degli interventi sulle opere, comunicazioni suddivise nelle tre sezioni: monumentale, edilizia e speciale, in cui si articolano i lavori del Convegno.

Il contenuto di tali memorie fa riflettere ad un comune aspetto dei diversi casi trattati: dai più semplici ai più difficili appare come si giunga alle felici soluzioni, più che con sviluppi di calcolo, attraverso la sensibilità del progettista nell'individuare il comportamento statico del complesso strutturale.

Il filo conduttore di ogni analisi dell'intervento, si rivela in una accorta ricerca del percorso da offrire al flusso degli sforzi in modo che sia il più congeniale alla struttura ed anche il più breve, fino a disperdersi nel terreno.

La preoccupazione di conseguire il risultato con sobrietà di interventi, distinguendo il necessario dal superfluo e, soprattutto, il superfluo dal dannoso, evidenzia sempre la qualità della progettazione.

La casistica corrente di insuccessi, a cui purtroppo non si fa cenno nelle memorie presentate, la cui conoscenza è peraltro ben più istruttiva di quella dei successi, avverte, infatti, che una distribuzione non equilibrata dei lavori di consolidamento porta a risultati infelici. Ciò frequentemente proprio a causa di irrobustimento eccessivo di alcune parti, così da accentuare la debolezza di altre a cui vengono trasferiti i dissesti.

Va pur detto che l'operato dell'ingegnere e dell'architetto in questo settore della tecnica non è certo, semplice, sia per la varietà dei modi di intervenire, sia per le diverse esigenze statiche della struttura, per cui ogni caso è nuovo, sia, in fine, perché la struttura è difficilmente schematizzabile in un modello tridimensionale che possa essere affrontato con gli strumenti di calcolo a disposizione. Si può quindi dire che l'operato del progettista debba definirsi più « arte » che « tecnica ».

Tali argomenti verranno ampiamente trattati dai colleghi che mi seguiranno e non voglio ritardare oltre l'inizio dei lavori per i quali siamo qui convenuti.

I nomi dei relatori generali Proff. Guglielmo De An-

gelis D'Ossat, Giulio Pizzetti, Francesco Martinez ci pongono in ansiosa attesa di udirli. Alle relazioni generali seguiranno, oltre gli interventi, quattro relazioni su invito. La relazione dell'Ing. Ferrari da Passano, ideatore geniale delle sorprendenti opere di ristrutturazione del Duomo di Milano, quella del Prof. Tassios della Università di Atene, che ci parlerà dei suoi studi sui dissesti prodotti dal sisma, quella del Prof. Schultze dell'Università di Aquisgrana che tratterà gli interventi sulle fondazioni, spesso protagoniste dei dissesti e bisognose di assistenza.

Il Prof. Fritz Leonhardt dell'Università di Stoccarda, noto scienziato e progettista di grandi opere, tratterà in fine alcuni aspetti del dissesto statico.

E' rappresentata al Convegno anche la Ass.I.R.C.CO. nuova Associazione Italiana di Ristrutturazione e Consolidamento delle Costruzioni, che ha aderito alla nostra iniziativa.

I lavori del Convegno verranno aperti con una prolusione del Prof. Giuseppe Grandori, studioso di problemi di sismica di fama internazionale, che ha vissuto intensa-

mente la ricostruzione del Friuli e verranno chiusi con una cerimonia di riconoscimento, da parte della nostra Associazione, della lunga attività di tre scienziati e progettisti di opere insigni.

Il Consiglio dell'A.I.C.A.P. ha infatti deliberato di assegnare la medaglia di Socio Onorario della Associazione ai Proff. Giuseppe Grandori, Fritz Leonhardt, Guido Oberti.

E' quindi facile prevedere che lo svolgimento del Convegno soddisferà in pieno la Vostra attesa.

Non so, cari Amici, se Vi soddisferà ugualmente la sua organizzazione ma, se non tutto sarà perfetto, vogliate essere benevoli nel rilevarne i difetti poiché ciò sarà dovuto, principalmente, all'eccezionale numero di partecipanti, non tutti rispettosi dei termini di iscrizione. Non sarà certamente colpa né del Comitato Organizzatore né della segreteria dell'Associazione ai quali, anzi, sento il dovere di rivolgere, nel chiudere questo mio saluto, un caloroso ringraziamento per la capacità e l'entusiasmo con cui hanno svolto il gravoso compito a loro affidato che ha presentato non lievi difficoltà.

Alcune considerazioni sulla ricostruzione in Friuli

Relazione introduttiva al tema del convegno: Prof. Ing. Giuseppe Grandori

Un evento come il terremoto del Friuli dello scorso anno pone all'intera comunità nazionale urgenti problemi di partecipazione all'opera di ricostruzione. Partecipazione che non si esaurisce negli aiuti durante il periodo di emergenza, né nello stanziamento da parte del governo dei fondi necessari per la ricostruzione, anche se questi interventi rappresentano pur sempre uno sforzo ed un sacrificio compiuti dalla comunità a favore di una parte dei suoi membri che sono stati colpiti dalla sfortuna. Occorre una partecipazione più diretta e continua, soprattutto di coloro che, per la competenza professionale o per il potere decisionale di cui sono investiti, possono dare i contributi più importanti; e cioè dei tecnici, degli amministratori, dei politici.

Non tocca certo a me tracciare un quadro organico di ciò che si sta facendo e di ciò che occorrerà fare in Friuli, né del resto sarei in grado di affrontare un compito così vasto. Mi propongo soltanto, in questo breve intervento, di sottolineare alcuni aspetti del problema e di presentare qualche osservazione che potrà eventualmente servire da spunto per le discussioni che avranno luogo durante queste giornate. Presenterò le mie osservazioni separatamente per ciascuno dei tre aspetti principali della ricostruzione: la *riparazione* degli edifici danneggiati dal sisma; il *rafforzamento* degli edifici che risultano esposti al rischio sismico e che non presentano sufficiente resistenza a questo tipo di sollecitazione; la *ricostruzione* propriamente detta, con

particolare riguardo a quei centri storici che sono stati totalmente o quasi totalmente distrutti.

Quello della riparazione degli edifici danneggiati è l'aspetto che, sul piano della strategia generale di intervento, fa sorgere meno dubbi. Infatti, salvo qualche dubbio sulla convenienza del recupero per i casi più gravi, gli edifici sui quali è necessario intervenire sono ben individuati. Ed è chiaro anche l'obiettivo dell'intervento: restituire agli edifici le loro caratteristiche precedenti, senza ovviamente perdere l'occasione per migliorare gli standard abitativi ove ciò risulti possibile ed opportuno. Infine le tecniche di intervento richiedono sì esperienza e fantasia, ma non comportano in generale sofisticate analisi strutturali o particolari ricerche sperimentali. Le difficoltà maggiori sono dunque quelle economiche, poiché il numero degli edifici danneggiati è molto elevato, e quelle organizzative derivanti dalla estrema disseminazione degli interventi necessari.

Il rafforzamento, sia degli edifici da riparare sia di quelli non danneggiati in questa circostanza, ma esposti ad un rischio sismico altrettanto elevato, presenta difficoltà assai maggiori da molti punti di vista.

Le tecniche di intervento, ad esempio, richiedono una approfondita conoscenza dell'ingegneria sismica ed una capacità di adattamento, da parte del progettista, alle situazioni più disparate.

Inoltre l'obiettivo non è del tutto chiaro, sia perché

il livello di sicurezza da raggiungere con il rafforzamento non è stabilito da una norma, sia perché la maggior parte delle costruzioni per le quali il rafforzamento si presenta necessario, e cioè quelle in muratura di mattoni o di pietrame, male si prestano comunque ad una attendibile definizione quantitativa del livello di sicurezza.

Ma il problema forse più delicato dal punto di vista della pianificazione degli interventi è quello della definizione delle zone prioritarie. Una impostazione pienamente razionalizzata richiederebbe una analisi comparativa del rischio sismico estesa a tutto il territorio nazionale, poiché non è detto che la massima priorità per il rafforzamento sia da assegnare alla zona che ha subito il più recente evento distruttivo e non ad altre zone in cui potrebbe essere maggiore il rischio di eventi distruttivi nei prossimi anni, oppure in cui la densità di popolazione o il tipo di costruzioni facciano comunque temere danni maggiori. Ma anche limitandosi al Friuli, gli interventi non possono essere limitati alle zone colpite da *questo* terremoto. E' cioè indispensabile uno studio preliminare che definisca con la maggiore precisione consentita dalle moderne tecniche di indagine la distribuzione del rischio sismico nella regione, così da poter impostare in modo razionale una strategia degli interventi di rafforzamento, sia come distribuzione nel tempo sia come livello di sicurezza da raggiungere nelle diverse zone.

La ricostruzione propriamente detta comporta la progettazione e l'esecuzione di costruzioni nuove. In questo campo le tecniche sono codificate. Vi è da dire, tuttavia, che le attuali norme italiane, come del resto quelle vigenti in molti altri paesi, costituiscono una guida generale e forniscono degli standard minimi per la progettazione, ma possono condurre a risultati anche notevolmente diversi a seconda della concezione strutturale e dello studio dei dettagli costruttivi. Occorre dunque, ed è urgente, uno sforzo per una ristrutturazione delle norme in senso più analitico, soprattutto, a mio avviso, per quanto riguarda il controllo degli spostamenti, che sono stati i tragici protagonisti di molti collassi in Friuli. Occorre anche affiancare alle norme

uno o più manuali di commento, corredati di esempi, e studiare iniziative atte alla diffusione dei concetti di base dell'ingegneria sismica negli ambienti professionali.

Sempre dal punto di vista normativo vi è inoltre da dire che il problema della distribuzione effettiva del rischio nella regione (e della conseguente differenziazione del livello di severità della norma) si presenta anche per le nuove costruzioni. La situazione attuale che classifica Udine, Gemona e Tolmezzo allo stesso livello di severità non è soddisfacente. L'analisi della distribuzione del rischio, cui si è prima accennato a proposito della programmazione degli interventi di rafforzamento, è dunque importante anche per una più convincente definizione delle norme per le nuove costruzioni.

Ma il problema di gran lunga più difficile non è qui quello della sicurezza bensì quello della pianificazione urbanistica. La vita di una comunità in un centro storico è in ogni istante il risultato dell'evolversi continuo di un delicato tessuto di rapporti fra individui e fra gruppi. Questo tessuto ha subito profonde lacerazioni e ulteriori alterazioni subirà nel periodo, fatalmente non brevissimo, della ricostruzione. Un centro storico ricostruito come era rischierebbe di risultare, almeno in parte, non un centro vivo ma un museo.

Occorre dunque che vi sia una grande disponibilità all'intervento da parte dei tecnici e dei politici, ma occorre anche che questo intervento sia costantemente guidato dalle necessità del nuovo tessuto sociale che spontaneamente si ricostruisce, non necessariamente uguale a quello preesistente.

E così, come spesso accade ai vecchi professori, ho fatto un discorso problematico senza indicare specifiche soluzioni concrete. Ma posso dirvi che sono a conoscenza della attività di numerosi gruppi di ricercatori che stanno lavorando per trovare in tempi brevi risposte concrete, anche se di prima approssimazione. Se sarà richiesto, nel corso delle discussioni che avranno luogo in questi giorni potrò dare informazioni in proposito.

Vi ringrazio per l'attenzione.

Il restauro statico del Duomo di Milano: alcune esperienze di interventi operativi

Relazione su invito: Dott. Ing. Carlo Ferrari da Passano

La conservazione del patrimonio artistico in generale e di quello monumentale in particolare presenta aspetti sempre più gravi ed allarmanti a causa dell'entità enorme dei casi e dell'accentuarsi della loro gravità nel tempo. Questi monumenti civili e religiosi furono collocati al centro delle varie città quale simbolo e orgoglio di una convergenza di ideali e aspirazioni di libertà civili e di unità religiosa. Con questa funzione e con queste caratteristiche essi hanno testimoniato e solennizzato con la loro presenza tutte le principali vicende storiche per quasi un millennio e hanno dato solennità e prestigio alle manifestazioni del culto della propria città di cui ancora oggi ne sono il simbolo e l'espressione più viva. Tutto ciò appare tanto più vero e attuale quanto più gravi e determinanti sono i momenti che coinvolgono la vita cittadina. Ma purtroppo la vita intorno ad essi rispetto a quella delle loro lontane origini è radicalmente cambiata proprio quando questi monumenti hanno raggiunto un'età critica che ne riduce la capacità di resistenza. L'assedio e l'aggressione esasperata ed incontrollata del modo di vivere dei nostri giorni si fa sentire sempre più in profondità incidendo negativamente addirittura sulla sopravvivenza di queste opere.

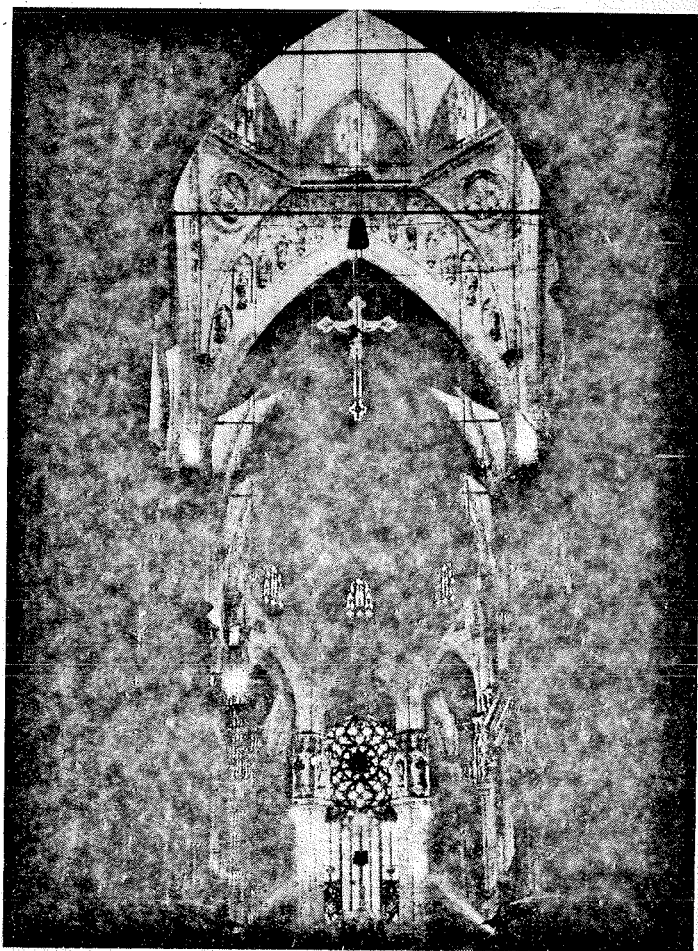
A questa sorte non si è potuto sottrarre neppure il Duomo di Milano che anzi è forse il monumento che più di ogni altro ha sofferto di questa alterazione di un equilibrio secolare nel quale era inserito. Da un lato l'abbassamento rapido della falda freatica e le vibrazioni dovute al traffico sotterraneo e di superficie, e dall'altro l'inquinamento dell'atmosfera hanno inciso profondamente sulla statica delle sue strutture fondamentali e sulla consistenza e la conservazione delle sue parti esterne così ricche di statuaria e di ornati.

L'intervento di consolidamento statico delle grandi strutture appartenenti a questi antichi monumenti presenta sempre notevoli difficoltà per una serie di fattori connessi non soltanto alla vetustà, alla complessità e alla imponenza di queste costruzioni, ma anche per alcuni aspetti operativi di non trascurabile importanza aggravati dalla scarsa conoscenza della loro complessa composizione strutturale. Essi sono l'espressione di mirabili intuizioni e meravigliose esperienze che, salvo rari casi, si sono perse nel tempo senza lasciare di sé precise documentazioni se non la loro stessa testimonianza. Inoltre queste costruzioni sono pervenute ai nostri giorni in condizioni di ridotta efficienza statica e conservativa non solo per vetustà, ma soprattutto per scarso impegno e scrupolo conservativo e per le gravi manomissioni operate nell'ambiente

e nel tessuto urbano in cui sono inseriti da uno sviluppo industriale e sociale incontrollato.

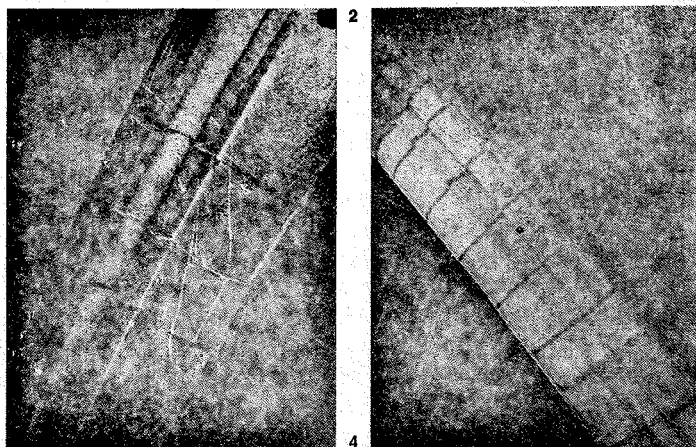
Venendo quindi a mancare molto spesso i fondamentali presupposti conoscitivi della intima composizione di questi monumenti, si rende indispensabile procedere ad una attenta e non facile ricognizione diretta per riscoprire le caratteristiche essenziali delle strutture, le eventuali anomalie e le cause più o meno occulte del loro degrado statico attraverso un processo di ricostruzione ideale che deve risultare sensibile e aderente anche all'influenza esercitata sul materiale dai mezzi operativi dell'epoca e all'indagine

1 - Veduta d'insieme dell'interno del Duomo. Le volte del tiburio e dell'abside (Febbraio 1967).

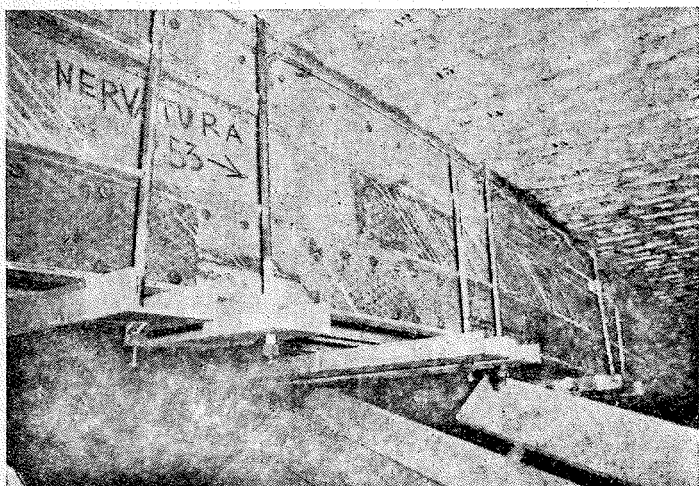


mento, di cattiva esecuzione delle strutture portanti o per consunzione o spostamento degli elementi cuneiformi in legno o ferro usati originariamente per bloccare i conci al vertice del sistema, è rappresentato dallo slittamento di parti di nervature composte da modanature in mattoni o marmo, come nel caso del Duomo di Milano, spostamento in basso che trascina anche, lesionandole vistosamente, le adiacenti volte nella ricerca di un nuovo equilibrio statico. In genere questo slittamento si riscontra in corrispondenza della serraglia dove convergono le quattro nervature e dove spesso il fenomeno, limitato ad una di esse, assume proporzioni più vistose. In uno dei due casi trattati l'abbassamento di una delle nervature raggiungeva quasi i 10 cm.

Anche per questo tipo di intervento, per le ragioni ambientali e strutturali sopra esposte, si è dovuto ricorrere ad una apparecchiatura che consentisse di riportare in sesto le nervature marmoree delle volte con le necessarie garanzie di sicurezza e senza l'ingombro con elementi provvisori di sostegno del sottostante pavimento della

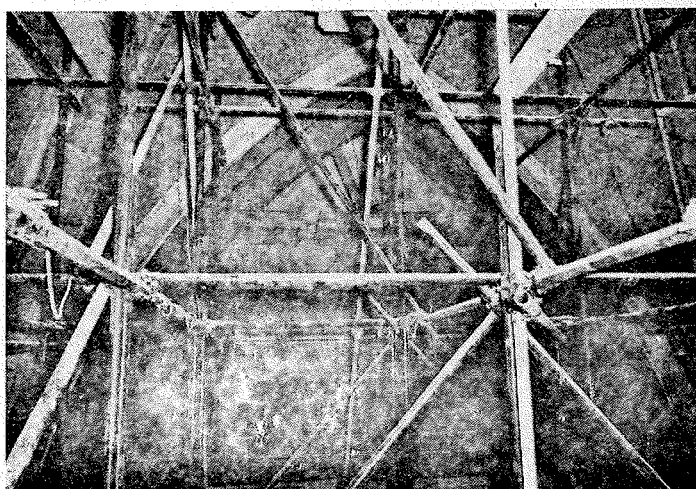


Restauro delle nervature marmoree con la sostituzione dei conci lesionati mediante l'impiego di centine metalliche. 2 - Nervatura della volta 117 dell'abside: particolare delle lesioni; 4 - Transetto Nord: nervatura sul pilone 53. Il lavoro per il restauro e la sostituzione dei conci lesionati della nervatura è ultimato. Vista dei conci sostituiti dopo lo smontaggio della centina n. 3 (2 Marzo 1968).



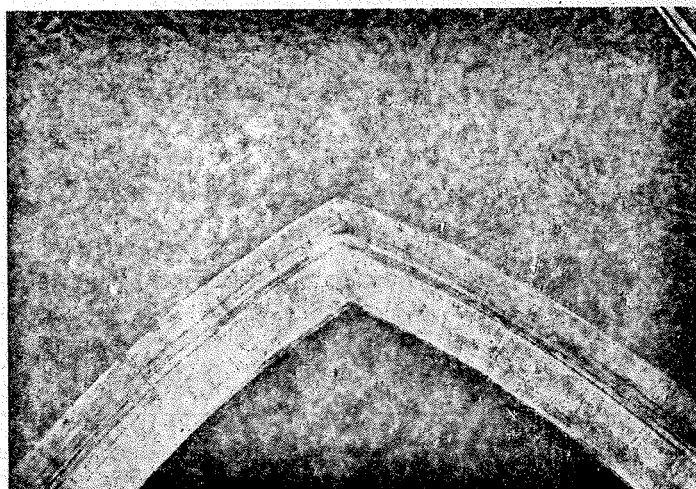
3 - Transetto Nord - Volta 220 (16 Dicembre 1967). Restauro delle nervature marmoree con la sostituzione dei conci lesionati mediante l'impiego di centine metalliche. Nervatura marmorea verso il pilone P 53. Particolare della centina metallica in opera per la sostituzione dei conci lesionati - lato Sud.

6 - Volta C7-C8 (17 Maggio 1966). Restauro degli archi principali con la sostituzione dei conci lesionati. Particolare della centina metallica, del calcestruzzo e dei conci lesionati in fase di assestamento. Preparazione per l'inserimento del terzo tassello - vista dell'abside.



5 - Volta C7-C8 (Maggio 1966). Restauro degli archi principali con la sostituzione dei conci lesionati. Centina collaborante per attrito, messa in opera per la sostituzione dei conci lesionati: vista d'insieme della struttura.

7 - Volta C7-C8 (27 Maggio 1966). Restauro archi principali con la sostituzione dei conci lesionati. I quattro tasselli sostituiti nell'arco principale fra i piloni 43 e 75 a restauro e pattinatura avvenuti.



su tutte le possibili risorse statiche ancora disponibili. In questo processo conoscitivo di verifica, risulta insostituibile l'apporto di prove sperimentali su modelli come è stato nel caso del Duomo di Milano, che si è giovato a tale scopo della grande esperienza dell'ISMES di Bergamo, ed in particolare del suo Direttore Prof. Guido Oberti.

Un altro tra i primi e più gravi ostacoli che si presenta sovente anche con carattere di drammatica urgenza è la puntellazione, la realizzazione cioè di un sostegno possibilmente immediato e ovviamente adeguato di queste grandi strutture che molto spesso risultano profondamente lesionate e quasi al limite della loro resistenza. Ciò a causa delle loro dimensioni, delle loro caratteristiche costruttive ed esecutive, della difficoltà e in alcuni casi della impossibilità di trasferire fuori dalla loro sede naturale e originaria i grandi carichi presenti senza provocare cedimenti e senza creare ulteriori ostacoli ai successivi interventi della fase di consolidamento e di restauro definitivo, per la quale quasi sempre non esiste ancora non solo il progetto ma neppure gli elementi conoscitivi essenziali per impostarlo. Tale difficoltà diventa ancora più impegnativa quando si tende a conciliare, come spesso è necessario, le esigenze inerenti al lavoro di restauro e alla sua sicurezza operativa con quelle relative alla conservazione dell'agibilità del tempio o del monumento in genere anche durante questo delicato periodo.

In tali condizioni, là dove sono ancora presenti residue e sufficienti resistenze e risorse locali nella struttura, si è potuto sperimentare con ottimi risultati particolari sistemi di autopuntellazione consistenti nel chiamare a collaborare le stesse strutture lesionate nelle loro parti adiacenti e ancora capaci e disposte a dare un valido contributo mediante l'inserimento di opportune apparecchiature di collegamento fra di esse. Un esempio di questo tipo si è presentato durante i lavori di restauro previsti per le sole strutture murarie delle volte e relativi intonaci della zona absidale, del transetto e della navata centrale del Duomo di Milano, attuati secondo le indicazioni artistiche della seconda e terza sezione del Consiglio Superiore delle Antichità e Belle Arti presieduta dal Prof. Guglielmo De Angelis d'Ossat. Malgrado l'esecuzione di questi lavori si rese necessario il mantenimento dell'agibilità del tempio anche in queste sue parti direttamente interessate, per cui il ponteggio metallico eseguito per accedere alle volte ad una altezza di 45 metri dal pavimento fu studiato in modo da lasciare libera la massima superficie possibile.

Nel corso dei primi accertamenti diretti furono evidenziate impreviste, gravi lesioni negli archi e nelle nervature marmoree sostenenti le volte, parti che non avevano dato alcun segno di rottura né di distacco, e da terra e dall'estradosso delle stesse non erano apparsi segni particolari e premonitori. Di fronte a questa situazione che non presentava larghi margini di scelta, né di tempo, né di sistema operativo, ho pensato ad una soluzione che, facendo affidamento sulla efficienza e sulla collaborazione delle rimanenti parti sane delle stesse strutture, consentisse il risanamento di quelle lesionate. A tale scopo furono effettuate prove sperimentali presso il Politecnico di Milano e presso l'ISMES di Bergamo per accertare il valore dell'aderenza del calcestruzzo interposto tra una

struttura interna di marmo avente superfici identiche per lavorazione e tipo di patinatura a quelle reali degli archi e delle nervature delle volte e una struttura metallica esterna, evidenziando un valore medio di circa 40 Kg/cm². In base a questo dato fu realizzata una serie di speciali centine metalliche agenti per l'aderenza del calcestruzzo interposto fra queste e il nucleo di marmo. Dette centine impegnando gli archi o le nervature marmoree per un tratto sufficientemente esteso delle loro parti sane ed efficienti, a monte e a valle della zona lesionata, consentirono la sostituzione di quest'ultima mediante l'interposizione di nuovi e successivi elementi così da risanare in modo completo la struttura. Infatti la centina, composta con profilati sagomati e adeguatamente dimensionati, distribuiti sia all'intradosso che all'estradosso della struttura e collegati fra loro con staffature e con lamiera con funzione di cassero, predisposta con settori rimovibili in corrispondenza delle zone lesionate, assicura il necessario temporaneo supporto statico al settore da sottoporre all'intervento risanatore, trasferendo su di sé, dalle parti sane a monte e a valle, le sollecitazioni presenti nella struttura.

Il delicato procedimento operativo di ristrutturazione avviene prima con il distacco dei settori mobili della lamiera solidale con la centina metallica e con il successivo taglio, mediante carotatrice, sia del calcestruzzo interposto che delle parti lesionate in marmo che vengono quindi rimosse. L'introduzione dei nuovi conci opportunamente lavorati con alta precisione, spinati e bloccati in opera con un lieve strato di malta di cemento espansivo, completa l'operazione così sintetizzata. Essa può essere facilmente estesa con le stesse modalità esecutive a quasi tutto lo sviluppo dell'arco o della nervatura.

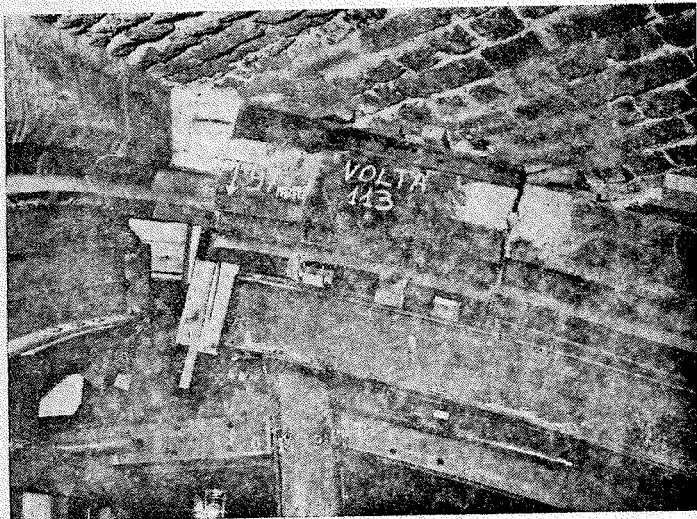
Un altro tipo di centina metallica, è stata studiata e impiegata per consentire, con la necessaria sicurezza operativa, l'intervento di restauro di archi principali gravemente lesionati in alcune loro parti a causa di fenomeni di assestamento verificatisi nei sottostanti piloni. Essa è stata utilizzata per l'intervento sui due archi principali del transetto e dell'abside, dove il notevole ricoprimento di muratura all'estradosso e il mutuo contrasto degli archi adiacenti rendono del tutto superflua un'armatura di irrigidimento e di rinforzo all'estradosso, come invece era necessario per la centina precedentemente descritta ed il tipo di intervento con essa realizzata.

In questo caso pertanto l'armatura, costituita da profilati sagomati secondo la curvatura, risulta distribuita in aderenza all'arco ed è opportunamente contrastata da elementi radiali con la funzione di irrigidire e rinforzare l'arco stesso all'intradosso ripartendo uniformemente le sollecitazioni lungo il suo sviluppo con l'interposizione di uno strato di malta cementizia tra i profilati metallici ed il marmo e richiamando in tal modo la collaborazione di tutta la struttura durante l'intervento sostitutivo come se essa fosse perfettamente integra. Come si vede si tratta di uno stesso metodo concettuale adattato caso per caso al tipo di struttura e alle caratteristiche dell'intervento da eseguire.

Un'altra casistica che si presenta piuttosto frequentemente nelle volte a vela a causa di fenomeni di assesta-

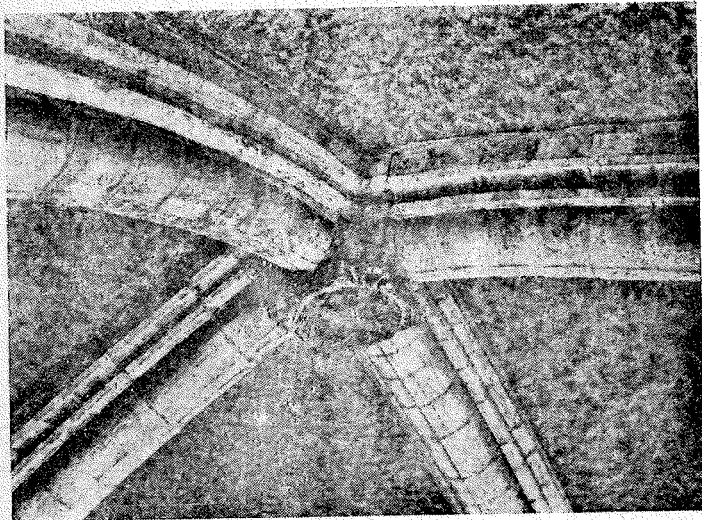
chiesa. Si è costruita fuori opera una centina metallica ordita come le nervature e quindi si è appoggiata ai quattro capitelli dei corrispondenti piloni sostenenti la volta interessata dall'intervento. L'apparecchiatura è stata posizionata e forzata in modo da aderire fortemente all'intradosso delle nervature stesse ed è stata opportunamente irrigidita mediante collegamenti spaziali. In corrispondenza dell'elemento di nervatura slittato questa centina dispone di una parte mobile spostabile mediante la rotazione di tre vitoni che agendo sulla parte fissa sollevano l'altra insieme alla nervatura stessa fino a riportarla in sesto. La forza applicata e necessaria per il sollevamento corrispondente al peso proprio degli elementi slittati e aggravata dagli attriti delle parti in movimento, viene ripartita e assorbita dalle altre tre nervature della volta e dai capitelli su cui è impegnata la centina. L'operazione di sollevamento vera e propria dura dai 15 ai 20 minuti compresa la sigillatura ed il bloccaggio dei giunti dei conci con

8



Sollevamento delle nervature marmoree delle volte a vela con l'impiego di una speciale centina metallica. 8 - Volta C113 - Abside (Marzo 1966). Particolare della speciale centina metallica impiegata per il riposizionamento in sesto della nervatura marmorea all'inizio dell'operazione di sollevamento e di rimessa in sesto; 9 - Volta C113 - Abside (Maggio 1966). Particolare della nervatura marmorea riportata in sesto con il suo sollevamento di 72 mm su i 97 mm iniziali ad opere di restauro concluse.

9



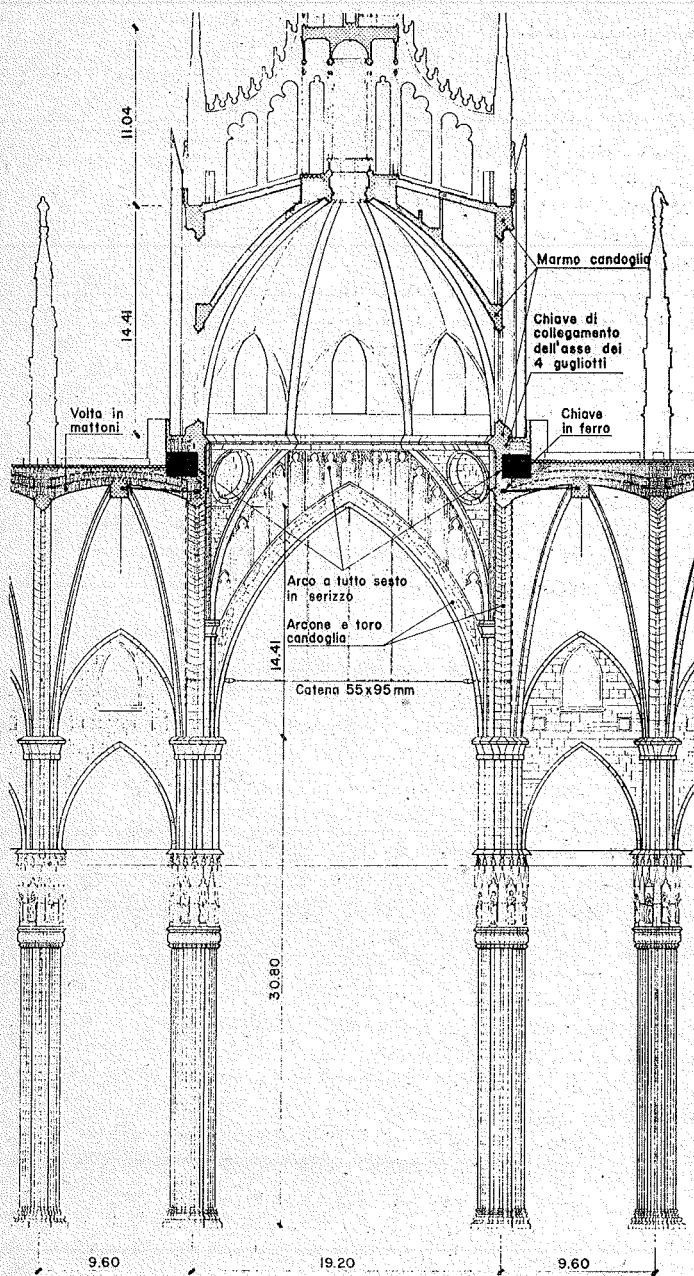
l'impiego di malta di cemento e piastre di acciaio inossidabile. Essa è preceduta dalla preventiva pulitura dei giunti stessi e delle originarie superfici di contatto fra la nervatura marmorea e la muratura della volta in modo da agevolare il ritorno delle parti slittate nella loro sede originaria o comunque ad essa più vicina. Questo tipo di intervento è stato ripetuto su tre nervature marmoree di altrettante campate nella zona absidale del Duomo mediante l'impiego della stessa apparecchiatura metallica.

Queste esperienze imposte dalla necessità di risolvere con rapidità i problemi connessi al restauro delle volte, sono risultate preziose allorché si è proposto in termini allarmanti il pericolo costituito dal progressivo e grave lesionamento dei piloni del Duomo ed in particolare di quelli sostenenti il tiburio. Per affrontare questo problema si è infatti resa necessaria la ricerca di un sistema rapido ed efficiente per garantire l'immediata sicurezza statica del complesso senza per altro che ciò costituisse alcun pregiudizio od ostacolo per il successivo intervento operativo necessario per il consolidamento statico definitivo.

Ritengo opportuno a questo punto richiamare brevemente alcuni cenni storici del Duomo perché è proprio nelle sue lontane origini e nelle sue alterne ed estenuanti vicende costruttive che si ritrovano le premesse dell'attuale situazione statica anche se la maggior parte delle sue cause sono da attribuirsi a fatti relativamente recenti, come sarà precisato più avanti.

L'inizio della costruzione del Duomo, pur non essendo assolutamente certo, può indicarsi con notevole attendibilità nell'anno 1386 e quello dei quattro piloni sostenenti il futuro tiburio negli anni immediatamente successivi. Si ha infatti notizia che nel 1390 Matteo da Campione, architetto del coevo Duomo di Monza, interpellato quale consulente e proposto per analogo incarico per il Duomo di Milano, fece aumentare di 3/4 di braccio il diametro dei piloni del tiburio e in proporzione le dimensioni delle corrispondenti fondazioni, che erano state impostate uguali alle altre dei piloni adiacenti pur essendo destinate a sopportare carichi assai vicini al doppio.

Il provvedimento risultò provvidenziale per le sorti statiche del monumento anche se le future e le allora non note sollecitazioni dovute alle strutture che sarebbero seguite nei secoli, l'impiego di materiale eterogeneo e una esecuzione non perfettamente regolare degli elementi costituenti i piloni, avrebbero richiesto una maggiorazione più rilevante dal momento che attualmente la sollecitazione sul terreno trasmessa dai plinti per un carico ritenuto assiale e che sicuramente non è tale, è di 7,5 Kg/cm². Infatti solo nell'anno 1500 venne conclusa la grande cupola del tiburio e iniziata la costruzione del primo gugliotto sopra il pilone di Nord-Est che, ultimato nel 1519, rimase isolato e solitario fino al 1800. In conseguenza di ciò e come risulta da documenti ritrovati in Archivio, si determinarono lesioni nei piloni e la rottura delle quattro catene principali di cui due, spezzatesi all'interno dei piloni, rimasero in opera fino al 1970, mentre le altre due, disposte lungo l'asse longitudinale, cioè in direzione Est-Ovest, rottesi probabilmente lungo il loro sviluppo esterno ai piloni, non furono più sostituite.



10 - Sezione trasversale del tiburio.

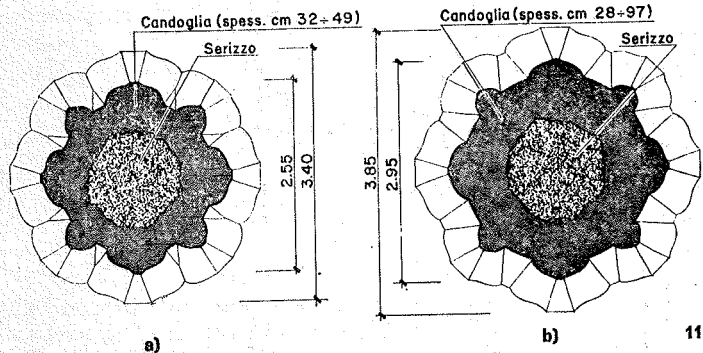
Oggi si constata uno strapiombo di circa 10 cm misurato dalla base del capitello dei quattro piloni del tiburio alla quota pavimento, orientato nella direzione della diagonale del quadrato di pianta e rivolto secondo la risultante delle spinte dovute ai grandi archi a tutto sesto sostenenti la cupola. Nel 1774 fu eretta la grande guglia e dal 1843 al 1890 furono costruiti i rimanenti tre gugliotti (gugliotto Pestagalli, Sud-Ovest - gugliotto Vandoni, Nord-Ovest - gugliotto Cesa Bianchi, Sud-Est) del peso medio di poco più di 100 tonnellate. Alla costruzione di questi gugliotti seguì la comparsa di notevoli lesioni nei sottostanti piloni del tiburio e in quelli adia-

centi creando una notevole preoccupazione per la statica del monumento così da provocarne la chiusura per ragioni di sicurezza nel 1882 per un periodo di tre mesi. Furono allora iniziati i lavori di restauro a numerosi piloni che suscitavano alcune giustificate perplessità per il metodo seguito, per cui si rese necessaria nel 1890 la nomina di una commissione ministeriale la cui relazione conclusiva ci appare oggi, in alcuni punti, assai lacunosa e imperfetta. Le indagini che furono svolte in tale occasione non riuscirono a cogliere il rapporto di causa ed effetto tra l'incremento di carico verificatosi su tre di questi quattro piloni con la costruzione avvenuta negli anni precedenti dei citati gugliotti adornanti le loro sommità e le gravi lesioni comparse nei conci di marmo lungo tutto il loro sviluppo verticale, dalla base fino all'altezza dei capitelli, segno indubbio di un grave stato di coazione.

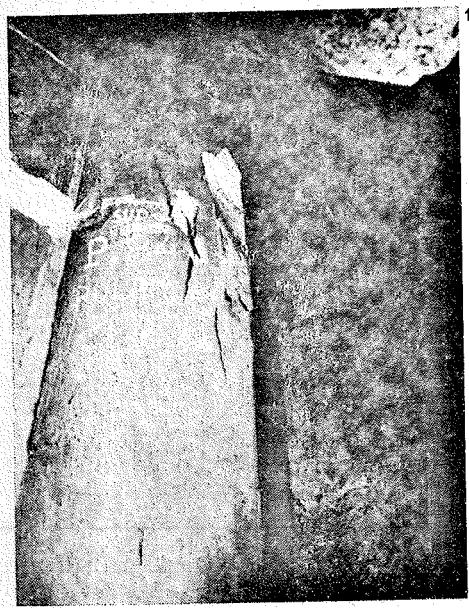
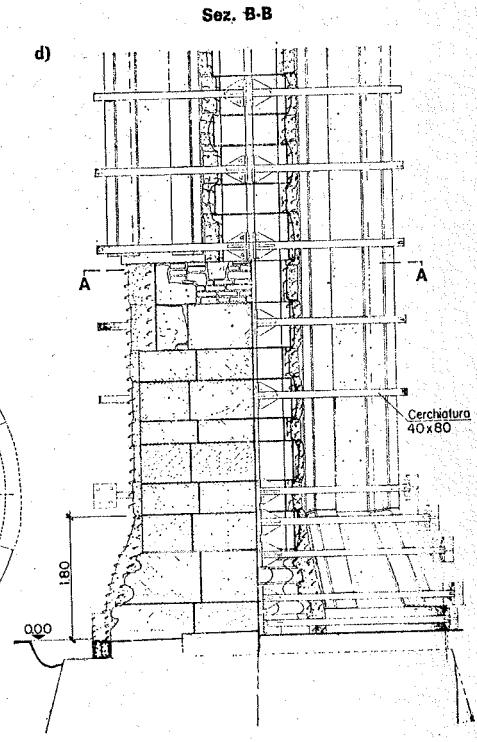
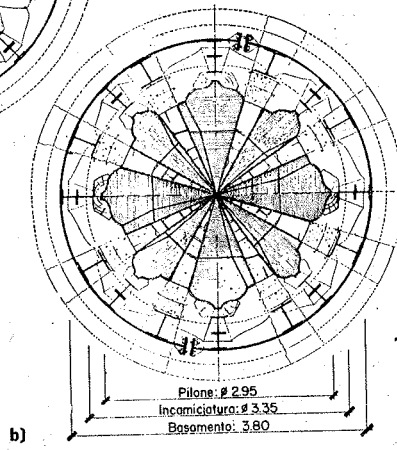
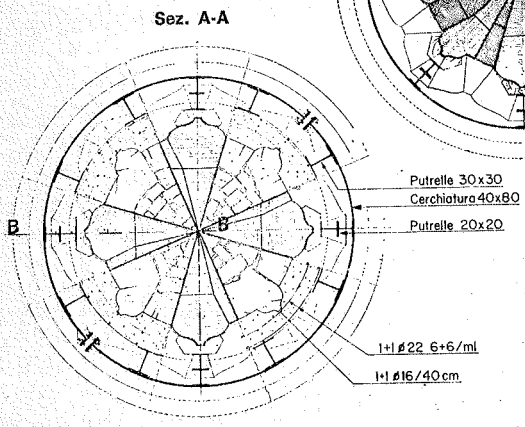
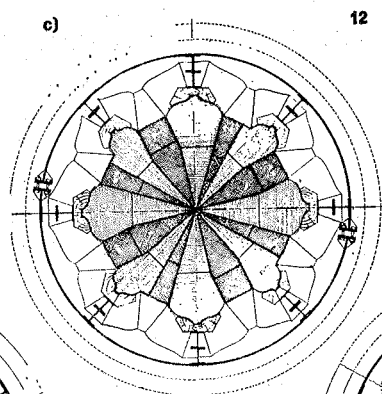
Una verifica allora eseguita dei carichi e delle sezioni di detti piloni, partendo dal presupposto, risultato poi non corrispondente allo stato di fatto della loro omogenea composizione, della regolare esecuzione delle varie parti e della assialità dei carichi, portò a conclusioni ottimistiche per cui i provvedimenti che furono presi si indirizzarono solo al ripristino dell'aspetto estetico dei piloni mediante l'applicazione di un semplice rimpello dei conci lesionati che finì con l'aggravare, anziché col migliorare, la già precaria situazione statica. Essa per altro si andò col tempo stabilizzando, facendo così ritenere ormai definitivamente superati i fenomeni lamentati che in realtà si erano soltanto attenuati più per la mutua collaborazione e per il naturale contributo delle strutture con le loro residue risorse, che per gli interventi adottati.

Il nuovo precario equilibrio si mantenne per circa 30 anni fino a quando cioè apparvero nuove, evidenti lesioni ai piloni e distacchi di intonaci alle volte, per cui fu nominata, nel 1924, una nuova commissione che per altro non adottò nessun provvedimento per il restauro dei piloni e non elaborò nessuna conclusione positiva forse perché, ancora una volta, nelle lungaggini delle decisioni i fenomeni si andarono attenuando spontaneamente.

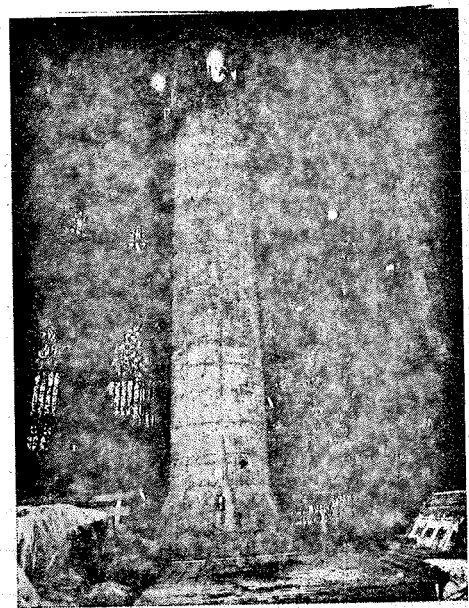
Queste in breve le vicende statiche remote del Duomo di Milano. I fatti invece cui mi riferisco con queste note ebbero inizio nel 1961 quando furono individuate alcune piccole nuove lesioni nei piloni del tiburio, nel transetto e nella navata centrale. Nel 1962 fu iniziata nell'ambito del Duomo una campagna di livellazioni di alta precisione e di controlli sistematici delle strutture più significative e impegnate e si diede corso ad interventi diretti di restauro statico che misero in luce da un lato assestamenti in atto e dall'altro una più precisa conoscenza della composizione e delle modalità costruttive dei piloni così da poter giustificare in modo attendibile la comparsa di lesioni nei conci dei piloni stessi, lesioni che si andavano via via infittendo ed aggravando soprattutto in quelli del tiburio ed in quelli ad essi adiacenti. La situazione divenne sempre più critica col passare del tempo cosicché nel 1969 la speciale Commissione Prefettizia per la statica del Duomo, dopo una serie approfondita di misure, calcoli e prove sperimentali eseguite su modelli presso l'ISMES di Bergamo, si convinse dello stato di estrema precarietà



11 - Pianta tipo dei piloni del tiburio e delle navate. a) Pilone tipo delle navate; b) Pilone tipo del tiburio; 12 - Prospetto per il restauro statico del quattro piloni del tiburio con l'esclusivo impiego di marmo di Candoglia. a) Prima fase; b) Seconda fase; c) Terza fase; d) Prospetto e sezione.



13 - Piloni (15 Gennaio 1969). Pilone 84 del tiburio. Lato Sud-Est all'altezza di circa 6 m dal pavimento del Duomo. Particolare di una grave lesione evidenziata con la rimozione del cappello del pulpito; 14 - Piloni (Aprile 1969). Il pilone 75 con la incamiciatura in cemento armato ultimata.

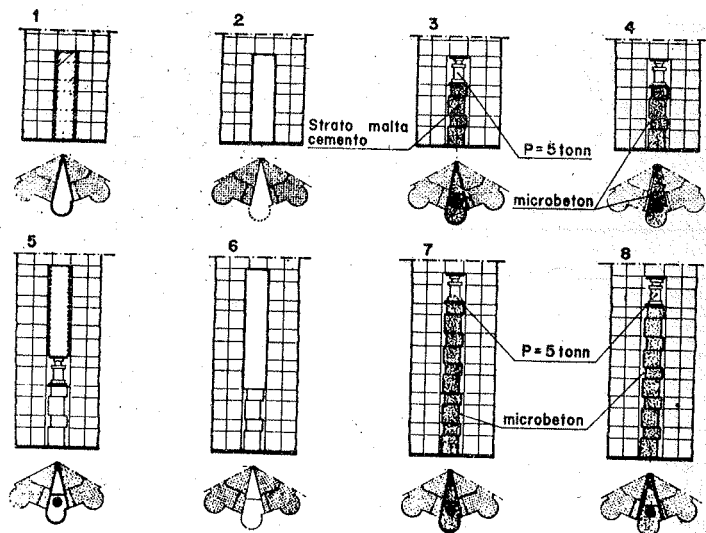


statica generale, tale da far temere a breve termine il collasso dei piloni e quindi delle sovrastanti strutture.

Tale situazione, aggravata dalla constatazione della rottura delle catene originarie ancora in situ sui lati Nord-Sud, faceva emergere in tutta la sua primaria e fondamentale importanza la risoluzione dell'arduo problema di una puntellazione di sicurezza per poter dare l'immediato contributo statico alle strutture gravemente compromesse e creare nello stesso tempo i presupposti per il loro restauro definitivo. I provvedimenti tradizionali e altri consistenti in strutture speciali isolate, metalliche, tubolari e anche in cemento armato e precompresso, si sono dimostrati inadeguati o irrealizzabili a causa delle caratteristiche architettoniche del monumento dove gli elementi portanti principali, in particolare i grandi archi a tutto sesto sostenenti la cupola e la grande guglia, sono impostati all'estradosso di quelli gotici sottostanti e quindi non sono raggiungibili da una puntellazione diretta, condizione aggravata anche dal loro disassamento di ben 90 cm verso l'esterno rispetto all'asse dei piloni su cui detti archi sono impostati. La soluzione si è trovata, una volta messe in opera nuove catene colleganti i piloni del tiburio e quelli a loro immediatamente adiacenti, concentrando i provvedimenti di rinforzo sui piloni esistenti, estendendo ad essi il sistema già descritto e adottato per il restauro degli archi e delle nervature marmoree, cioè facendo collaborare le stesse strutture lesionate o da restaurare con un sistema metallico di sostegno composto da elementi verticali e circolari opportunamente dimensionati e collocati in opera con un interposto strato di malta cementizia a contatto forzato con la struttura marmorea da sostenere. Il contributo di questo sistema rapido e piuttosto semplice, verificato sperimentalmente, ha dato risultati da tre a quattro volte maggiori della sollecitazione normale del pilone stesso consentendo così ad un tempo l'eliminazione del pericolo di collasso, di cedimenti anche localizzati e l'esecuzione di tutte le opere di restauro consistenti nella sostituzione immediatamente collaborante delle parti lesionate, e ciò per l'estrema mobilità e facilità dell'impiego delle cerchiature di rinforzo.

Tali strutture cerchianti metalliche sono state adottate per tutti i piloni del transetto, dell'abside e di parte della navata centrale, per i quali il loro restauro statico è già stato concluso. Nel caso particolare dei quattro piloni del tiburio, data la loro importanza nello schema generale del monumento e la gravità delle loro condizioni prossime al collasso, si provvide per ragioni di immediata e maggiore sicurezza nella primavera del 1969 alla costruzione di una incamiciatura in cemento armato estesa dalla base fino all'inizio dei capitelli, cioè per una altezza complessiva di poco più di 18 metri.

Le approfondite indagini svolte per ricercare le cause che hanno determinato un così grave lesionamento dei piloni hanno indicato tra quelle principali, oltre al naturale processo di invecchiamento dei materiali e di affaticamento delle strutture, gli spostamenti differenziali dovuti al rapido abbassamento della falda freatica ed in minore misura le vibrazioni dovute al traffico e ad altri fattori di perturbazione dinamica.



15 - Prove eseguite presso l'ISMES di Bergamo su modello per la sostituzione totale dei conci in marmo di Candoglia. 1) Taglio mediante sonda carotatrice (\varnothing 30 mm); 2) Asportazione materiale; 3) Posa nuovi conci Candoglia; 4) Getto laterale con microbeton; 5) Taglio successivo (come fase 1); 6) Asportazione (come fase 2); 7) Posa conci (come fase 3); 8) Riempimento (come fase 4).

Gli abbassamenti differenziali misurati in questi ultimi anni nei piloni hanno infatti determinato trasmigrazioni di carico dall'uno all'altro aggravando così una situazione già precaria per l'eterogeneità dei materiali impiegati nella costruzione, aventi notevolissime differenze di modulo elastico, e per le modalità esecutive, certamente esemplari per l'epoca, ma indubbiamente carenti per le esigenze di così delicate, impegnate e complesse strutture. Basterà precisare che tra il marmo di Candoglia della corona esterna dei piloni, dello spessore medio di circa 50 cm, e il granito ed il serizzo dei blocchi interni di cui è composto il nucleo centrale, vi è una differenza media di modulo elastico di oltre cinque volte a favore del Candoglia, senza contare l'ulteriore aggravio in tal senso dovuto alla presenza, sempre nell'interno dei piloni, di mattoni e calce disposti un poco alla rinfusa per compensare le irregolarità dei piani sia verticali che orizzontali dei blocchi. E' evidente, e le numerose prove sperimentali effettuate in proposito lo hanno chiaramente dimostrato, che bastano in queste condizioni modesti incrementi di sollecitazione per determinare conseguenze gravi fino al collasso della struttura.

I provvedimenti presi in collaborazione con le Autorità competenti per ridurre gli emungimenti e quindi arrestare l'abbassamento della falda freatica e per diminuire gli effetti vibrazionali dovuti al traffico, cominciano, a distanza di qualche anno, a dare risultati positivi confermando pienamente l'esattezza della individuazione delle cause che hanno determinato le gravi lesioni nelle strutture.

Il progetto esecutivo per il restauro statico definitivo dei quattro piloni del tiburio, approvato dalla speciale Commissione Prefettura e dalle competenti Autorità dopo lunghi anni di ricerche, studi ed esperienze, rappresenta l'estensione integrale di intervento di restauro parziali già

eseguiti e collaudati su ben 16 piloni secondari del Duomo, e risponde alle condizioni poste dalle vigenti disposizioni e ai prevalenti orientamenti artistici e culturali in materia di restauro conservativo. Infatti, pur essendo prioritarie le ragioni e le esigenze di carattere statico, è necessario che le caratteristiche dell'intervento si uniformino ai non meno importanti valori storici e artistici del monumento.

Questo progetto prevede la sostituzione integrale per fasi successive, a partire dalla base cioè dall'estradosso del plinto di fondazione fino al capitello, cioè per un'altezza di circa 20 metri, di tutto il materiale eterogeneo di cui sono composti i piloni con nuovi blocchi opportunamente sagomati e composti esclusivamente di marmo di Candoglia. La realizzazione in sede sperimentale su modello di detto progetto ha denunciato a rottura una resistenza maggiore di oltre nove volte il carico normale con cedimenti praticamente non significativi durante tutta l'operazione di ristrutturazione.

Questa sostituzione totale a cominciare dal basso verso l'alto avviene operando in modo contemporaneo e simmetrico sui quattro piloni mediante tre fasi, ciascuna sviluppantesi in quattro parti successive, attuate a strati come risulta chiaramente dai disegni schematici. Previa messa in opera di una cerchiatura metallica posizionata dalla base dei piloni fino all'altezza dei capitelli, composta di profilati verticali e cerchiature orizzontali, si procede al taglio dell'incamiciatura in cemento armato in modo da realizzare un'apertura larga circa 1,20 metri per una altezza di 2 metri circa. Attraverso questa apertura e mediante l'impiego di speciali attrezzature ed impianti si rimuove tutto il materiale di questo prisma di base triangolare avente il vertice sull'asse del pilone risultante composto da conci in marmo di Candoglia nella sua corona esterna e di materiale eterogeneo già descritto presente nell'interno del pilone e ciò fino al suo asse verticale. Nella cavità così realizzata si introducono due o tre corsi composti da conci nuovi di marmo di Candoglia perfettamente lavorati con precisione millimetrica e aventi una altezza media di circa 40 cm ciascuno, corsi costituiti ciascuno da quattro elementi sovrapposti alternativamente, sfalsati in senso radiale e circolare e posati su uno strato di malta di cemento avente spessore costante e controllato di 2 mm. La stessa malta cementizia con il medesimo spessore è presente anche nelle facce verticali dei nuovi elementi di cui è composto ciascuno strato che, come precisato, risulta posato con un gioco sfalsato di incastri sia radiali che laterali secondo tagli precostituiti nei conci dei quattro strati successivi sovrapposti e periodici.

Posati i due o tre nuovi strati di elementi di marmo di Candoglia si applica su di essi, mediante l'introduzione di martinetti idraulici nella cavità in lavorazione, un carico costante opportunamente ripartito e corrispondente al carico normale di lavoro, avendo in precedenza gettato della malta cementizia nelle fiancate laterali comprese fra i nuovi conci di marmo e quelli laterali originali del pilone allo scopo di solidarizzarli fra di loro bloccando così, a presa avvenuta, le deformazioni verticali ottenute con l'azione di compressione esercitata dai martinetti idraulici. In tal modo il cedimento elastico che si determina con questa

precompressione sui nuovi elementi di marmo rimane quasi totalmente bloccato anche dopo la rimozione successiva dei martinetti.

Prove sperimentali hanno messo in luce che il procedimento esecutivo anzidetto rende pressoché irrilevante il cedimento complessivo della nuova struttura a restauro avvenuto.

Conclusa la stagionatura della malta cementizia che, oltre alla funzione di cui sopra, ha quella importantissima di una regolare uniforme ripartizione di carichi, si procede ad un nuovo taglio del pilone, superiore e identico al precedente, con la ripetizione delle stesse operazioni già descritte. Giunti alla sommità del pilone, dove è prevista l'interruzione del restauro sostitutivo per l'esaurimento delle parti originarie lesionate, il bloccaggio finale della fase, cioè del prisma composto dai nuovi elementi di marmo, è ottenuto mediante l'impiego di una coppia di conci, sempre in marmo di Candoglia, aventi i piani a contatto lavorati a cuneo e serrati in opera con un apparecchio per il loro spostamento orizzontale di forzatura e bloccaggio.

La costruzione del nuovo settore, a mano a mano che procede, viene contrastato con le stesse cerchiature metalliche del sistema generale di sicurezza mediante l'interposizione di profilati verticali serrati a contatto del marmo con legno forte e malta di cemento oppure con calcestruzzo gettato in aderenza. Costruiti così gli otto elementi verticali di cui è composta la prima e la seconda fase, si procede in modo identico all'esecuzione degli otto elementi della terza fase, con la quale viene a completarsi la totale sostituzione del materiale originario del pilone, oggetto di questo particolare intervento di restauro. È opportuno precisare che, allo scopo di ottenere la perfetta saldatura mediante incastri alternati sia radiali che circolari con gli elementi delle precedenti due fasi, questa terza fase comporta la sostituzione, oltre della rimanente parte residua originaria del pilone, anche di parte degli elementi nuovi appartenenti sia alla prima che alla seconda fase.

Questo progetto è stato verificato sperimentalmente su modello in scala 1 : 4,7 presso l'ISMES di Bergamo ed è stato oggetto di numerose verifiche e controlli che hanno avuto esito positivo.

Mi limiterò a precisare che la prova a rottura del modello così ristrutturato, il cui carico normale è di 150 tonni pari a 3.300 tonni al vero, ha dato risultato di 1.420 tonni che è oltre 9 volte il suddetto carico normale.

È opportuno precisare che le caratteristiche operative del progetto e le numerose strumentazioni e metodi di misura previsti per la sua attuazione, consentono in ogni momento e in ogni fase esecutiva, non solo un controllo continuo e immediato, ma soprattutto interventi di sicurezza tali da bloccare qualsiasi eventuale reazione pericolosa per la statica del monumento.

Il programma dei lavori prevede un periodo lavorativo di circa 5 anni. Se saranno assicurati i necessari e tempestivi finanziamenti, l'intervento potrà così concludersi sicuramente prima del 6° Centenario del Duomo, che cade nel 1986.

Applicazione dei modelli fisici per lo studio del comportamento statico del Duomo di Milano

Intervento del Prof. Dr. Ing. Guido Oberti

1. — Il rilevante contributo che la Scienza e la Tecnica possono offrire al progresso e all'economia delle grandi costruzioni è subordinato al potenziamento delle ricerche, teoriche e sperimentali, sia sui materiali sia sulle strutture. Soltanto così può razionalmente conseguirsi la scelta della soluzione « ottimale », della migliore cioè tra le varie che sempre si presentano al progettista.

Le ricerche sui « prototipi », che i mezzi sperimentali attuali consentono di estendere ben oltre le normali operazioni di collaudo, possono fornire « a posteriori » risultati preziosi e talora insostituibili ma risultano — di norma — alquanto onerose ed essendo inoltre complesse, specie nell'analisi dei risultati, rimangono in genere limitate a quelle sole grandi strutture che presentano, come il Duomo di Milano, gravi problemi di sicurezza.

Le ricerche sui modelli, e in particolare su quelli fisici, risultano invece sempre utili sia nella fase di progetto, sia per il controllo del comportamento, statico o dinamico, di una struttura già eseguita da tempo; sia infine per l'eventuale raffronto con i risultati ottenuti dai calcoli, specie utilizzando « modelli matematici ».

L'impiego della modellazione è notoriamente importante nella fase di *progetto delle grandi costruzioni*, particolarmente se queste sono strutturalmente complesse ed altamente iperstatiche. Il modello riesce allora di prezioso ausilio al progettista favorendone le corrette intuizioni statiche, suggerendo economici affinamenti, controllando i risultati dei calcoli e, infine, fornendogli elementi per la valutazione della sicurezza globale dell'opera.

Ma i modelli sono di grande aiuto anche quando sia da *verificare* il comportamento (statico o dinamico) di *opere già eseguite da tempo*. Ciò è particolarmente utile per il controllo di grandi strutture sottoposte a condizioni impreviste in sede di progetto.

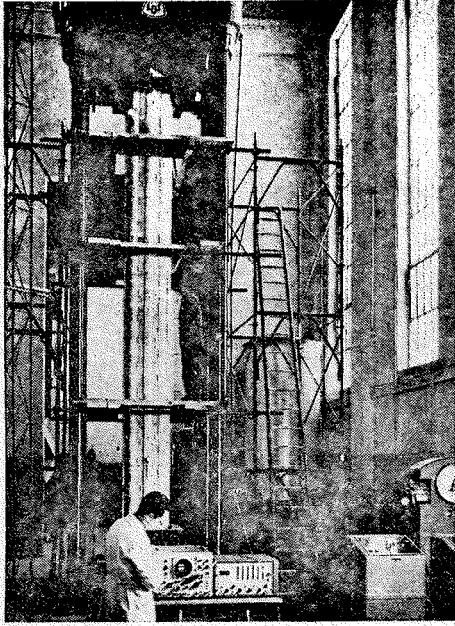
Giova qui tener presente che il calcolo affronta di norma la struttura come se fosse un organismo perfetto immune da tare. L'ingegnere, a differenza del medico, si limita alla « fisiologia » e ben di rado ha cognizione della « patologia » e della « terapia » strutturale. In realtà una costruzione si comporta come un essere vivente: alla na-

scita è delicata e suscettibile di traumi vari, conseguenti ad assestamenti dei vincoli, delle fondazioni, dei materiali; successivamente si irrobustisce e si allena sotto l'azione dei carichi impressi, assume un aspetto definito e maturo che la rende atta a sostenere anche azioni impreviste dal progettista. Infine con l'andar degli anni (e talora dei secoli) a poco a poco invecchia, i materiali si corrompono, e certi vincoli cedono. Richiede allora rinforzi e o medicamenti vari per continuare a resistere alle vicende dei tempi nuovi.

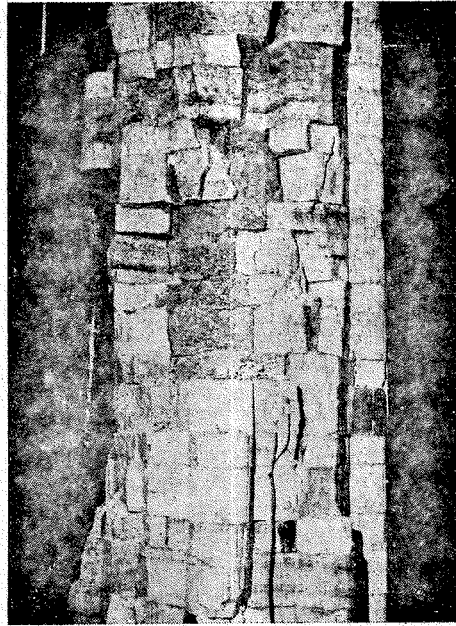
2. — Al riguardo presso l'I.S.M.E.S. di Bergamo, in stretta collaborazione con l'egregio Ing. C. Ferrari da Passano e l'alta consulenza della Commissione Prefettizia per la statica del Duomo, diretta dal Prof. P. Locatelli, interessanti prove, spinte sino al collasso, furono condotte su vari modelli in grande scala, 1:4 circa (figg. 1 e 2), per verificare il grado di sicurezza (alla compressione) dei principali pilastri sorreggenti il tiburio del Duomo prima e dopo opportune opere di presidio (figg. 3 a 5). I due materiali impiegati nella costruzione originale dei pilastri (marmo di Candoglia e Serizzo), di moduli elastici assai differenti, e la geometria dei singoli conci vennero fedelmente riprodotti nei modelli (fig. 6).

Il regime degli sforzi del tiburio, portante la guglia principale del Duomo, conseguente all'azione del peso proprio delle varie strutture e ai cedimenti relativi delle fondazioni dei pilastri, venne pure esaminato a mezzo di un grande modello elastico in scala 1:15 (figg. 7 e 8) realizzato con materiali vari, atti a simulare diversi moduli delle murature del prototipo, rilevati con prelievi in sito.

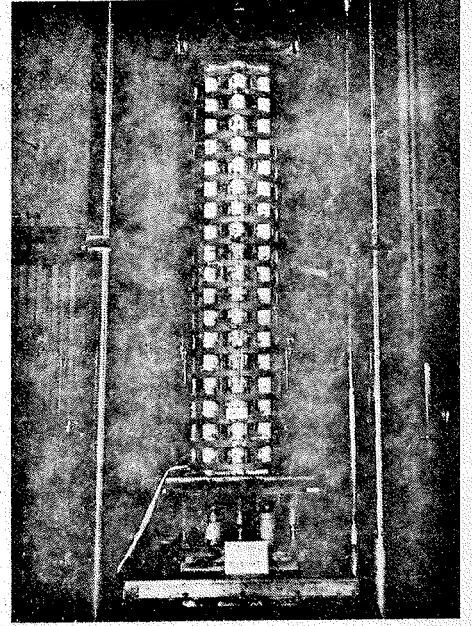
3. — Ho voluto fornire, con la presente sommaria esposizione delle prove condotte sulla statica del Duomo, una idea dell'ausilio che le indagini su modelli fisici, offrono per lo studio del comportamento statico di grandi strutture. Giova porre in rilievo l'importanza dei risultati conseguibili ai fini dell'economia e della sicurezza strutturale, importanza documentata dall'incremento incessante delle ricerche svolte, per conto di Enti italiani ed esteri, nei vari laboratori dell'I.S.M.E.S. che ho l'onore di presiedere.



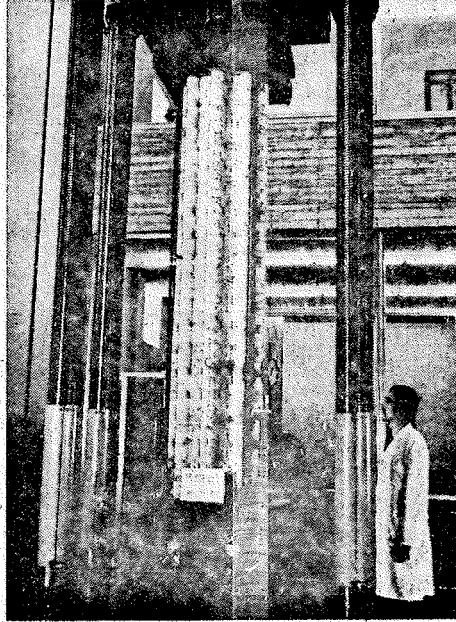
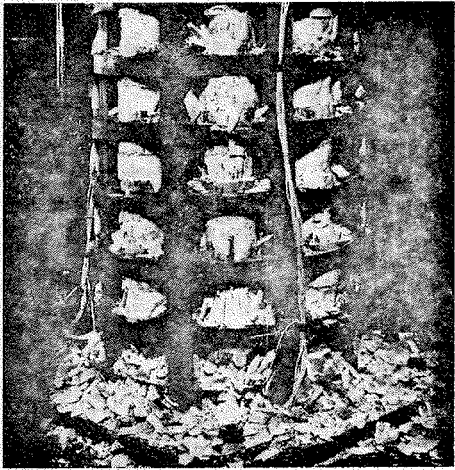
1 4



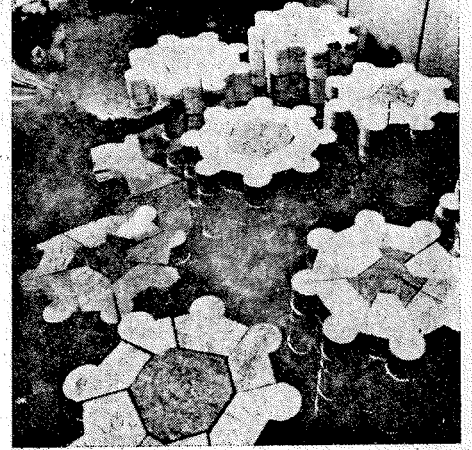
2 5



3 6

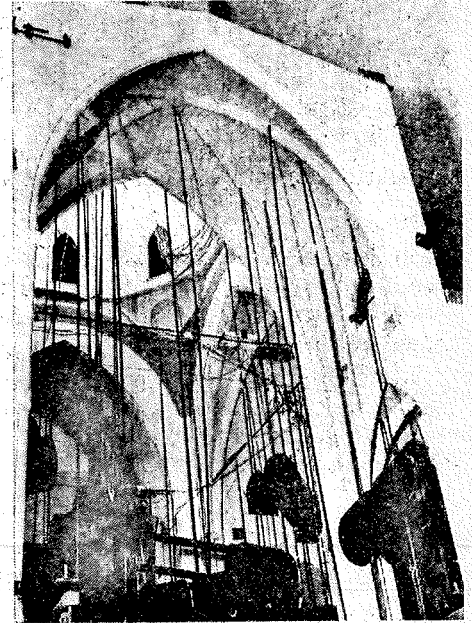


7



8

Prove eseguite presso l'ISMES di Bergamo per verificare il grado di sicurezza dei principali pilastri sorreggenti il tiburio del Duomo di Milano. 1 - Modello ($\lambda = 4,7$) dei piloni del tiburio sotto la pressa da 2.000 tonni per le prove di compressione assiale fino a rottura; 2 - Prove a rottura di un modello dopo l'effettuazione delle opere di risanamento parziale: modello dopo le prove ad oltranza; 3 - Verifica dell'efficacia delle strutture di rinforzo in acciaio applicate sui modelli dei piloni. Prove di carico sino al collasso; 4 - Verifica dell'efficacia delle strutture di rinforzo in acciaio applicate sui modelli dei piloni. Prove di carico sino al collasso; 5 - Esperienze su un modello ($\lambda = 4,7$) dei pilastri del tiburio per lo studio delle fasi di lavoro e per la verifica dell'efficacia delle opere di rifacimento totale dei conci di Candoglia; 6 - Sezioni in Candoglia e Serizzo di uno dei modelli ($\lambda = 4,7$) dei pilastri durante la fase di assemblaggio; 7 - Modello 1:15 delle strutture principali del Duomo di Milano. Studio del comportamento statico dei pilastri e delle volte per effetto del peso proprio e delle strutture sovrastanti. Studio del comportamento statico dei pilastri e delle volte per effetto dei cedimenti dei pilastri del tiburio e delle navate; 8 - Modello 1:15 delle strutture principali del Duomo di Milano. Comportamento statico dei pilastri del tiburio e delle navate laterali per effetto del tiro delle catene poste a quota 34,80 m sul piano di pavimento.



Riprogettazione di edifici in c. a., danneggiati da un terremoto

Relazione su invito: Prof. T.P. Tassios, P. Plainis

1. INTRODUZIONE

L'interesse sociale ed economico di riparare edifici danneggiati da un terremoto è considerevolmente aumentato. La « nuova generazione » degli edifici, costruiti in cemento armato, offre la possibilità di riparazioni sicure, che non sono sempre realizzabili con vecchi materiali.

Tuttavia sono poco diffusi dei criteri di progetto delle riparazioni, adeguati all'importanza del problema. D'altra parte la complessità delle tecnologie disponibili per le riparazioni riduce l'affidabilità di calcoli che fanno riferimento a strutture monolitiche. Di conseguenza, per la riparazione di elementi in c.a. si sente la necessità di *criteri di riprogettazione*, basati su dati sperimentali quantitativi.

Questa memoria è solamente un primo tentativo al fine sopra detto. I criteri qui presentati sono più propriamente delle regole grossolane ed essi non sempre sono giustificati scientificamente.

Tuttavia, nello stabilire queste regole ci si è riferiti a gran parte della letteratura tecnica disponibile sul comportamento strutturale delle riparazioni, e alle ricerche eseguite all'Università Tecnico Nazionale di Atene.

Si spera che ulteriori ricerche e lo scambio di esperienze possano gradualmente migliorare e completare le proposte di questa memoria.

2. INDIVIDUAZIONE E INTERPRETAZIONE DEI DANNI

Una delle parti fondamentali dell'operazione di riprogettazione è l'esame in situ che deve essere fatto il più presto possibile dopo l'evento distruttivo. Un puntellamento provvisorio delle strutture danneggiate dal sisma è comunque necessario prima di ogni estesa indagine.

Normalmente per la progettazione di questo puntellamento saranno sufficienti dei sani criteri d'ingegneria.

2.1. Generalità

- Informazioni sulle caratteristiche del terremoto.
- Storia della struttura ed, in particolare, suo comportamento durante precedenti terremoti (probabili anteriori danni riparati, ecc.).

2.2. Materiali

Resistenza:

Determinazione in situ della resistenza del calcestruzzo.

Lesioni:

Ispezione e annotazione, ampiezza massima, controllo: esse sono realmente nuove e attive, o preesistenti?

Danni locali:

Scheggiature, possibili rotture locali per compressione, ecc.

2.3. Struttura

Deformazioni permanenti e/o cedimento dei vincoli.

2.4. Terreno di fondazione

Probabili fessure locali, cedimenti o scorrimenti.

Tutte le informazioni importanti, i risultati di prove e le misurazioni saranno preferibilmente riportati su disegni particolareggiati.

2.5. Interpretazione

Prima di procedere a qualsiasi riprogettazione e riparazione delle strutture danneggiate, deve essere stata analizzata e compresa completamente la causa di ogni lesione locale.

Nonostante la grossolanità dei criteri di riprogettazione, il consolidamento di strutture esistenti è una questione delicata. Citando Newmark e Rosenblueth [8]: « il consolidamento deve mantenere la soluzione strutturale; altrimenti vengono introdotte modifiche non note che possono peggiorare anziché migliorare la situazione ». D'altra parte « nella maggior parte dei casi un danno importante è in realtà dovuto a una grossa svista o errore, o ad alcuni difetti di progetto o di costruzione ».

Di conseguenza una corretta interpretazione dei danni è la migliore garanzia per qualsiasi riparazione affidabile

3. DATI FONDAMENTALI SU ALCUNE TECNICHE DI RIPARAZIONE DI ELEMENTI IN C.A.

3.1. Generalità

— L'importanza di una preparazione appropriata e di una esecuzione specializzata delle riparazioni non sarà mai troppo sottolineata.

— Durante la riparazione deve essere opportunamente previsto un puntellamento: deve essere valutata la ridistribuzione del carico dovuta alle deformazioni negative.

3.2. Saldatura di nuove armature e uso di gunite

a) Danno dovuto a flessione.

Scopertura delle armature esistenti - irruvidimento della superficie di contatto tra vecchio e nuovo calcestruzzo - saldatura della nuova armatura - pulizia - possibile impiego di resina epossidica spalmata - applicazione della gunite (Vassiliou [14]).

b) Danno dovuto a taglio.

Collari esterni (leggermente precompressi) e applicazione della gunite (v. fig. 4).

3.3. Saldatura di nuove armature e calcestruzzo gettato in opera

a) Aumento di spessore (principalmente per solette).

Irruvidimento della superficie superiore dell'elemento - posa in opera di una rete elettrosaldata - saldatura di possibili nuove armature a quelle esistenti - possibile spalmatura di resina - getto del calcestruzzo (v. fig. 5).

b) Sostituzione di tutto lo spessore.

Eliminazione di tutto il calcestruzzo distaccato - saldatura di nuove armature - possibile spalmatura di resina - getto del calcestruzzo (v. fig. 6).

3.4. Lamiere d'acciaio incollate

Preparazione dell'interfaccia - minimo spessore opportuno di resine - incollaggio della lamiera d'acciaio (preferibilmente di piccolo spessore in modo da assicurare un completo contatto con semplice pressione).

— Danno dovuto a flessione: lamiera incollata sulla superficie tesa;

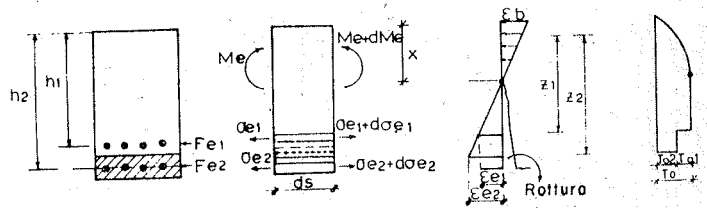
— Danno dovuto a taglio: lamiera incollata sulle facce laterali; (la stessa tecnica è usata allo scopo di migliorare l'ancoraggio delle lamiere che servono al consolidamento flessionale), (v. figg. 7, 8), [4].

3.5. Riempimento delle fessure per mezzo di resine epossidiche

Fare dei fori lungo la lesione (da diversi punti della superficie esterna) - iniettare acqua per eliminare eventuali frammenti - lasciare asciugare la superficie - sigillare esternamente le lesioni - iniettare la resina fino a che fuoriesca da sezioni vicine della lesione. (Johnson S., 1965, [5]).

4. CRITERI DI RIPROGETTAZIONE PER SOLLECITAZIONI STATICHE

4.1. Saldatura di nuove armature e uso di gunite (con l'impiego di rete elettrosaldata)



$$T_{o1} + T_{o2} = T_o$$

$$\frac{d\sigma_{e1}}{d\sigma_{e2}} = \frac{\sigma_{e1}}{\sigma_{e2}} = \frac{h_1 - X}{h_2 - X}$$

$$dM_e = Fe_1 \cdot d\sigma_{e1} \cdot z_1 + Fe_2 \cdot d\sigma_{e2} \cdot z_2$$

$$b_o \cdot ds \cdot T_o = Fe_1 \cdot d\sigma_{e1} + Fe_2 \cdot d\sigma_{e2}$$

$$b_o \cdot ds \cdot T_{o2} = Fe_2 \cdot d\sigma_{e2} \rightarrow b_o \cdot ds \cdot T_{o1} = Fe_1 \cdot d\sigma_{e1}$$

$$dM_e = Fe_1 \cdot d\sigma_{e2} \cdot \frac{h_1 - X}{h_2 - X} \cdot z_1 + Fe_2 \cdot d\sigma_{e2} \cdot z_2 =$$

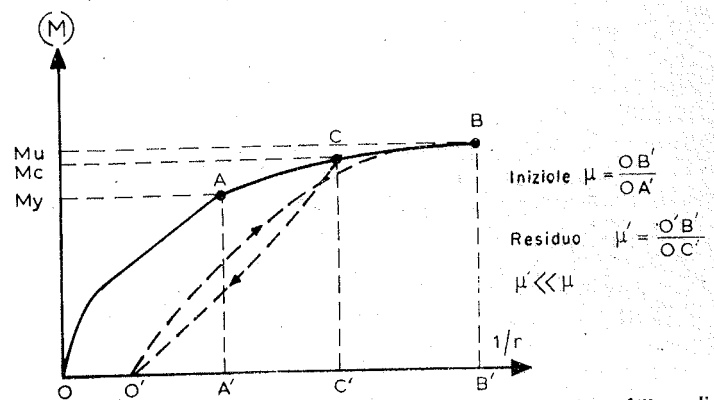
$$= \frac{Fe_1}{Fe_2} \cdot b_o \cdot ds \cdot T_{o2} \cdot \frac{h_1 - X}{h_2 - X} \cdot z_1 + b_o \cdot ds \cdot T_{o2} \cdot z_2 =$$

$$= ds \cdot b_o \cdot T_{o2} \cdot \left(\frac{Fe_1}{Fe_2} \cdot \frac{h_1 - X}{h_2 - X} \cdot z_1 + z_2 \right)$$

$$Q' = \frac{dM_e}{ds} = b_o \cdot T_{o2} \cdot \left(\frac{Fe_1}{Fe_2} \cdot \frac{h_1 - X}{h_2 - X} \cdot z_1 + z_2 \right) \rightarrow$$

$$T_{o2} = \frac{Q'}{b_o \cdot z_2 \left(1 + \frac{Fe_1}{Fe_2} \cdot \frac{h_1 - X}{h_2 - X} \cdot \frac{z_1}{z_2} \right)}$$

1 - Tensioni tangenziali sull'interfaccia di elementi riparati.



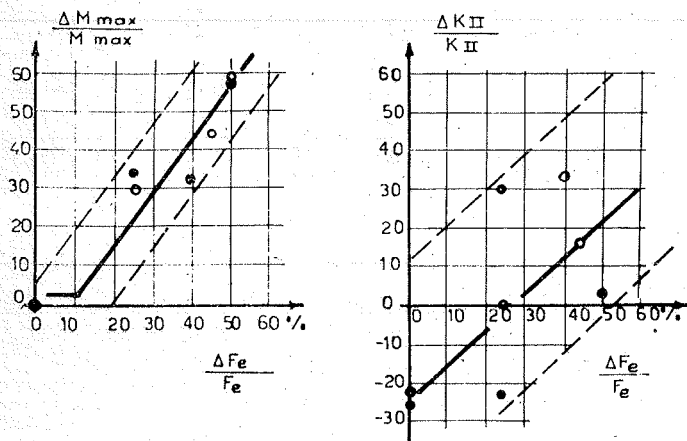
2 - Elevati carichi (M_c) e scarichi (C_o) precedenti, portano ad un fattore di duttilità μ' nettamente inferiore a quello iniziale μ .

Sulla base dei dati sperimentali esistenti ([12], [14]) vengono raccomandati, allo stato attuale, i seguenti criteri:

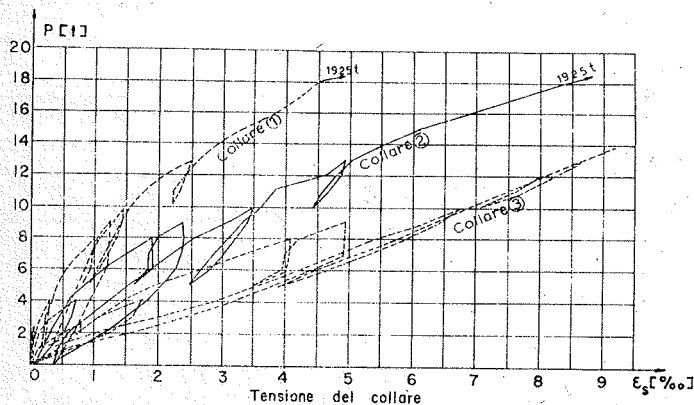
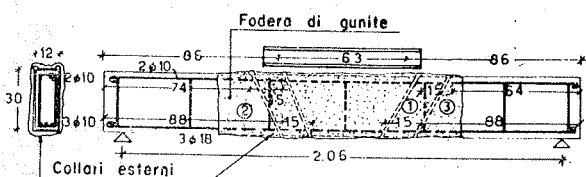
a) La classe della gunite deve essere di almeno 50 Kg/cm² più elevata di quella del calcestruzzo della struttura da riparare (per es. C 40 per C 35, ecc.).

b) Le sezioni riparate possono essere considerate come monolitiche, purché la preparazione delle superfici e l'esecuzione della riparazione siano fatte correttamente. Comunque anche rispettando queste condizioni è opportuno che la tensione tangenziale orizzontale sull'interfaccia (fig. 1) non sia superiore a 1/3 della resistenza a trazione del calcestruzzo, che è circa uguale alla tensione tangenziale ammissibile per calcestruzzo senza armature d'anima.

c) Le parti aggiunte della sezione riparata saranno sollecitate solo a causa di azioni addizionali: nuovi carichi e/o deformazioni viscosse dovute ai carichi preesistenti, qualora non sia predisposto un appropriato puntellamento; in



3 - Caratteristiche di resistenza e di rigidezza di travi in cemento armato riparate in funzione delle armature saldate aggiuntive ΔF_e .



4 - Tensioni nell'acciaio dei collari esterni per la riparazione di una trave contro il taglio.

tal caso dovrà essere fatta una ragionevole valutazione e misurazione del carico dovuto ai puntelli.

d) Le sezioni aggiuntive di calcestruzzo possono essere completamente prese in conto nei calcoli di progetto. Tuttavia la loro resistenza deve essere assunta pari alla resistenza del vecchio calcestruzzo.

e) Le sezioni aggiuntive di acciaio possono essere valutate come segue:

— per i calcoli di resistenza a flessione e a compressione deve essere applicato un coefficiente riduttivo pari a 0,8 nel caso di travi (fig. 3). Non è necessaria una riduzione nel caso di solette o nel caso di gusci scato-lari intorno al pilastro (Gulkan, 1977), purché la resistenza al taglio sia completamente assicurata.

— per i calcoli di resistenza al taglio, staffe esterne a collare nelle travi, opportunamente ricoperte di gunita, possono essere prese in conto con un coefficiente riduttivo

pari a 0,8 (fig. 4). Nel caso di nodi trave-pilastro, questo coefficiente deve essere come minimo 1/2 per i collari diagonali.

— per i calcoli delle rigidzze e delle deformazioni deve essere usato un coefficiente uguale a 0,65 nel caso di travi (fig. 3); in caso di solette è sufficiente assumere 0,9.

f) Il ritiro differenziale tra vecchio e nuovo calcestruzzo deve essere considerato solo nel calcolo delle deformazioni di elementi sottili.

4.2. Saldatura di nuove armature e getto di calcestruzzo (più rete elettrosaldata, che sempre viene applicata sulle superfici esterne)

Sebbene il calcestruzzo gettato in opera non sia generalmente raccomandato per riparare e consolidare, il suo impiego può essere consentito a certe condizioni. Allo stato attuale si raccomandano i seguenti criteri:

a) E' consigliato il getto solo lateralmente e superiormente.

b) La classe del calcestruzzo usato per la riparazione deve essere di almeno 100 Kg/cm² superiore a quella del calcestruzzo preesistente (p. es. C 45, per C 35 ecc.). Comunque nei calcoli deve essere considerata la resistenza del vecchio calcestruzzo.

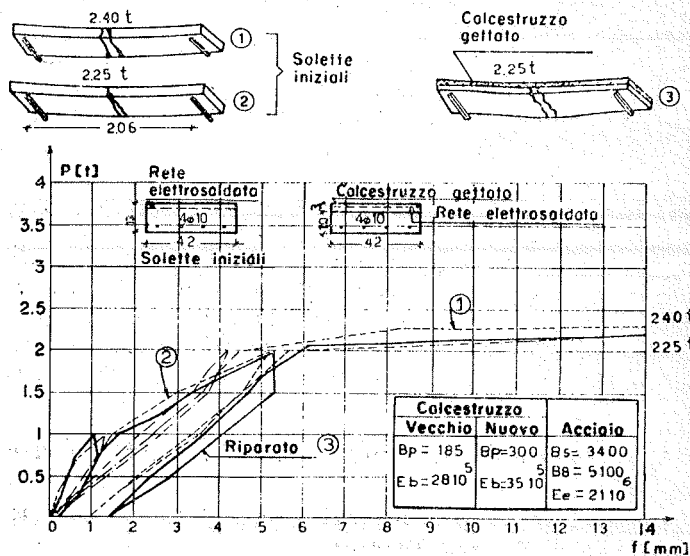
c) L'aderenza tra vecchio e nuovo calcestruzzo deve essere opportunamente migliorata mediante irruvidimento dell'interfaccia e/o mediante connettori d'acciaio. In ogni caso è necessario un controllo numerico della tensione di aderenza: non deve essere superata una tensione ammissibile uguale a 1/3 della resistenza a trazione del calcestruzzo, con riferimento a quello di qualità inferiore.

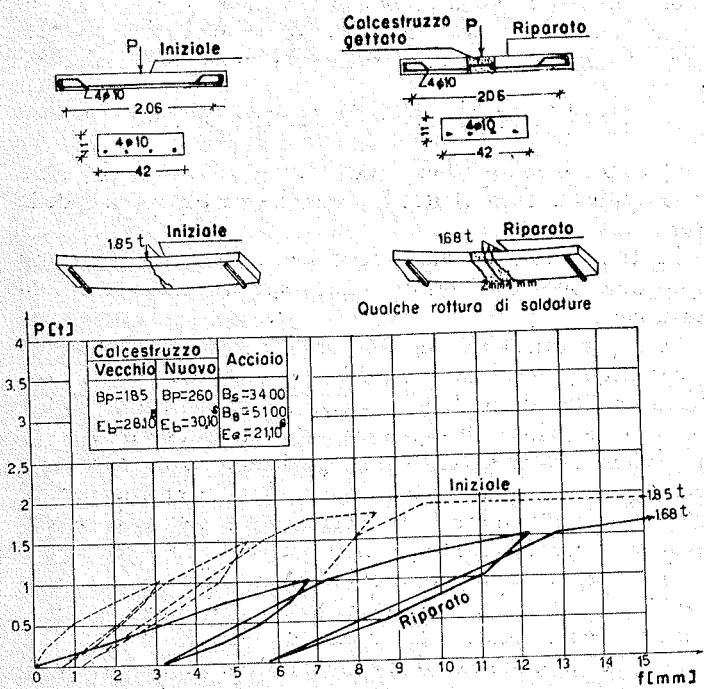
L'aumento di aderenza dovuto ai connettori d'acciaio passanti attraverso l'interfaccia può essere preso in conto.

d) Per spessore del nuovo calcestruzzo minore di 1/3 dello spessore iniziale, sono validi gli stessi criteri di riprogettazione del paragrafo 4.1. (v. fig. 5).

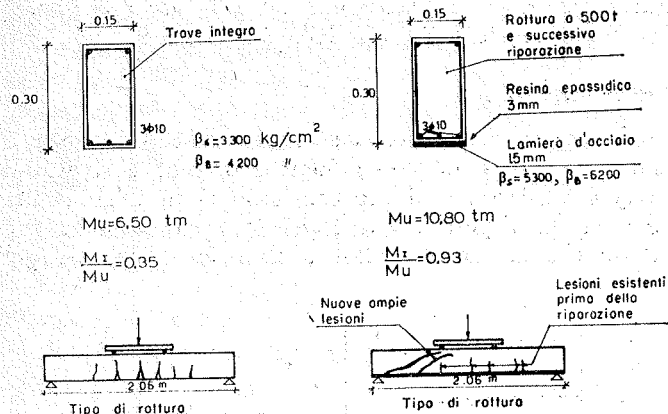
e) Per spessori maggiori (o per completa sostituzione), deve essere introdotto un coefficiente riduttivo pari a 0,65

5 - Diagrammi forza-deformazioni di solette integre e consolidate.





6 - Diagrammi forza-deformazioni prima e dopo la riparazione (completo getto di calcestruzzo per tutto lo spessore).



7 - Lamiera di acciaio incollata con resina epossidica: confronto del comportamento di trave integra e riparata.

nei calcoli di resistenza, pari a 0,40 nei calcoli di rigidità (v. fig. 6), indipendentemente dalla possibile migliore qualità del nuovo calcestruzzo, per es. malta epossidica (Mc Cafferty e altri, 1977, [7]).

4.3. Lamiera d'acciaio incollata

Sulla base dei dati sperimentali disponibili ([4], [13], [14]), allo stato attuale sono raccomandati i seguenti criteri:

- A proposito dei carichi esterni che possono interessare la lamiera, si veda il par. 4.1 c.
- A proposito della tensione tangenziale ammissibile sull'interfaccia, si veda il par. 4.1 b.
- Nel progetto di lamiera d'acciaio incollate su elementi in c.a. l'aspetto più importante è la loro resistenza

d'aderenza. Di conseguenza la resistenza dell'acciaio non può essere sfruttata completamente. Questo è un ulteriore argomento a vantaggio delle lamiere sottili (v. anche par. 3.4).

d) Allo scopo di mantenere le tensioni tangenziali piuttosto basse e di ridurre al minimo la sicura riduzione della duttilità (cfr. fig. 7), si raccomanda di limitare il momento aggiuntivo ultimo a non più del 50% del momento ultimo iniziale dell'elemento da rinforzare.

e) Non è opportuno interrompere le lamiere d'acciaio in punti intermedi della campata; tutte le lamiere devono raggiungere la fine dell'elemento da riparare. Un ulteriore rinforzo del loro ancoraggio è possibile con la tecnica indicata nel par. 3.4.

4.4. Riempimento delle fessure con resine epossidiche

Poiché questa tecnica è usata principalmente per restituire le proprietà meccaniche al calcestruzzo (sia a trazione, sia a compressione), i criteri di riprogettazione dipendono dal grado di riuscita dell'operazione di riempimento.

Con una tecnologia di riparazione avanzata (lesioni ben sigillate, alte pressioni, personale specializzato, ecc.) e per modeste lesioni, è possibile riottenere completamente la resistenza e la rigidità iniziali (Lee e altri, 1977, modello « 1 »).

5. ULTERIORI INFORMAZIONI RELATIVE AL PROGETTO DI RIPARAZIONI SISMICHE

In linea di principio, le caratteristiche sismiche relative a resistenza, rigidità e duttilità (più smorzamento), specialmente a flessione, si possono dedurre dalle caratteristiche statiche, a certe condizioni. Di fatto è in genere accettato che i diagrammi momento-curvatura per carichi monotoni siano le curve d'involuppo per carichi ripetitivi, almeno per un notevole numero di cicli successivi.

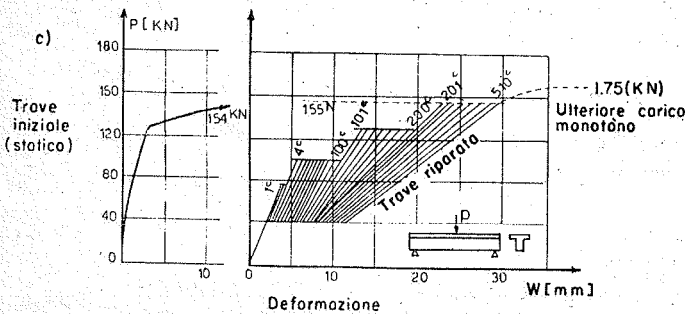
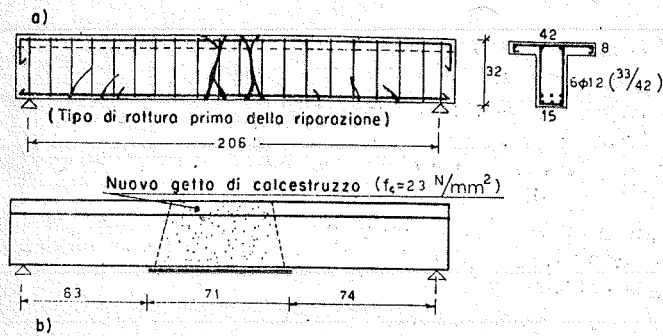
D'altra parte, il progetto per sollecitazioni di taglio sotto carichi ripetitivi deve seguire una filosofia differente, in relazione al rapido deterioramento del meccanismo resistente a taglio oltre che all'azione delle armature d'anima.

Specialmente le ampie deformazioni intorno alle lesioni inclinate, dopo lo snervamento delle armature a flessione, accelerano questo deterioramento.

Di conseguenza per la sollecitazione di taglio il progetto antisismico, sia iniziale che successivo alla riparazione, deve essere principalmente basato sulle armature d'anima: per valori bassi dello sforzo assiale ($N < N_{Mu \max}$) le tensioni tangenziali del calcestruzzo vengono trascurate; per valori elevati dello sforzo assiale può essere ammesso il 50% delle tensioni tangenziali possibili nel calcestruzzo, in condizioni statiche.

Infine, nel caso di difettoso comportamento al taglio, i cicli d'isteresi si stringono ⁽¹⁾ fortemente intorno all'ori-

(1) N.d.t.: letteralmente: sono rapidamente « pizzicati »; ad indicare che la forma classica a fuso si restringe nella zona centrale.



8 - Trave rotta staticamente per flessione, riparata e provata con carichi dinamici.

gine (piccola risposta intorno alla deformazione zero), portando ad una degradazione accelerata della rigidezza, accompagnata da basso smorzamento.

Alla luce delle osservazioni generali suddette, per riparazioni atte a sopportare carichi dinamici, si possono dare le seguenti ulteriori indicazioni.

5.1. Elementi lineari

a) Le riparazioni per azioni sismiche flessionali possono essere progettate con gli stessi criteri indicati nel par. 4, purché sia completamente assicurata la completa resistenza al taglio sotto carichi ripetitivi; altrimenti la riparazione per flessione deve includere un consolidamento aggiuntivo per il taglio.

Un caso piuttosto insolito di riparazione sostanziale è mostrato in fig. 8 (Tassios e altri, 1977).

Una trave, lesionata sotto carichi statici, è stata riparata asportando gran parte del calcestruzzo danneggiato, per tutto il suo spessore.

In sostituzione è stato nuovamente gettato del calcestruzzo ordinario.

A causa del precedente snervamento delle barre d'armatura, si sono disposte alcune armature aggiuntive, in modo da controbilanciare la corrispondente perdita di duttilità dell'acciaio.

A tale scopo è stata incollata con resina epossidica una lamiera d'acciaio, intenzionalmente ancorata in modo difettoso (insufficiente lunghezza della lamiera oltre l'interfaccia tra vecchio e nuovo calcestruzzo). La sua sezione era uguale a 1/3 di quella delle armature iniziali.

In base al criterio grossolano del par. 4.2.e, un coefficiente riduttivo uguale a 0,65 deve penalizzare la resistenza dell'elemento riparato.

Se l'acciaio fosse in condizioni critiche e mettendo in conto i limiti dell'acciaio snervato, si potrebbe considerare la seguente resistenza finale, in modo approssimato:

$$0,65 \left(1 \times 330 + \frac{1}{3} \cdot 530 \right) : 1 \times 330 = 1,0$$

Questo è il motivo per il quale le azioni dinamiche sono state applicate fino al livello della resistenza iniziale della trave.

La fig. 8 mostra che, anche per azioni dinamiche, la riprogettazione con i criteri sopra detti risulta essere conservativa.

Le stesse riduzioni valgono per la rigidezza iniziale, che è comunque inferiore del 40% (v. par. 4.2.e) alla rigidezza secante iniziale fino al punto di snervamento. L'ulteriore degradazione di rigidezza, dovuta ai carichi ripetitivi di elevata intensità, si ha ugualmente nelle travi non danneggiate: per un livello delle azioni dinamiche pari al 70% del livello iniziale di snervamento, 100 cicli producono una degradazione della rigidezza dell'ordine del 50%.

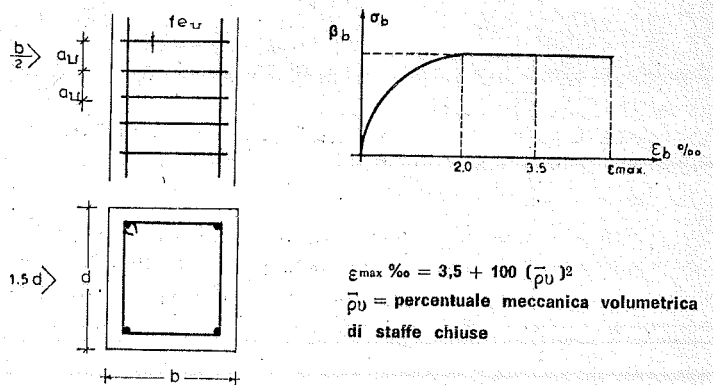
b) Le riparazioni per azioni sismiche di taglio devono essere progettate in accordo con le regole del par. 4 e principalmente basate sulle armature d'anima.

c) Le caratteristiche di duttilità e di smorzamento degli elementi riparati risultano essere più elevate (Vassiliou, 1975 e Mc Cafferty e altri, 1974).

Questo è molto opportuno per ottenere la duttilità aggiuntiva richiesta: il precedente elevato carico e scarico causa una notevole riduzione della duttilità (fig. 2).

5.2. Nodi trave-pilastro

La letteratura si occupa soprattutto del comportamento di riparazioni fatte in questi punti deboli della struttura. Le regole basilari per il progetto sismico di telai in c.a. devono essere rispettate anche per le riparazioni: non è ammesso che la cerniera plastica si formi all'interno del



9 - Duttilità del calcestruzzo aumentata dal contenimento laterale.

nodo e, se possibile, neanche nei pilastri. A questo proposito, nel progetto antisismico si devono rispettare almeno le seguenti regole (Tassios, 1977), sia per elementi non danneggiati, che per elementi riparati:

(I) Una sufficiente resistenza a taglio e a flessione alle estremità del nodo, oltre a una elevata duttilità, è assicurata dal contenimento laterale.

In questo collegamento è da ricordare che la tensione critica del calcestruzzo può essere aumentata come in fig. 9.

(II) L'ancoraggio delle armature principali deve essere sostanzialmente realizzato al di fuori del nodo.

(III) Le lesioni diagonali locali che attraversano il nodo devono essere attraversate da staffe chiuse in tutte e due le direzioni. La sezione totale in ogni direzione sarà: $F_{e,ii} = 1.5.F_e$, dove F_e è la tensione media dell'armatura in una direzione.

(IV) Staffe chiuse $\varnothing 10$ devono essere disposte al di fuori del nodo, come segue:

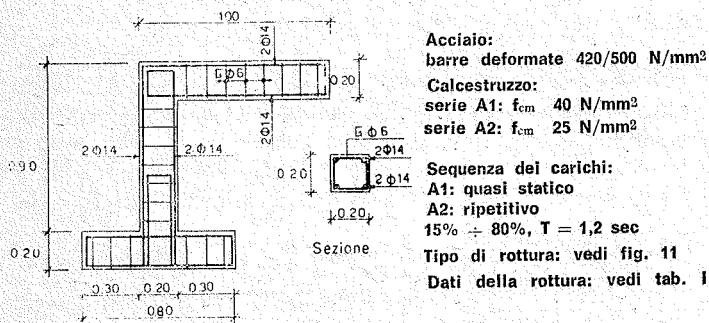
— nei pilastri ogni 10 cm, per una lunghezza di 50 cm (ma comunque superiore alla maggiore dimensione dei pilastri);

— nella trave ogni $d/4$ (ma non più di 15 cm), dove « d » è l'altezza della trave, per una lunghezza uguale a $2d$.

A questo riguardo è pragmatico ammettere che le strutture in c.a. esistenti in zona sismica non siano sempre progettate sulla base di queste regole. Perciò, queste regole sono di importanza fondamentale per le riparazioni, quando non vengono effettuati altri calcoli più sofisticati.

Parallelamente devono essere tenuti presenti i criteri di riprogettazione del par. 4.

Gli esempi seguenti illustrano il comportamento di nodi riparati, soggetti a carichi dinamici.



10 - Nodi a gomito portati a rottura prima della riparazione e successiva prova.

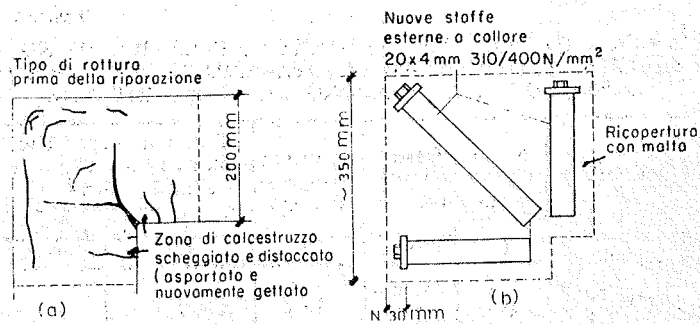
5.2.1. Tassios, Plainis, Vassiliou (1977)

Due serie (A₁ e A₂) di nodi a gomito di telai in c.a. sono stati, in un primo tempo, portati fino a rottura, come illustrato in fig. 10.

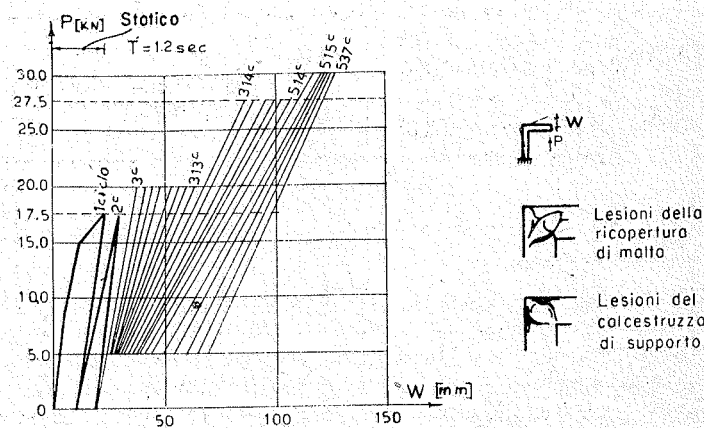
L'assenza di staffe diagonali attraverso il nodo è stata la ragione principale della rottura piuttosto prematura, ad un livello di carico di circa il 75% (per carico statico) e il 65% (per carico dinamico) rispetto alla rottura attesa per una trave a sbalzo soggetta a carichi statici (2).

Due telai di ognuna delle serie A₁ e A₂ sono stati successivamente riparati, come descritto in fig. 11. La sezione totale delle staffe a collare aggiuntive era intenzionalmente inferiore al valore necessario. Tuttavia questi collari inizial-

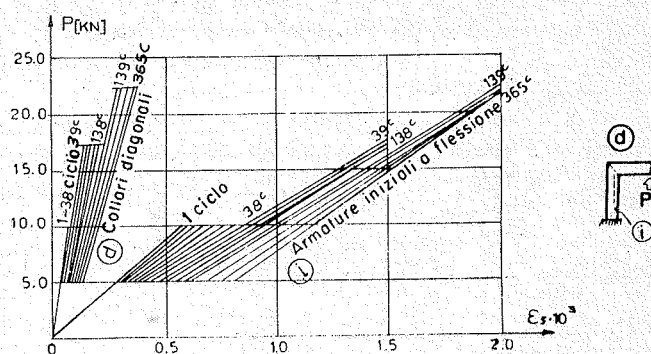
(2) Risultati analoghi sono stati trovati da Swann, 1969, Nilson, 1968, Bertero, 1964, e altri.



11 - Riparazione dei nodi a gomito.



12 - Deformazioni sotto carico del telaio A1 (1) dopo la sua riparazione.



13 - Tensioni dell'acciaio durante cicli di carico del telaio A2 (1) dopo la sua riparazione.

mente sono stati portati ad una tensione di 250 N/mm², per mezzo di dispositivi a vite di tipo commerciale. I telai sono stati in seguito riprovati con carichi iniziali ripetitivi, che tendevano le fibre interne.

Un martinetto idraulico dinamico è stato collegato con una macchina a bassa frequenza.

Le misure degli estensimetri e degli induttori erano registrate da un oscillografo.

Alcuni risultati sono riportati nelle figure 12 e 13, e nella tab. I. Si possono trarre le seguenti conclusioni, basate sui risultati dettagliati di queste prove, confrontati con il comportamento iniziale dei nodi (Tassios, Plainis, 1974):

a) La rimozione ed il nuovo getto del calcestruzzo distac-

TABELLA I

CONFRONTO DEL COMPORTAMENTO MECCANICO DI NODI A GOMITO PRIMA E DOPO LA RIPARAZIONE, PER CARICHI RIPETITIVI, CHE TENDONO LE FIBRE INTERNE

Telaio	N. di cicli a rottura	Carico di rottura P_f	P_f prima P_f dopo	Capacità per carico statico di trave a sbalzo (calcolata)	
				P_u	P_{max}
(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A_1 , (1) prima dopo	1 537	29,0 ^{kN} 27,5	95%	33,0 ^{kN} ($\epsilon_{cu}=1,2\%$ $\epsilon_{su}=5,0\%$)	=36,5 ^{kN}
A_1 , (2) prima dopo	4 322	28,0 25,0	90%		
A_2 , (1) prima dopo	137 265	22,5 22,5	100%	31,5 ^{kN} ($\epsilon_{cu}=1,6\%$ $\epsilon_{su}=5,0\%$)	=35,0 ^{kN}
A_2 , (2) prima dopo	67 85	25,0 25,0	100%		

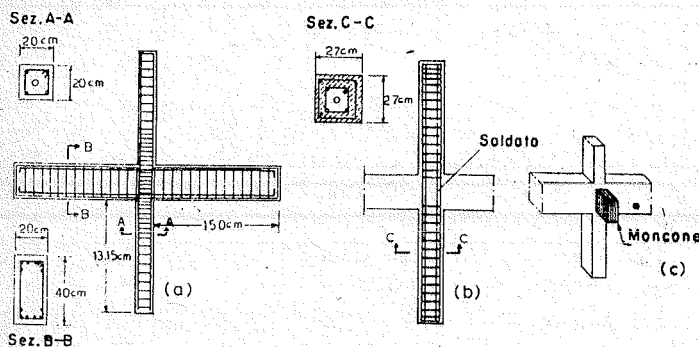
cato e scheggiato ⁽³⁾ è un'operazione di per se fondamentale della riparazione.

b) Deve essere disposto dell'acciaio supplementare dove la riprogettazione o la presenza di lesioni lo facciano ritenere necessario. Sembra preferibile acciaio saldato. Le staffe esterne a collare hanno avuto un comportamento soddisfacente, benché la loro tensione all'atto della rottura del nodo a gomito fosse piccola (da 0,1 a 1,3‰) e dispersa. (Nota l'assenza di lesioni inclinate nel calcestruzzo, fig. 12). La mancanza di acciaio nelle zone riparate può portare ad un comportamento molto fragile, come mostrato da Mc Cafferty ed altri, 1974, anche nei casi in cui sono state usate malte epossidiche.

c) Nelle condizioni di questa ricerca, la rigidità dell'elemento riparato non è stata praticamente intaccata.

d) La duttilità è stata aumentata, come si può vedere dalla tab. I (confronto del numero di cicli a rottura). Il confronto delle tensioni nell'acciaio e delle deformazioni totali porta alle stesse conclusioni.

14 - Dettagli di giunti riparati, secondo Gulkan.



⁽³⁾ Confrontare la soluzione adottata da Barda ed altri, 1974, che ha permesso di restituire l'80% della resistenza dinamica a pareti di taglio in c.a., con l'impiego di calcestruzzo semplice confezionato a mano.

e) La resistenza sotto carichi ciclici non è stata ridotta (tab. I, telai A_2). Si è notata una riduzione della resistenza solo del 10% quando un nodo rotto staticamente è stato provato dinamicamente dopo la riparazione (Telai A_1).

Tuttavia è opportuno notare che questi risultati piuttosto significativi sono in parte dovuti al progetto difettoso dei nodi originali. D'altra parte è opportuno introdurre dei coefficienti riduttivi, secondo quanto indicato nel par. 4.2.

5.2.2. Gulkan P. (1977)

In questo caso (fig. 14) l'intera parte del pilastro che ha raggiunto il momento ultimo è stata liberata dal calcestruzzo esterno all'armatura longitudinale, rovinato, e quindi ricoperto da un guscio scatolare in c.a. nuovo. La piena collaborazione fra vecchio e nuovo conglomerato è stata dimostrata interamente nei successivi cicli di carico alternato, quando era presente da entrambi i lati del nodo un moncone di trave di 20 cm (fig. 14c).

In alcuni campioni simili, *senza monconi*, non si è invece sviluppata la « piena » capacità, a causa del rapido disgregamento del nodo (ampie fessure diagonali), dovuto alla carenza di resistenza a taglio all'interno del nodo stesso.

Questa osservazione è notevole, in quanto prova l'importanza fondamentale dell'accorgimento segnalato all'inizio del par. 5.1a.

5.2.3. Lee, Wight, Hanson (1977)

Nella tab. II sono riassunti i risultati di questa ricerca sulle riparazioni dei nodi. Si possono fare i seguenti commenti:

TABELLA II

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA E DI SMORZAMENTO DI NODI TRAVE-PILASTRO RIPARATI, SOTTOPOSTI A CARICHI CICLICI, SECONDO LEE ED ALTRI, 1977

N.	Progetto originale	Carichi e danni	Tecnica di riparazione	Valori dopo la riparazione (*)			
				$P_{max} - P_{min/u}$		Smorzamento	
				Primo ciclo	Nono ciclo	Primo ciclo	Nono ciclo
1	Anti-sismico	Moderati	Iniezione con resina epossidica	118%	113%	96%	97%
2	Anti-sismico	Severi	Sostituzione con cls.	127%	115%	110%	104%
6	Non sismico	Severi	Sostituzione con cls. più nuove armature trasversali	122%	39%	87%	21%

(*) I valori iniziali sono considerati pari a 100%. Per ogni ciclo è stato applicato lo stesso spostamento ai modelli prima e dopo la riparazione.

a) Per il modello « 2 » fortemente danneggiato, realizzato secondo un originale progetto antisismico (armature trasversali in accordo con le ACI 318-71 per telai duttili), si è ottenuto di ristabilire completamente la resistenza e lo smorzamento per i primi nove cicli. Questo è un risultato soddisfacente se confrontato con le disposizioni del par. 4.2. Tuttavia, non è chiaro cosa può accadere se vengono applicati ulteriori cicli. In questo collegamento è opportuno notare che ogni terremoto violento corrisponde a circa dieci dei cicli equivalenti con spostamenti uguali.

b) La ragione della rottura del modello « 6 », per carichi ripetitivi, non è chiara. Primo, non si conosce l'entità della sostituzione del calcestruzzo staccato (confronta il par. 4.2e). Secondo, non ci sono indicazioni sulle modalità di inserimento delle nuove armature trasversali dentro il nodo.

6 CONCLUSIONI

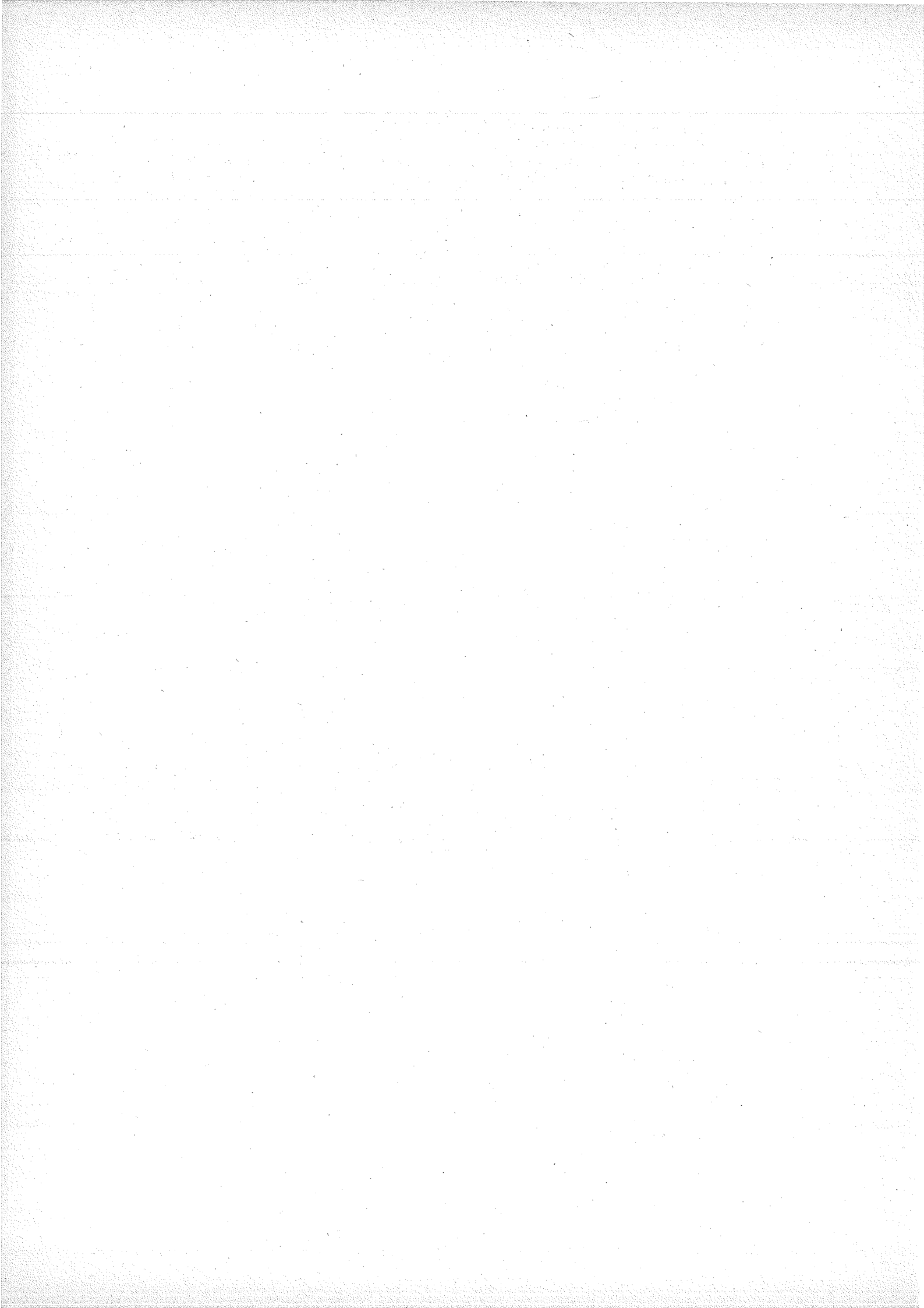
In questa memoria vengono presentati ed in parte verificati dei criteri approssimati per il progetto di riparazioni di elementi in c.a., sia per azioni statiche che sismiche. Tuttavia, allo stato attuale delle conoscenze, il controllo teorico e sperimentale di queste regole è piuttosto scarso. D'altra parte, la sensibilità soggettiva dei metodi di riparazione (specialmente in cantiere) aggiunge delle difficoltà nello stabilire scientificamente criteri validi.

Anche qui è urgentemente necessaria una ricerca coordinata su diversi aspetti del problema.

Frattanto, i limitati progressi che sono stati fatti danno la possibilità all'ingegnere di progettare riparazioni di elementi in c.a. con alcune regole quantitative e con migliori valutazioni d'ingegneria.

BIBLIOGRAFIA

- [1] BARDA F., J.M. HANSON: « An investigation of the design and repair of low-rise shear walls », Proc. 5th World Conf. Earthquake Eng., Vol. I (3A), Roma, 1974.
- [2] BERTERO V., G. McCLURE: « Behaviour of R.C. frames subjected to repeated reversible load », ACI Journal, Ott. 1964.
- [3] GULKAN P.: « The Inelastic Response of Repaired R.C. Beam-Column Connections », 6th World Conf. on Earthquake Eng., New Delhi, Genn. 1977.
- [4] JOURNEES D'ETUDES DES 1ER ET 2 JUIN 1976: « Le collage Structural et le Renforcement par Résines des Structures de la Construction ». Première partie: Les Structures en Béton. Annales de l'I.T.B.T.P., N. 349, Aprile 1977.
- [5] JOHNSON S.: « Deterioration, Maintenance and Repair of Structures ». Mc Graw-Hill B.C. 1965.
- [6] LEE D., J. WIGHT, R. HANSON: « Repair of damaged R.C. frame structures ». 6th World Conf. on Earthquake Eng. New Delhi, Genn. 1977.
- [7] McCAFFERTY R.M., M.L. MOODY: « An example of epoxy mortar repair of a reinforced concrete beam-column joint », Proc. 5th World Conf. Earthquake Eng., Vol. I (3A), Roma, 1974.
- [8] NEWMARK K., E. ROSENBLUETH: « Fundamentals of Earthquake Engineering », Prentice-Hall, 1971.
- [9] NILSON I.: « Ramhorn ar armerad betong med positive moment », Forsokrapporter 1-4, Chalmers Univ. of Techn., Goeteborg, 1968.
- [10] SWANN R.A.: « Flexural strength of corners of R.C. portal frames », TRA 434, Cement and Concrete Association, Londra, Nov. 1969.
- [11] TASSIOS T., P. PLAINIS: « Mechanical behaviour of R.C. elements under seismic loading », Proc. RILEM Colloquium on Test and observations on Models and Structures, Udine, Sett. 1974.
- [12] TASSIOS T., G. VASSILIOU: « Mechanical behaviour of repaired R.C. structures », Liegi, 1975.
- [13] TASSIOS T., G. VASSILIOU, P. PLAINIS: « Mechanical Behaviour of repaired R.C. Structures under static and dynamic load », 6th World Conf. on Earthquake Eng., New Delhi, Genn. 1977.
- [14] VASSILIOU G.: « Mechanical behaviour of repaired R.C. elements in bending » Ph.D., thesis (Atene 1975).



Dispersioni nella valutazione della resistenza delle fondazioni

Relazione su invito: Prof. Schultze (*)

1. INTRODUZIONE

Congresso della Associazione Italiana per il Cemento Armato e Precompresso A.I.C.A.P. sul tema « Cemento armato e cemento armato precompresso nel consolidamento e nella ristrutturazione di costruzioni con particolare riferimento alle zone sismiche ».

1.1. Effetti generali dei terremoti sulle fondazioni

1.1.1. Sollecitazioni delle fondazioni

Introduzione di forze orizzontali (DIN 4149, ed. 1957)

$$H = \epsilon \cdot V$$

con ϵ funzione della zona sismica e del terreno, circa $2,5 \div 10\%$.

Similmente dalle Raccomandazioni della Commissione « Argini » EAU 1975, S. 35, Par. 2.9, E 124: Effetti sismici nel progetto e dimensionamento degli argini:

$$H = \pm k_h \cdot V$$

$k_h = a_h / g =$ coefficiente di scuotimento = rapporto dell'accelerazione sismica sull'accelerazione di gravità, dipendente dalla zona sismica.

Secondo la bozza DIN 4149, parte 1 (1976), par 8.5, si ricava, per il calcolo a rottura di opere di sostegno e paratie

$$H = \alpha \cdot b_0 \cdot m$$

α = fattore del terreno di fondazione

- 1,0 (roccia dura)
- 1,1 \div 1,2 (roccia debole)
- 1,2 \div 1,4 (roccia sciolta)

b_0 = accelerazione orizzontale, secondo la sismicità della zona

$$= 0,25 \div 1,0 \text{ m/sec}^2$$

m = massa del corpo slittante e dell'opera di sostegno

$$= G/g \text{ (} g = 10 \text{ m/sec}^2 \text{)}$$

(*) Università di Aquisgrana.

ad esempio per terremoti severi (zona di categoria 4) e roccia sciolta:

$$H = 1,3 \cdot 1,0 \cdot \frac{G}{10} = 0,13 G$$

cioè il 13% del peso del corpo slittante e fondazione.

1.1.2. Reazione del terreno

Resistenza dinamica al taglio φ , c : ridotta, specialmente in terreni sciolti incoerenti.

Compressibilità d'insieme: in questi terreni viene inizialmente aumentata dalla prima sollecitazione attraverso la vibrazione, poi diminuita, tali terreni venendo sempre prima costipati.

1.2. Ulteriori influssi sulla resistenza delle fondazioni

Mentre questi fattori si lasciano comprendere chiaramente, rimane l'incertezza sui calcoli delle fondazioni che ne derivano, a causa di:

a) la dispersione dei parametri del suolo, anche per terreni di fondazione apparentemente omogenei;

b) le dispersioni dei risultati di calcolo, in relazione a quale metodo viene impiegato per il calcolo delle grandezze seguenti:

α) sicurezza a rottura del terreno sotto fondazioni piane rigide a plinto o a travi;

β) cedimenti;

γ) distribuzione delle pressioni di sottofondo sotto travi o piastre di fondazione, nelle quali in particolare sono da determinarsi i massimi ed i minimi momenti e sforzi di taglio.

Contrariamente ad altri risultati della ricerca, sulle dispersioni di queste grandezze si sa ben poco numericamente. Ove si possa ipotizzare una distribuzione normale di Gauss, si riesce facilmente ad estrarre il valor medio ed il coefficiente di variazione delle grandezze osservate.

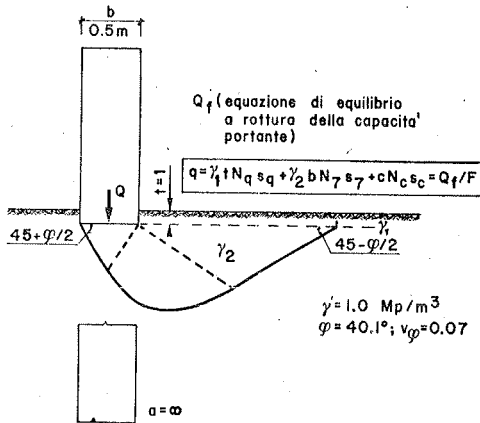
Da circa tre anni nel mio studio in Aachen si è indagato sui problemi che ne conseguono, in base al materiale numerico disponibile che è stato raccolto. Si riferisce brevemente sui risultati fin qui ottenuti.

2. ROTTURA DEL TERRENO

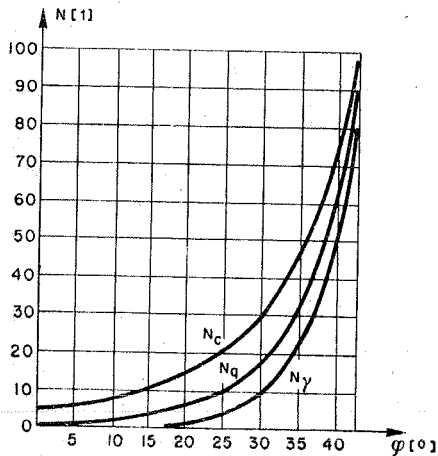
Pericolosa specialmente per il carico obliquo dovuto all'azione sismica. Finora sono state svolte indagini sui soli carichi verticali, che permettono di identificare bene le incertezze da attendersi nel calcolo della sicurezza a rottura del terreno.

2.1. Schema

Plinto isolato con carico verticale centrato, su terreno omogeneo, con angolo d'attrito interno φ (fig. 1).



- N = fattori della capacità portante dipendenti da φ
- s = fattori di forma, dipendenti da a/b
- t = profondità di fondazione
- γ_1 = peso specifico sopra il livello di fondazione
- γ_2 = peso specifico sotto il livello di fondazione



Distribuzione del valore φ

$$N_q = e \varphi \cdot \tan^2 (45 + \varphi/2)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi$$

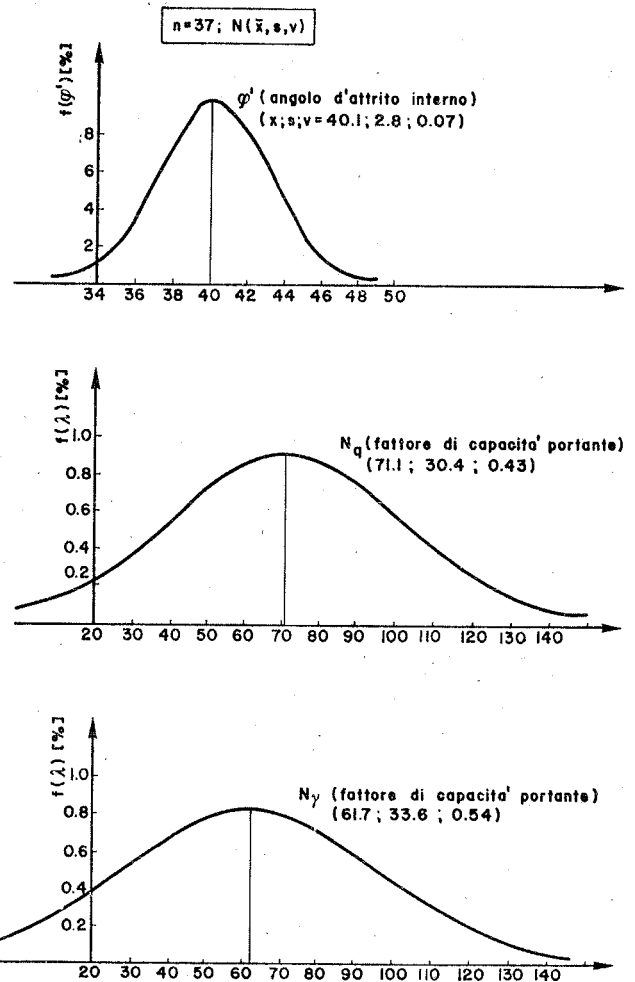
$$s_\gamma = 0.7$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

1 - Rottura del terreno.

2.2. Parametri del terreno

Per l'angolo φ di un dato terreno si possono ricavare, tramite delle prove a taglio, un valor medio ed un coefficiente di variazione. Di regola questo ammonta a circa il 10%; qui al 7%, per un numero di prove n pari a 37 (fig. 2).



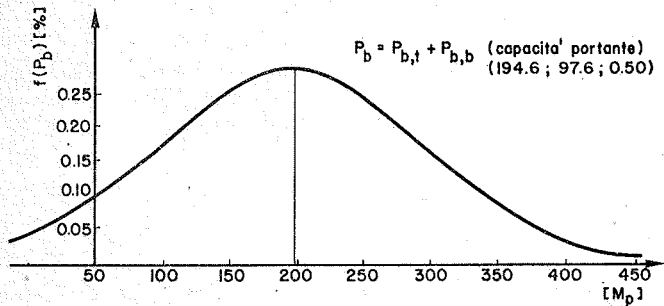
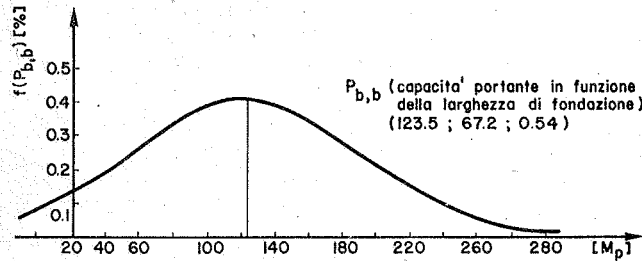
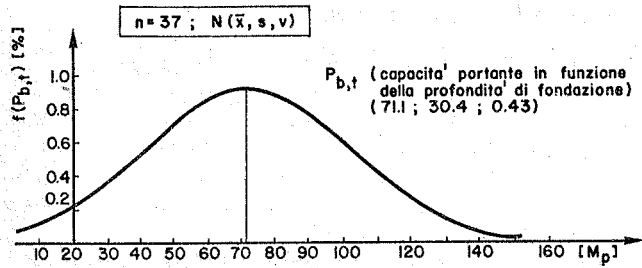
2 - Distribuzione della probabilità dell'angolo d'attrito interno e dei coefficienti di resistenza di una sabbia.

2.3. Grandezze di calcolo

Per questa distribuzione di probabilità viene calcolata, secondo la DIN 4017, la distribuzione di probabilità del carico di rottura, per rapporti pressoché costanti di lunghezza, larghezza, profondità della fondazione, peso di volume del terreno, eccetera (fig. 3).

Tale distribuzione mostra, in questo esempio tipico, un coefficiente di variazione di circa il 50%.

In realtà bisogna aggiungere altre incertezze, come per es. quella sul peso di volume, sulla coesione più o meno presente, così come quella sull'impiego di diversi metodi di calcolo, per es. con coefficienti diversi da quelli delle DIN 4017.



3 - Distribuzione della probabilità di rottura del terreno.

2.4. Conclusione

La causa dell'ampliamento della dispersione è prima di tutto la sensibilità dei coefficienti di resistenza, nelle equazioni di equilibrio a rottura del suolo, all'angolo di attrito, la cui tangente compare come esponente, a differenza di quanto avviene per la coesione, che nonostante un maggior coefficiente di variazione, fino al 50%, entra in modo lineare nel calcolo. Entrambi i componenti della resistenza alla rottura producono all'incirca la stessa oscillazione nel risultato finale.

Tali formule, giuste teoricamente, sono — da un punto di vista statistico — poco affidabili. Perciò si introduce un grado di sicurezza minore, ad es. 1,1 per il coefficiente d'attrito (o 1,3 per la coesione), oppure uno più alto, ad es. 2, per il carico di collasso calcolato.

Nondimeno la probabilità di collasso, per opere correnti, risulta ancora sempre molto alta. Essa può essere stabilita circa pari al frattile (10%, secondo l'EAU per tali indagini).

3. CEDIMENTI

A differenza del caso della rottura del terreno, qui non vi sono sufficienti osservazioni per comparare valori misurati con valori calcolati. Per cui i valori di stima del terreno, cioè quelli noti dalle osservazioni pubblicate, vengono con-

siderati come grandezze determinate. L'influenza della loro dispersione sul calcolo dei cedimenti dev'essere ancora investigata in dettaglio.

Come fattori di dispersione sono qui presenti diversi metodi di calcolo e diverse profondità efficaci assunte per il terreno sottostante.

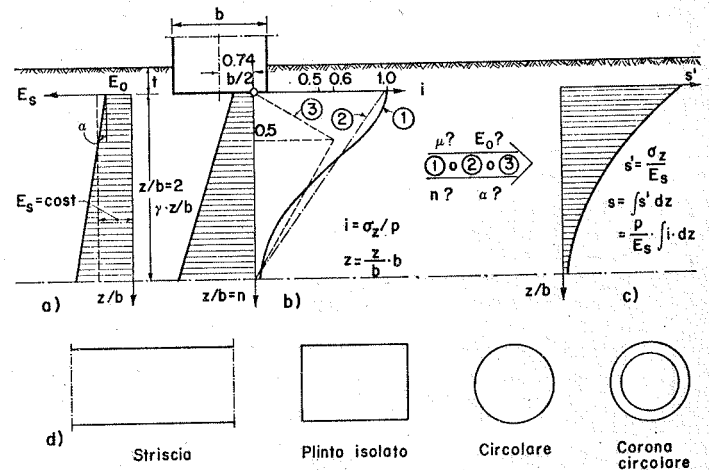
Da questi fattori deriva la dispersione del rapporto (del coefficiente di minorazione α) del cedimento misurato rispetto a quello calcolato. Il suo valor medio ha di volta in volta il significato di un fattore di correzione per il rispettivo metodo di calcolo. Il coefficiente di variazione fornisce una misura per la sua precisione.

3.1. Schema

400 osservazioni di cedimenti hanno potuto esser suddivise come segue, secondo le caratteristiche del terreno, della fondazione, e della prova.

Tipo di terreno: coesivo, non coesivo.

Tipo di fondazione (fig. 4): striscia, quadrato, cerchio, anello circolare, rigidi, e piastre flessibili.



4 - Ipotesi per il calcolo del cedimento. a) Distribuzione del modulo di rigidezza in funzione della profondità; b) Distribuzione delle pressioni verticali; c) Superfici di cedimento risultanti dai punti a) e b); d) Superfici di base.

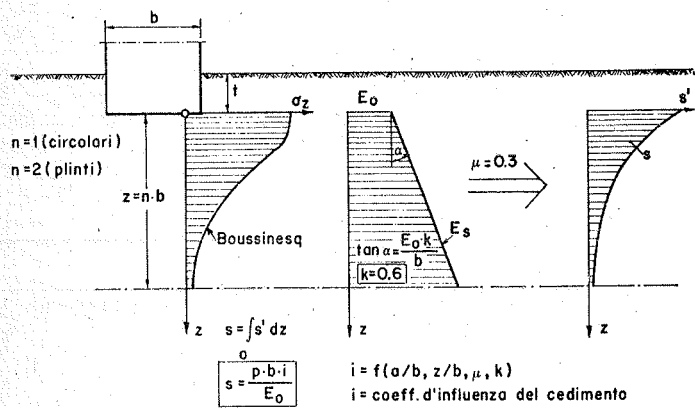
Tipo di prova: laboratorio (prove di compressione), sonda a compressione, sonda a percussione.

3.2. Modi di calcolo

I calcoli sono stati svolti con 10 diversi procedimenti, che si possono suddividere in due gruppi: sei di origine teorica (DIN 4019), Froehlich, Steinbrenner, Sivering sec. Butler (3 x) e quattro di origine empirica (Kérisel, Jaky, Terzaghi-Peck, Schmertmann).

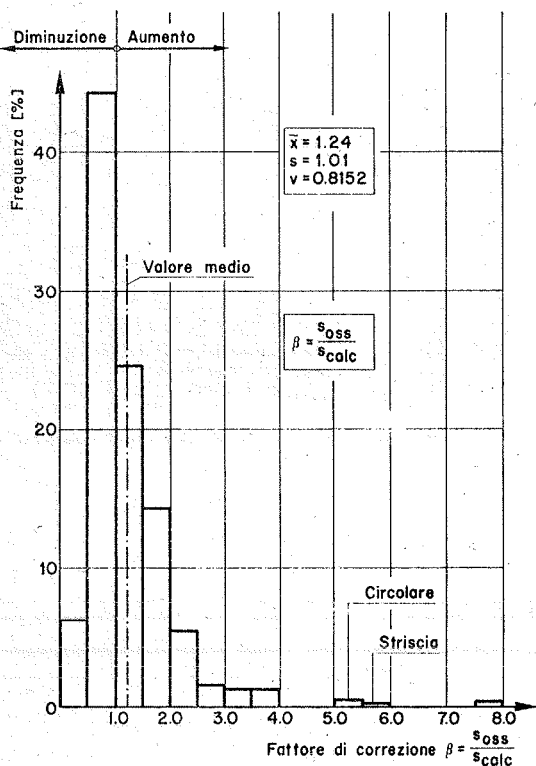
3.3. Risultati

Dai coefficienti di variazione si è potuto dedurre come profondità d'influenza effettiva un rapporto $z/b \approx 2$ per fondazioni isolate rigide di dimensioni massime 12×12 m;



5 - Aggiunta per il miglior metodo di calcolo dal punto di vista statistico. $n=1$ e rispettivamente 2. Distribuzione secondo Boussinesq; $k=0,6$; $\mu=0,3$.

per fondazioni a piastra deformabile è risultato un rapporto ricavato statisticamente di $z/b \approx 1,0$. Inoltre i coefficienti di variazione individuano nel procedimento di Sievering sec. Butler con la successiva aggiunta (fig. 5) il più preciso, con $v = 82\%$. Ciò nonostante, il valor medio α non vale 1 (fig. 6). Esso pure deve essere introdotto come un fattore di correzione.



6 - Distribuzione delle frequenze del fattore di correzione $\alpha = s_{oss}/s_{calc}$ (oss = osservato, calc = calcolato) per il metodo di fig. 5.

Risultati più precisi si ottengono mediante la suddivisione del materiale d'osservazione secondo il tipo di terreno ed il metodo di ricerca.

4. RIPARTIZIONE DELLE PRESSIONI DEL SUOLO

Di misurazioni della distribuzione delle pressioni del suolo sotto travi o piastre deformabili, appena ne esistono. Per cui, se per semplificare il problema in un primo tempo non ci si allontana da coefficienti del terreno fissi, per l'esame delle dispersioni nella distribuzione delle pressioni, si può considerare solo l'influenza dei diversi procedimenti di calcolo sul dimensionamento della struttura.

Il significato pratico di un tale confronto è che viene messo in evidenza quanto la diversità dei numerosi metodi di calcolo si ripercuota sui valori dei momenti e degli sforzi di taglio. Poiché nessuno dei metodi aderisce bene alla realtà, ci si domanda se abbia senso svolgere dei calcoli troppo complicati.

L'essenza del problema è nel fatto che, analogamente a quanto si è visto per la rottura del terreno, già delle piccole differenze — qui, nella distribuzione delle pressioni sul terreno — si ripercuotono fortemente sul valore dei momenti.

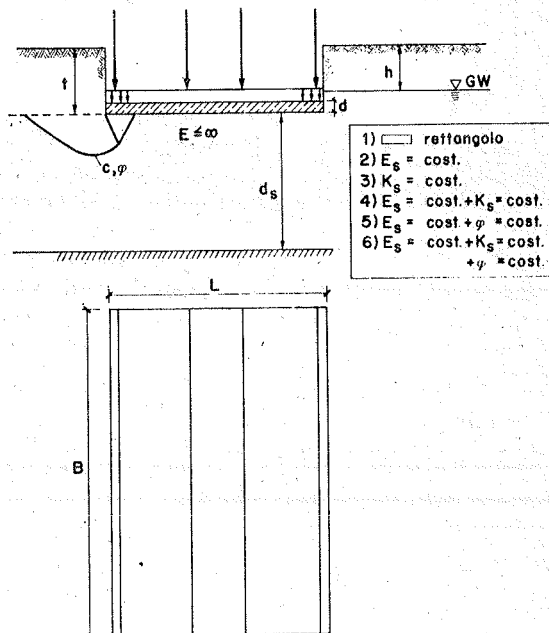
Tali sensibilità rendono più difficile il dimensionamento economico delle opere.

In verità finora, nonostante le differenze nei metodi disponibili, si sono riscontrati solo pochi casi di incidenti in termini di lesioni di piastre di fondazione; da ciò bisogna concludere che anche i metodi più semplici sono dalla parte della sicurezza.

4.1. Schema

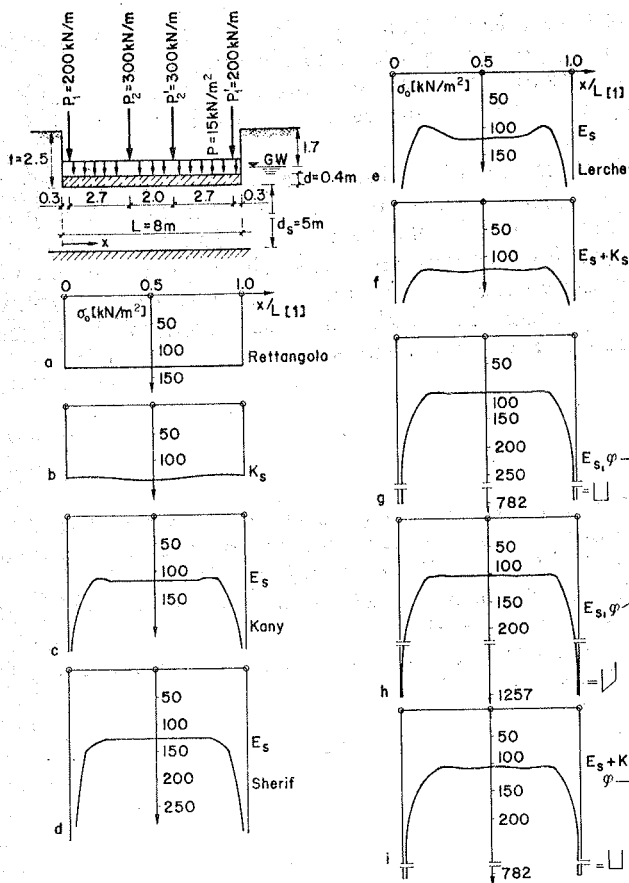
Dall'insieme delle ricerche di confronto, sono state scelte le seguenti fra le più indicative (fig. 7).

Piastra: rigida, flessibile.

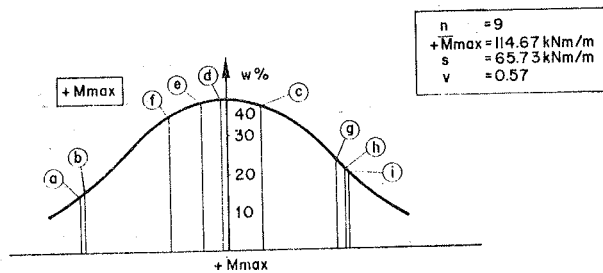


7 - Travi di fondazione esaminate.

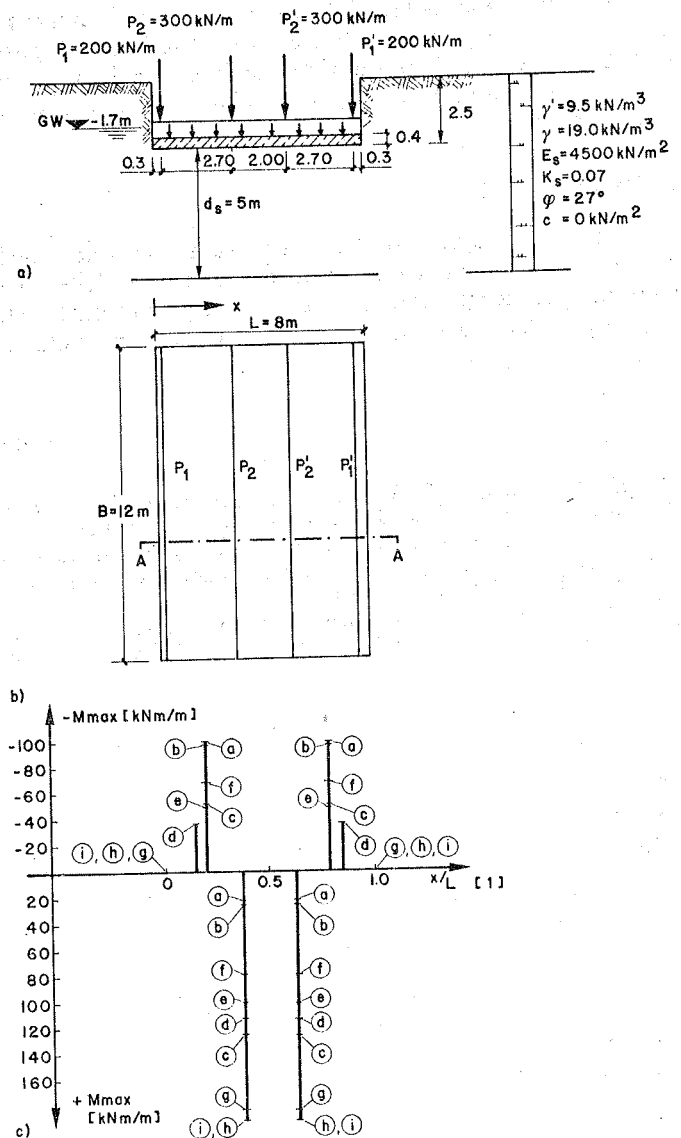
Sezioni di base: a, b.
 Tipo di terreno: coesivo, non coesivo.
 Falda: alta, bassa.



8 - Distribuzione delle pressioni del suolo, per un esempio, secondo diversi metodi di calcolo.



9 - Distribuzione delle probabilità dei momenti massimi e minimi per tutti gli esempi.



10 - Posizione dei momenti massimi e minimi.

Profondità di fondazione: zero, più profonda.
Carichi: concentrati, uniformi.

4.2. Modi di calcolo

Si sono svolti i calcoli con 14 diversi metodi, che differiscono l'uno dall'altro secondo quanto segue: distribuzione delle pressioni sul suolo: postulate, calcolate con o senza plasticizzazione, e con il coefficiente di sottofondo o col modulo di rigidità o con una combinazione dei due.

4.3. Risultati

Le distribuzioni delle pressioni del suolo ottenute coi diversi metodi sono illustrate, relativamente ad un esempio (fig. 8).

Essenziali sono le distribuzioni della frequenza dei momenti flettenti massimi e minimi (fig. 9) e le loro posizioni (fig. 10), ottenute per l'intero esempio. Dai valori dei

momenti risultano notevoli le differenze per il dimensionamento di una piastra di fondazione. Perciò non è possibile, in mancanza di misurazioni, stabilire se i metodi di calcolo più complicati si avvicinano alla realtà più di quelli più semplici.

5. SINTESI

I tre diversi confronti delle dispersioni dei valori della resistenza e dei cedimenti per le fondazioni, e delle sollecitazioni per le piastre, conseguenti rispettivamente alla dispersione dei coefficienti del terreno ed alla diversità dei

metodi di calcolo, fanno apparire dubbio (in mancanza di controlli, possibili solo eccezionalmente) se lo sviluppo teorico di metodi di calcolo e di leggi dei materiali sempre più raffinati costituisca un vantaggio per la pratica delle costruzioni.

Fortunatamente, le ipotesi e le impostazioni semplificate, impiegate ancor oggi prevalentemente nella prassi, appaiono trovarsi dalla parte della sicurezza. Perciò bisogna giudicare con cautela eventuali proposte più nuove e presumibilmente più accurate, che conducano a risultati anti-economici. Ma anche nel caso opposto, l'esperienza dovrebbe intervenire come strumento di controllo.

BIBLIOGRAFIA

- [1] DIN 4149 (Luglio 1957) Bauten in deutschen Erdbebengebieten; Richtlinien für Bemessung und Ausführung.
- [2] DIN 4149, Teil 1 (Entwurf Dicembre 1976) Bauten in deutschen Erdbebengebieten; Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten.
- [3] EAU 1975, Empfehlungen des Arbeitsausschusses «Uferauffassungen», Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 5. Auflage, Berlino 1975.
- Lavori di ricerca in Aachen, ancora da pubblicarsi:*
- [4] MORSCHER: Versagenswahrscheinlichkeit und Sicherheit von Flachgründungen als Grundlage für Bauvorschriften.
- [5] SIEVERING: Setzungsvorhersage aufgrund von Setzungsmessungen an Bauwerken.
- [6] ULLERICH: Der Einfluss plastischer Verformungen auf die Schldruckverteilung.

Controllo delle fessurazioni nelle strutture in calcestruzzo

Relazione su invito: Prof. Ing. Fritz Leonhardt

1 - CAUSE E IMPORTANZA DELLA FESSURAZIONE

Il calcestruzzo ha una resistenza alla compressione elevata, ma una resistenza alla trazione modesta. Piccole sollecitazioni di trazione provocano facilmente una fessurazione che però non pregiudica le prestazioni in servizio, la durevolezza e la sicurezza delle strutture fintanto che si tratta soltanto di lesioni capillari, cioè di ampiezze al di sotto di 0,2 - 0,4 mm (secondo le condizioni dell'ambiente).

Negli ultimi 30 anni la ricerca sulla protezione dalla corrosione dell'acciaio nel calcestruzzo ha anche affrontato la questione dell'influenza della fessurazione sulla corrosione. I ricercatori concordano nel considerare che fessure la cui ampiezza misurata sulla superficie non superi 0,4 mm non incrementano la corrosione a condizione che lo spessore del calcestruzzo sia di almeno 25 mm e che le barre di armatura abbiano un diametro inferiore a 20 mm.

Risulterebbe così che la limitazione della fessurazione sia in primo luogo una questione di buon aspetto esterno della struttura in c.a., perché le lesioni che sono facilmente visibili danno alla gente, specialmente ai clienti, l'impressione dell'inizio di un processo di distruzione, a danno della reputazione degli ingegneri.

Un buon aspetto esterno come ragione principale per il controllo della fessurazione non sembra molto convincente, ciò non dimeno è importante formulare ed osservare buone regole per limitare l'ampiezza delle lesioni. Lesioni ampie sono generalmente la conseguenza di una qualità scadente nel progettare i particolari costruttivi delle armature, inoltre rappresentano un pericolo per la sicurezza dell'aderenza fra armatura e calcestruzzo — cosicché non è soltanto la protezione dalla corrosione e l'estetica che richiedono il controllo della ampiezza delle lesioni.

Molti ingegneri credono ancora che la fessurazione possa evitarsi se le tensioni di trazione dovute ai carichi esterni sono mantenute al di sotto della resistenza alla trazione del calcestruzzo.

Perciò, nella maggioranza delle norme troviamo delle limitazioni di queste tensioni di trazione, per esempio per le strutture in c.a.p. Questa opinione è sbagliata. La maggior parte delle lesioni è causata da tensioni di trazione

dovute a stati di coazione prodotti da differenze di temperatura o dal ritiro differenziale. La temperatura ha un ruolo molto più importante nel causare sollecitazioni di quanto molti ingegneri non credano.

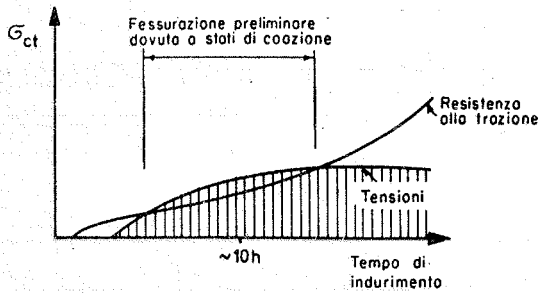
Il massimo pericolo di fessurazione si presenta durante i primi giorni della vita di una struttura, specialmente se lo spessore dell'elemento in calcestruzzo è considerevole. E' ben noto che la idratazione del cemento sviluppa calore e così riscalda il calcestruzzo durante le prime ore dopo la posa in opera. Nell'interno di elementi di calcestruzzo di grosso spessore sono state misurate temperature fino a 80 K, che determinano una sensibile differenza rispetto alla temperatura dell'aria in corrispondenza alla superficie esterna, che può essere di 10 o 20 K.

In questa stagionatura iniziale, la resistenza alla trazione del calcestruzzo è ancora molto bassa e le tensioni di trazione dovute a tali differenze di temperatura possono facilmente superare la resistenza e causare delle lesioni, almeno micro-fessurazioni fra gli inerti e la malta (fig. 1). Queste micro-fessurazioni iniziali riducono naturalmente la resistenza a trazione finale. Questa è la ragione per cui spesso troviamo che la resistenza alla trazione nelle strutture è inferiore ai valori misurati su provini in laboratorio.

Perciò, non è possibile fare assegnamento sulla resistenza a trazione del calcestruzzo nelle strutture per qualsiasi requisito di importanza primaria.

Dall'altra parte, ci sono molti punti nelle strutture dove si formano delle modeste tensioni di trazione secondarie, per esempio come conseguenza dell'aderenza fra le barre corrugate ed il calcestruzzo, dove abbiamo bisogno di una limitata resistenza alla trazione su cui possiamo fare assegnamento fin'ora senza controindicazioni.

Anche dopo l'indurimento del calcestruzzo, le tensioni di trazione dovute a tali stati di coazione possono facilmente superare anche una buona resistenza alla trazione, se la struttura è esposta al sole in alternanza con notti fredde o addirittura col gelo nelle stagioni invernali. Il Prof. Otto Graf, il famoso pioniere nel campo delle prove sui materiali, all'Università di Stoccarda, insegnava già nel lontano 1928 che elementi monodimensionali di calcestruzzo con dimensioni di più di 4 o 5 m, esposti all'aria aperta nel



1 - Sviluppo della resistenza a trazione del calcestruzzo e possibili tensioni di coazione nel calcestruzzo dovute al raffreddamento ΔT .

clima dell'Europa centrale presentavano una o due lesioni nel giro dei primi due anni, anche in assenza di carichi applicati. Questa esperienza è stata molte volte confermata da fessurazioni nei muri di sostegno di calcestruzzo etc., ma fin'ora non viene tenuta nel debito conto da tutti gli ingegneri.

Se si desidera o se si deve evitare una fessurazione iniziale, si devono prima di tutto evitare queste cause. Questo significa, per elementi di notevole spessore:

— utilizzare un cemento a basso calore di idratazione ed un basso dosaggio di cemento,

— raffreddare gli inerti o l'acqua di impasto così da ridurre i valori di picco della temperatura di idratazione,

— evitare il raffreddamento del calcestruzzo alle superfici, come avviene quando si disarmano troppo presto le casseforme o quando si bagna il calcestruzzo con acqua fredda per tenerlo umido,

— proteggere di notte il calcestruzzo contro l'abbassamento di temperatura,

— proteggere di giorno il calcestruzzo contro l'insolazione diretta.

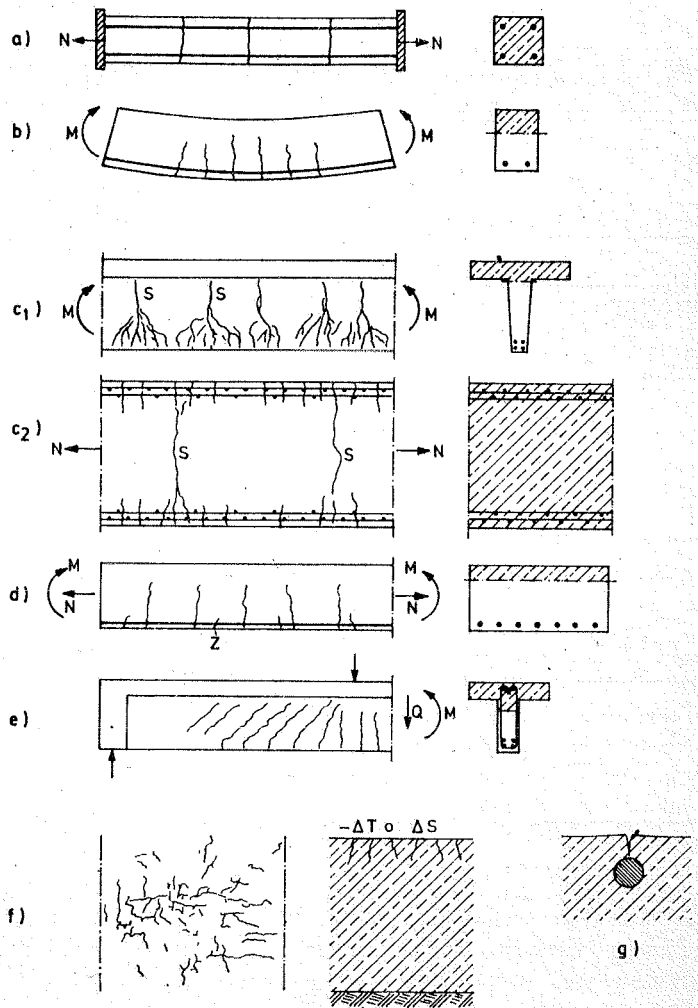
Il ritiro ha effetti simili al raffreddamento e causa inoltre tensioni di trazione vicino alla superficie. Di conseguenza, il calcestruzzo deve anche essere protetto contro la disidratazione troppo veloce in aria con basso grado di umidità.

Naturalmente, si devono anche evitare le tensioni di trazione dovute a carichi. Il calcestruzzo gettato in opera dovrebbe rimanere sulle centine il più a lungo possibile e gli elementi prefabbricati dovrebbero essere immagazzinati in modo da contenere le tensioni dovute al peso proprio in limiti molto modesti.

Tutte queste regole rivolte ad evitare la fessurazione iniziale appartengono alla tecnologia del calcestruzzo ed al « know-how » dei costruttori, ma dovrebbero anche essere tenute presenti dai progettisti.

Se si devono costruire strutture di una certa grandezza che devono rimanere esenti da fessurazioni, c'è soltanto un modo per ottenere ciò: compensare le tensioni di trazione causate dal carico e dagli stati di coazione con tensioni di compressione, prodotte da forze di precompressione applicate sufficientemente presto, o in altre parole, utilizzando il cemento armato precompresso.

La fessurazione non può essere evitata, come molti ingegneri credono, per mezzo delle armature. Le armature controllano soltanto l'apertura delle lesioni, perché ne limitano l'interasse e, quindi, l'ampiezza.



2 - Tipi di lesioni:

a) lesioni di separazione

b) lesioni di flessione

c) lesioni a forchetta (s)

d) lesioni secondarie o di aderenza (z)

e) lesioni di taglio

f) lesioni di superficie

g) lesioni longitudinali lungo le barre di armatura

2 - TIPOLOGIA DELLE LESIONI

Se un elemento prismatico in cemento armato è sottoposto a trazione, allora l'intera sezione del calcestruzzo risulterà fessurata, e saremo in presenza di « lesioni di separazione » (fig. 2a).

Per limitare l'ampiezza delle fessurazioni, occorre distinguere fra due tipi di separazione:

fessurazione dovuta a trazione con libero sviluppo della deformazione, dovuta alla sollecitazione dell'acciaio $\sigma_s = f_{ct}/\rho t$

e fessurazione dovuta a flessione o taglio nelle anime dove la deformazione è limitata dall'armatura longitudinale principale (diagramma di deformazione) e dove σ_s dipende dalla distanza all'asse neutro o dalla tensione nell'anima dovuta al taglio.

Se applichiamo la flessione a una trave di cemento armato, otteniamo delle lesioni di flessione che iniziano al lembo teso e terminano in prossimità dell'asse neutro (fig. 2b).

Se una simile trave è fortemente armata e se ha una altezza maggiore di 40 cm, allora le lesioni dovute alla flessione, molto ravvicinate, hanno la tendenza di unirsi alle lesioni dell'anima con un maggiore interesse una dall'altra, e possono essere chiamate «lesioni a forchetta» (fig. 2c). La loro ampiezza può essere molto grande, se non c'è una armatura longitudinale sufficiente nell'anima.

Queste lesioni a forchetta possono apparire in pareti tese di grande spessore, se l'armatura vicino ai bordi è forte (fig. 2d). Esse saranno descritte più avanti (fig. 5).

Nelle solette possono apparire lesioni più corte in mezzo a quelle dovute alla flessione, causate dalle lesioni interne dovute all'aderenza e che arrivano fino alla superficie. Possiamo chiamarle lesioni secondarie o lesioni di aderenza (2d). Esse saranno descritte più avanti (fig. 5).

Nelle travi sottoposte a sollecitazioni di taglio si manifestano lesioni di taglio con inclinazioni comprese fra 25° e 50° verso l'asse della trave (fig. 2e). Queste lesioni di taglio possono iniziare come lesioni di flessione o scaturire dall'interno dell'anima. La torsione causa delle lesioni inclinate in modo analogo, che attraversano l'intera altezza di tutte le facce di un elemento prismatico.

Una fessurazione innocua è quella prodotta da «lesioni di pelle» senza alcuna direzione preferenziale e generalmente poco profonde, spesso soltanto alcuni mm (fig. 2f). La troviamo in strutture massicce di calcestruzzo quando il calcestruzzo contiene una quantità troppo elevata di inerti fini, acqua e cemento.

Un tipo pericoloso di fessurazione è quello che si sviluppa lungo le barre dell'armatura, a causa dell'assestamento del calcestruzzo fresco (fig. 2g). Si ritrova al di sopra di barre di grosso diametro quando il calcestruzzo ha bassa consistenza (slump elevato) e se lo spessore del getto è piuttosto elevato. Fessurazioni simili aventi sviluppo longitudinale lungo barre di grande diametro possono essere causate da forze di separazione dovute a sollecitazioni di aderenza. Non vengono menzionate le microfessurazioni perché irrilevanti per la limitazione della larghezza delle fessurazioni.

3 - CHE SUCCEDDE ALL'ATTO DELLA FESSURAZIONE?

Una trave a sezione rettangolare di cemento armato sottoposta a trazione assiale uniforme si fessura quando la tensione di trazione arriva alla resistenza alla trazione. La forza di trazione che era sopportata dal calcestruzzo $T = A_c f_{ct}$ deve improvvisamente essere sopportata dalle barre dell'armatura, ciò che causa un brusco incremento di tensione nell'acciaio (fig. 3).

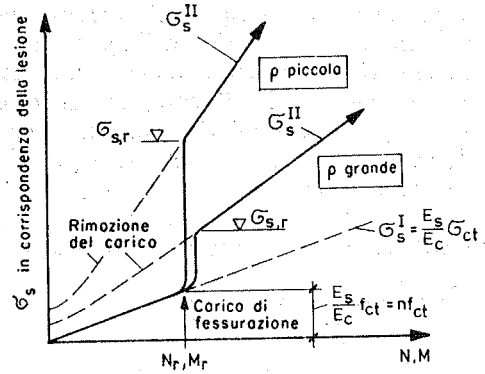
La tensione nell'acciaio nella sezione fessurata può essere facilmente calcolata $\sigma_{s,r} = f_{ct} / \rho_t$ con $\rho_t = A_s / A_{ct} =$ percentuale geometrica di armatura.

L'incremento improvviso di tensione nell'acciaio vale

$$\Delta \sigma_{s,r} = \sigma_{s,r} - \frac{E_s}{E_c} f_{ct}$$

Un piccolo valore di ρ_t dà luogo ad un elevato incremento di tensione, mentre se la percentuale di armatura è alta, l'incremento risulta limitato.

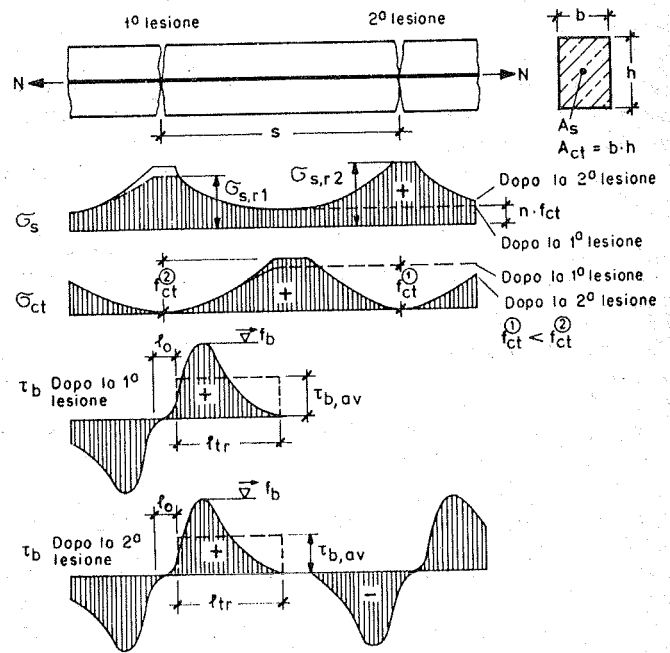
Le tensioni nell'acciaio in una trave sottoposta a flessione semplice, in cui tutta l'armatura è disposta al lembo



3 - Tensioni nell'acciaio in una lesione di un prisma sottoposto a trazione pura al crescere del carico per piccola e grande percentuale di armatura $\rho_t = A_s / A_{ct}$. $\sigma_{s,r} - \sigma_s^I =$ improvviso «salto» della tensione nell'acciaio all'atto della fessurazione.

inferiore ed in cui la percentuale geometrica è riferita all'intera sezione $A_c = b \cdot h$, vale $\sigma_{s,r} = 0,20 \frac{f_{ct}}{\rho}$ e fornisce un incremento più limitato.

Possiamo adesso esaminare il diagramma delle tensioni lungo la barra vicino alla prima lesione (fig. 4).

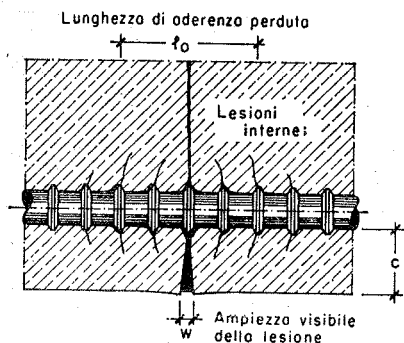


4 - Tensione lungo una barra di armatura in un prisma di cemento armato sottoposto a trazione pura, dopo la prima e la seconda lesione (la scala delle tensioni σ_s , σ_{ct} e τ_b è differente).

La tensione di aderenza τ_b deve avere un massimo vicino alla lesione su entrambi i lati della lesione stessa. Essa diminuisce con andamento esponenziale fino al punto in cui le deformazioni specifiche di trazione del calcestruzzo e dell'acciaio sono di nuovo uguali. Questa lunghezza in cui le tensioni di aderenza sono attive, si chiama «lunghezza di trasferimento», essa dipende principalmente dalla qualità di aderenza delle barre di armatura nel calcestruzzo.

La punta massima della tensione di aderenza vicino alla lesione è influenzata dalla entità dell'incremento di tensione nell'acciaio. Un incremento modesto può essere trasferito da basse tensioni di aderenza, un incremento elevato, però, determina tensioni di aderenza superiori alla resistenza di aderenza e può anche distruggere l'aderenza per un breve tratto.

Le esperienze del Prof. Y. Goto [7] (fig. 5) ci danno una idea di ciò che succede nell'interno delle lesioni. Elevate



5 - Piccole lesioni di aderenza in corrispondenza delle costole delle barre secondo le esperienze di Y. Goto.

tensioni di aderenza provocano piccole lesioni interne dietro i risalti delle barre corrugate. Piccoli denti di calcestruzzo resistono alle forze di ingranamento mediante la resistenza flessionale dei denti stessi. Questa resistenza diminuisce coll'aumentare della lunghezza di queste piccole lesioni di aderenza, uno o due denti possono quasi perdere la loro capacità portante. Ciò comporta una lunghezza $l_0 \rightarrow$ in cui l'aderenza è quasi perduta.

Per questa lunghezza l_0 propongo un valore approssimato che per barre ad aderenza migliorata di profilo standardizzato vale

$$l_0 = \frac{\sigma_{s,r} (\text{N/mm}^2)}{45} \varnothing \quad (1)$$

Questo valore è stato confermato da ulteriori ricerche, secondo il metodo Goto. Esso dovrà risultare maggiore per armature lisce.

Se la tensione nell'acciaio aumenta fino a raggiungere il limite di snervamento dell'acciaio, allora l'aderenza è più o meno annullata in corrispondenza delle prime due o tre lesioni di Goto, su ambedue i lati della lesione, e si ottiene una lunghezza $l_0 \approx 6 \varnothing$. Soltanto in questo modo possiamo spiegare che l'ampiezza iniziale della lesione all'atto della fessurazione può raggiungere 0,4 - 0,8 mm, come è stato osservato spesso sotto stati di coazione, quando soltanto una cosiddetta « armatura di ritiro » era stata posta in opera. Nelle travi precomprese con una quantità troppo bassa di armatura non pretesa e con cavi iniettati, la lunghezza l_0 nei cavi è risultata di circa $30 \cdot \varnothing$ con barre di 30 mm di diametro, causando ampiezze delle lesioni fino a 0,9 mm (ricerche di H. Trost, Aquisgrana).

Nel caso di flessione l'incremento improvviso della tensione nell'acciaio è inferiore, circa 0,4, se si calcola la percentuale geometrica di armatura con riferimento all'area tesa della sezione, cioè $\rho_t = A_s/b(h-x)$.

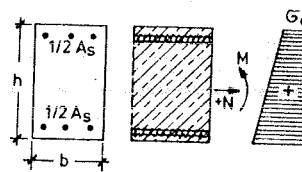
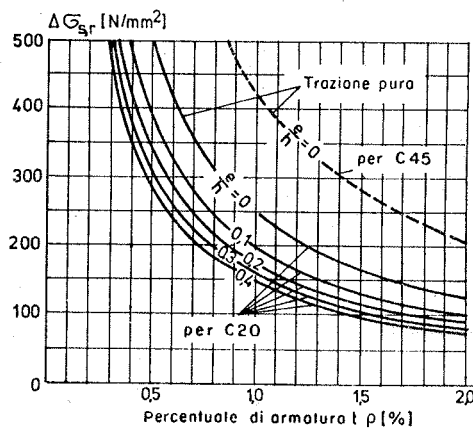
Se abbiamo flessione più sforzo normale di compressione come nelle travi di c.a.p., l'incremento improvviso di tensione nell'acciaio risulta considerevolmente minore, se la percentuale geometrica delle armature ordinarie è la stessa e non molto minore (figg. 6 e 7).

Troviamo che, all'atto della fessurazione, l'incremento improvviso di tensione nell'acciaio dipende considerevolmente dal tipo di azioni che causano la sollecitazione. Esso è massimo per la trazione centrata e diminuisce se intervengono la flessione o lo sforzo normale di compressione. Le curve dimostrano la grande influenza della percentuale di armatura e quella — con linea a tratti — dell'influenza della resistenza del calcestruzzo. Per la trazione assiale la tensione dell'acciaio può facilmente superare il limite di snervamento dell'acciaio ad alta resistenza $f_{sy} = 420 \text{ N/mm}^2$ con percentuali di armatura fino allo 0,6% per una resistenza cilindrica del calcestruzzo di 20 N/mm^2 e di 1,0% per una resistenza cilindrica di 45 N/mm^2 , riferendosi al valor medio f_{ctm} ; con un frattile del 95% di f_{ct} la percentuale di armatura potrebbe aumentare del 40%.

Secondo le norme CEB, 1977, la resistenza a trazione del calcestruzzo normale può essere assunta:

$$\begin{aligned} \text{valor medio } f_{ctm} &= 0,35 f_{ck}^{2/3} \text{ (MPa)} \\ \text{frattile 95\%} &1,6 f_{ctm} \\ \text{frattile 5\%} &0,6 f_{ctm} \end{aligned}$$

Se abbiamo flessione più compressione normale con una eccentricità e $\approx M/N = 0,6$ (fig. 7), allora la stessa percentuale di armatura può dare un incremento improvviso di tensione nell'acciaio di soltanto 1/10 del limite di snervamento.

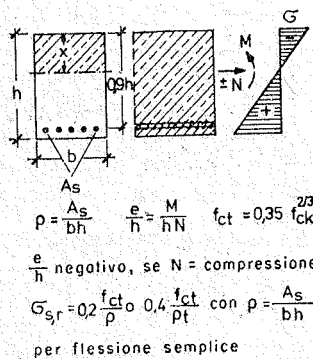
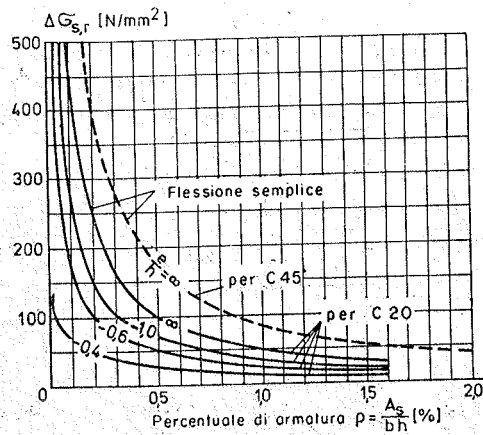


$$\rho = \frac{A_s}{bh} \quad \frac{e}{h} = \frac{M}{N} \quad f_{ct} = 0,35 f_{ck}^{2/3}$$

$\frac{e}{h}$ positivo, se N = trazione

$$\sigma_{sr} = \frac{f_{ct}}{\rho} \text{ per trazione centrata}$$

6 - Salto di tensione nell'acciaio $\Delta \sigma_{sr}$ all'atto della fessurazione in un prisma di cemento armato sotto trazione centrata o eccentrica per differenti percentuali di armatura ρ .



7 - Salto di tensione nell'acciaio $\Delta \sigma_{sr}$ all'atto della fessurazione in una trave in c.a. sotto flessione pura o pressione e flessione per differenti percentuali di armatura ρ . Le tensioni sono minori, se riferite a $\rho_t = \frac{A_s}{b(h-x)}$.

vamento. Questa grande differenza della tensione nell'acciaio all'atto della fessurazione deve avere, evidentemente, una considerevole influenza sulle forze di aderenza, sulla lunghezza in corrispondenza della quale si ha la perdita dell'aderenza, sulla lunghezza del trasferimento e, perciò, anche sulla ampiezza della lesione iniziale al momento della fessurazione e sull'ulteriore sviluppo di questa ampiezza sotto carichi crescenti o stati di coazione.

Deve essere sottolineato che questo improvviso incremento di tensione nell'acciaio deve anche influenzare la funzione $f(\tau_b, \epsilon_m)$ fra tensioni di aderenza e l'allungamento della barra di acciaio avvolta dal calcestruzzo. I metodi sperimentali che usiamo per misurare questa funzione, come le differenti prove di sfilamento, non hanno alcuna somiglianza con ciò che effettivamente succede all'atto della fessurazione nelle strutture e non costituisce, perciò, alcuna base corretta per le teorie che prevedono ampiezze delle lesioni. Nuovi metodi sperimentali che simulino questo improvviso incremento di tensione devono essere sviluppati per ricavarne dati attendibili.

4 - QUALE AMPIEZZA DELLE LESIONI DEVE ESSERE LIMITATA

Le prove di Goto (fig. 5) mostrano che l'ampiezza delle lesioni diminuisce passando dalla superficie esterna alla barra chiarendo che lo spessore del copriferro c deve avere una influenza sull'ampiezza della lesione misurata sulla superficie del calcestruzzo. Un'ampiezza di lesione pari a 0,3 mm può corrispondere ad una ampiezza di 0,1 o

0,05 mm in corrispondenza della barra, in funzione di c e \emptyset . Questo può spiegare la limitazione dei fenomeni di corrosione. L'ampiezza delle lesioni aumenta anche in funzione dell'interasse trasversale delle barre. Questa è la ragione della forte dispersione dei valori misurati delle ampiezze delle lesioni, che risultano maggiori nelle solette aventi grandi interassi fra le barre rispetto a quanto si osserva nelle travi a T, con interassi minori.

Se l'aspetto esterno è importante, allora l'ampiezza delle lesioni deve essere ovunque tenuta sotto controllo: ciò può essere ottenuto utilizzando piccoli interassi fra le barre, in relazione all'ampiezza accettabile delle lesioni. L'ampiezza accettabile delle lesioni per una data struttura dovrebbe essere oggetto di accordo fra committente e progettista e non essere un requisito fissato rigidamente dalle Norme.

Se la corrosione è importante, allora è l'ampiezza delle lesioni esistenti in corrispondenza della superficie delle barre che conta: l'ampiezza ammissibile dipende dallo spessore del copriferro, che dovrebbe essere messo in relazione con il diametro della barra \emptyset con $c \geq K \emptyset$, essendo $K \geq 1$ in edifici asciutti e $K \geq 2$ in ambienti umidi ed aggressivi.

Il copriferro delle barre di grosso diametro ($c > 40$ mm) dovrebbe essere protetto da una armatura trasversale di piccolo diametro, nel caso in cui sussista il pericolo di corrosione.

5 - UNA PROPOSTA PER IL PROCEDIMENTO DI PROGETTO

(La deduzione dettagliata è fornita in [1]).

La lunghezza di trasferimento in corrispondenza della lesione può essere determinata da

$$l_{tr} = \frac{f_{ct} A_{ct}}{\tau_{b, av} \Sigma u} + K_1(c, a) \quad (2)$$

A_{ct} = area del calcestruzzo teso prima della fessurazione

$\tau_{b, av}$ = valore medio della tensione tangenziale di aderenza in corrispondenza della lunghezza di trasferimento (fig. 4)

Σu = somma delle circonferenze delle barre

$K_1(c, a)$ = lunghezza di diffusione in funzione del copriferro e dell'interferro.

Il valore $K_1(c, a)$ dipende dal copriferro c e dall'interasse trasversale delle barre a , esso esprime la lunghezza nella quale le tensioni si diffondono a partire dalla lesione.

Si può assumere

$$K_1 = 1,2 c \quad \text{per } a \leq 2 c$$

$$= 1,2 c + \frac{a - 2 c}{4} \quad \text{per } a > 2 c \text{ con } a \leq 14 \emptyset$$

Il rapporto f_{ct}/τ_b è praticamente costante, se in corrispondenza del valore massimo della curva τ_b si raggiunge la resistenza di aderenza f_b (ciò che è vero nella maggior parte dei casi), cosicché la lunghezza di trasferimento risulta indipendente dalla qualità del calcestruzzo.

Si è trovato:

$$K_2 = \frac{f_{ct}}{\tau_{b, av}} = 0,40 \quad \text{per le barre ad aderenza migliorata con profili standard}$$

$$K_2 = 0,74 \quad \text{per barre lisce laminate a caldo.}$$

K_2 può raggiungere valori notevolmente maggiori nel caso di modesti incrementi di tensione nell'acciaio.

Il secondo termine di l_{tr} può essere scritto con la percentuale di armatura riferita all'area del calcestruzzo teso con il coefficiente K_3 dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni di trazione.

$$\frac{A_{ct}}{\Sigma u} = K_3 \frac{\phi}{\rho_t}$$

con $K_3 = 0,25$ nel caso di trazione pura (diagramma delle tensioni rettangolari) $K_3 = 0,125$ nel caso di flessione semplice (diagramma delle tensioni triangolari sull'altezza dell'area tesa effettiva).

Con questi coefficienti si può calcolare la lunghezza di trasferimento

$$l_{tr} = K_1(c, a) + K_2 K_3 \frac{\phi}{\rho_{t, ef}} \quad (3)$$

($\rho_{t, ef}$ vedi appresso).

Alla fine della lunghezza di trasferimento, la tensione di trazione del calcestruzzo può di nuovo raggiungere la resistenza alla trazione, cosicché si può verificare un'altra lesione. Di conseguenza, la lunghezza di trasferimento determina l'interasse probabile delle lesioni e fornisce un parametro significativo per il calcolo dell'ampiezza delle lesioni.

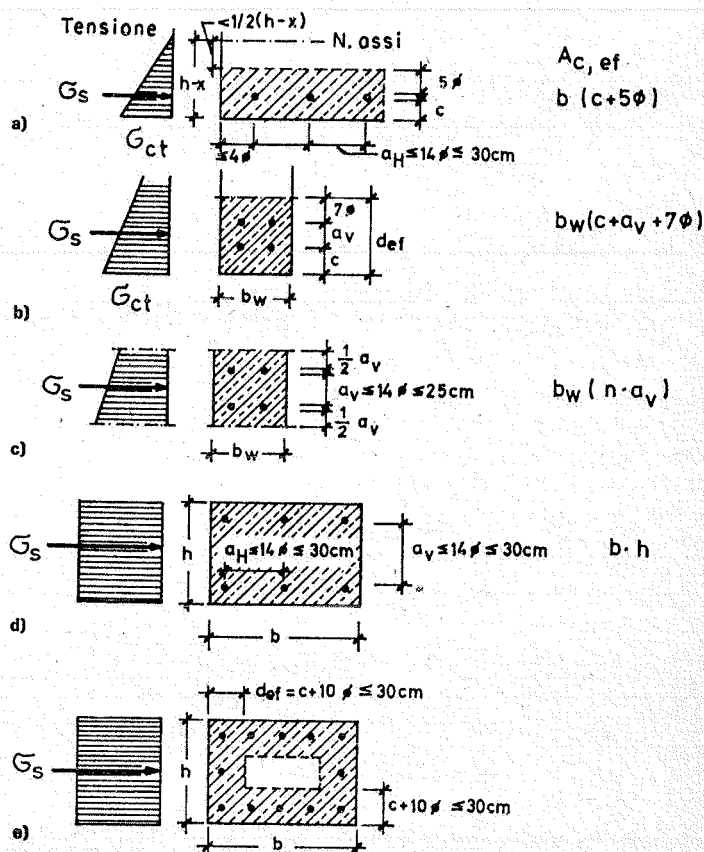
La lunghezza di trasferimento dipende dalla percentuale geometrica dell'armatura ρ_t , che è riferita all'area di calcestruzzo teso A_{ct} , che dovrà fessurarsi. Quest'area viene facilmente definita nel caso di trazione pura e di flessione per elementi di piccola altezza (< 300 mm), ma per travi più alte, per esempio, nelle quali il baricentro della zona tesa è molto superiore al baricentro delle armature (fig. 8a), l'area totale $A_{ct} = b(h - x)$ può dare risultati erronei.

Per questi casi si deve tener conto dell'andamento delle lesioni e si trova così che vi è soltanto una piccola zona intorno alle barre di armatura, nella quale esse influenzano l'interasse delle lesioni. Fuori di questa zona gli interessi risultano considerevolmente maggiori. Quindi dobbiamo introdurre un'« area efficace » $A_{c, ef}$, che dipende dal copriferro e dall'interasse orizzontale e verticale delle barre secondo quanto proposto nella fig. 8. Per elementi soggetti a trazione pura, quest'area può essere uguale all'area totale della sezione, se sono prevedibili lesioni di separazione.

In elementi spessi, nei quali le tensioni di origine termica si sovrappongono a quelle dovute ai carichi, può essere sufficiente una zona marginale avente spessore pari a circa $(c + 10 \phi) \leq 30$ cm, perché le tensioni termiche che producono trazione raggiungono il valore massimo in prossimità della superficie e risultano di compressione nella zona interna. Nelle formule dell'ampiezza delle lesioni, il quantitativo di armatura deve, quindi, essere riferito all'area efficace A_c , come risulta definita in via di tentativo nella fig. 8.

I limiti degli interassi delle barre $a = 14 \phi \leq 30$ cm, sono basati sulle esperienze di Beeby: essi possono essere ancora troppo grandi, ma risultano convenienti per la pratica della progettazione.

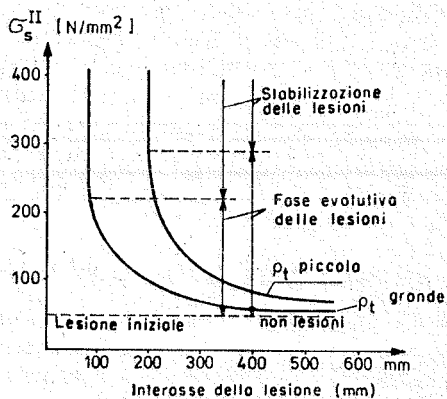
Se noi aumentiamo il carico dopo aver ottenuto la prima lesione (fig. 4) si avranno altre lesioni a distanze più o meno aleatorie, là dove il calcestruzzo presenta zone di minor resistenza. Comunque, a partire da un certo livello del carico, il numero delle lesioni non aumenta più: si



8 - Area $A_{c, ef}$ intorno alle barre di armatura, nella quale le barre determinano piccoli interassi delle lesioni. Per il calcolo dell'interasse e dell'ampiezza delle lesioni la percentuale di armatura ρ_t deve essere riferita a $A_{c, ef}$ e viene chiamata $\rho_{t, ef}$.

a) Flessione zone marginali solette; b) Flessione bordo dell'anima; c) Trazione eccentrica anime, piastra; d) Trazione con eccentricità piccola o nulla; e) Trazione per dimensioni maggiori.

parla, in tal caso della stabilizzazione delle lesioni. L'interasse di alcune lesioni risulta il minimo possibile e pari a $s_{min} = \frac{1}{2} l_0 + l_{tr}$. Si osserva una grande dispersione degli interassi fra le lesioni nelle strutture e la elaborazione statistica ha portato a coefficienti compresi fra 1,3 ed 1,8 per il frattile 95% dell'interasse delle lesioni rispetto al valore medio, a seconda del tipo di azione applicata e dell'angolo fra la lesione e la barra.



9 - Sviluppo dell'interasse delle lesioni e fasi dello sviluppo delle lesioni per barre ad aderenza migliorata ($s = 400$) in funzione dell'incremento del carico, espresso da σ_s^{II} .

La maggior parte delle formule sono fino ad ora basate sull'interesse medio delle lesioni nello stato di stabilizzazione, ma ciò non è possibile perché nel caso di stati di coazione si possono avere soltanto poche lesioni con grande interesse, e nel caso di calcestruzzo parzialmente precompresso l'intervallo fra le lesioni aumenta all'aumentare del grado di precompressione, perché la tensione di aderenza τ_b rimane al di sotto di f_b e quindi K_3 diviene maggiore di 0,4. Contemporaneamente l'ampiezza delle lesioni diminuisce (4).

Quindi l'ampiezza delle lesioni dovrebbe essere calcolata come somma di $l_o + l_{tr}$, ciò che porta all'espressione

$$w = l_o \epsilon_s^{II} + l_{tr} \epsilon_m \quad (4)$$

dove ϵ_s^{II} è la deformazione specifica dell'acciaio dovuta a σ_s^{II} calcolata nella sezione fessurata ad ϵ_m è la deformazione specifica media dell'acciaio di un prisma di cemento armato, misurata a cavallo delle lesioni, considerando il contributo del calcestruzzo teso all'interno della lunghezza di trasferimento, ciò che può essere fatto soltanto mediante prove. Un gran numero di queste prove è stato effettuato a Stoccarda per stati di coazione da H. Falkner [5] e per sollecitazioni dovute a carichi applicati da F. Rostasy [6]. La fig. 10 mostra alcuni risultati tipici. Il contributo del calcestruzzo, il cosiddetto « tension stiffening », è maggiore per basse percentuali di armatura e per tensioni vicine allo stato di tensione corrispondente alla fessurazione. Esso diminuisce all'aumentare delle tensioni.

Si può schematizzare il fenomeno con una curva, come mostrato nella fig. 11.

Il valore massimo del contributo del calcestruzzo (effetto « tension stiffening ») è

$$\max \Delta \epsilon_s = K_6 \frac{f_{ct}}{E_s \rho_t} \quad \text{con } K_6 = 0,5 \text{ per trazione pura e } K_6 = 0,36 \text{ per flessione semplice.}$$

H. Falkner ha potuto dimostrare [1] che, trascurando ϵ_{ct} , il coefficiente K_6 può essere eliminato e si ottiene

$$\epsilon_m = \epsilon_s^{II} e \left(1 - \frac{(\sigma_{s,r})^2}{\sigma_s} \right) \quad (5)$$

dove $\sigma_{s,r}$ = tensione nell'acciaio all'atto della fessurazione nella sezione fessurata, sotto il carico di fessurazione che determina $\sigma_{ct} = f_{ctm}$ nel I stadio

σ_s^{II} = tensione nell'acciaio all'atto della fessurazione sotto il livello di carico considerato

$\sigma_{s,r}$ tiene conto della differenza fra trazione pura e flessione.

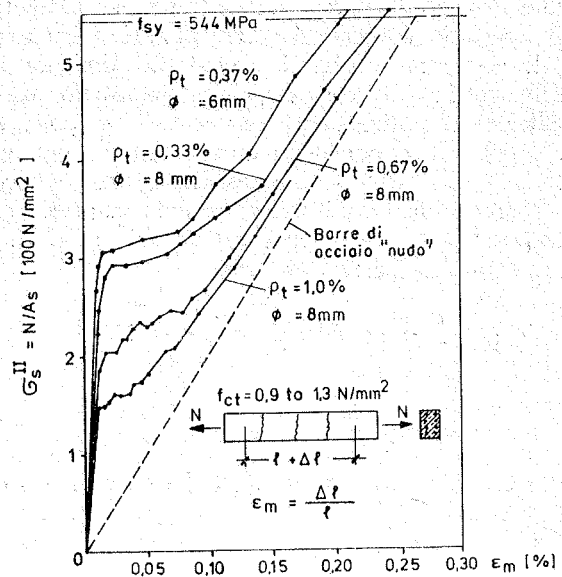
A questo punto si hanno tutte le relazioni ed i parametri che occorrono per il calcolo dell'ampiezza alla prima messa in carico, nel caso in cui le lesioni attraversano le armature perpendicolarmente.

Si raccomanda di basare le valutazioni della resistenza a trazione del calcestruzzo, della resistenza di aderenza ecc. sui valori medi e poi usare un fattore di dispersione K_4 per ottenere w_{95} = frattile 95% dell'ampiezza massima. Questo coefficiente di variazione K_4 può essere assunto approssimativamente

$K_4 = 1,4$ per trazione semplice e con moderati interassi delle barre longitudinali

$K_4 = 1,6$ per flessione.

Fin'ora sono stati proposti coefficienti di dispersione molto maggiori, basati su statistiche che includono prove nelle

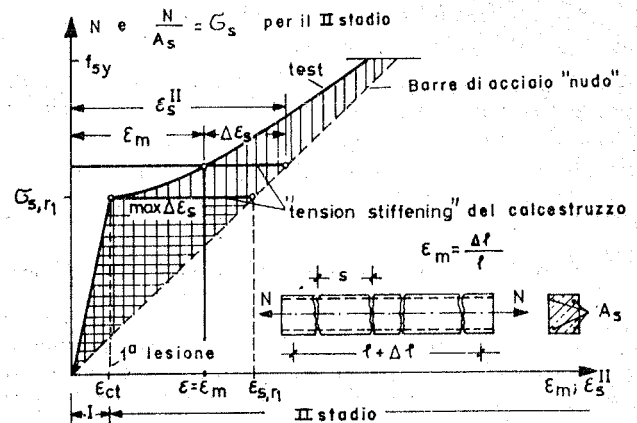


10 - Curve sperimentali tensioni-deformazioni specifiche, dedotte da elementi di calcestruzzo leggero (CL 10 - CL 15) sottoposti a compressione centrata con differenti ρ_t , differenti interassi e differenti diametri dell'armatura (Rostasy).

quali non sono state applicate ragionevoli regole di dimensionamento per il controllo delle lesioni.

E' stato anche trovato che le formule ed i coefficienti qui proposti conducono a valori, che corrispondono più al frattile 60% che al frattile 50%, proprio dei valori medi. Una leggera sopravvalutazione dei valori medi nel calcolo di progetto costituisce un elemento a favore della sicurezza ed è ben fondato, ma permette di adottare valori minori di K_4 , coefficiente di variazione per il frattile 95%.

Nel caso di ripetizione dei carichi o di carichi di lunga durata, l'ampiezza delle lesioni aumenta al diminuire del



11 - Curve schematiche tensioni-deformazioni specifiche di un elemento di cemento armato e di barre di acciaio «nudo». La distanza orizzontale fra le due curve è contrassegnata con $\Delta \epsilon_s$ in relazione a $\Delta \sigma_s$. Questa distanza mostra il contributo del calcestruzzo teso (tension stiffening) lungo la lunghezza di trasferimento (Rostasy).

valore di $\Delta \epsilon_s$ (tension stiffening) nella fig. 11 secondo il coefficiente

$$K_5 = 0,8 \div 0,4.$$

Il valore maggiore si riferisce ad alte percentuali di armatura e carichi moderati, il valore minore a basse percentuali di armatura e carichi elevati. E' difficile definire questo coefficiente con maggiore precisione ai fini delle applicazioni pratiche. Per barre lisce, si può assumere $K_5 = 0,4 \div 0,2$, perché in questo caso il contributo dei blocchi di calcestruzzo teso fessurato, che avvolgono le barre, è pressoché perduto. La massima ampiezza delle lesioni può essere ora scritta in funzione dei termini e dei coefficienti esaminati precedentemente:

$$w_{95} = K_4 l_0 \frac{\sigma_{II_s}^2}{E_s} + K_4 l_{tr} 1/E_s \left(\sigma_{II_s}^2 - K_5 \frac{\sigma_{s,r}^2}{\sigma_{II_s}^2} \right) \quad (6)$$

in cui

$$l_{tr} = K_1(c, a) + K_2 K_3 \frac{\phi}{\rho_{t,ef}} \quad (\text{vedi (3)})$$

E' necessaria una correzione se le barre non attraversano le lesioni ad angolo retto. Si può introdurre il coefficiente $K\alpha$ ed assumere in via approssimata i seguenti valori:

$$\begin{aligned} \text{per } \alpha \leq 75^\circ & \quad K\alpha = 1,0 \\ \alpha = 45^\circ & \quad K\alpha = 1,6 \end{aligned}$$

con interpolazione lineare per gli angoli intermedi.

Questi valori $K\alpha$ dovrebbero essere convalidati da ulteriori prove.

6 - INFLUENZA DEL RITIRO E DELLA TEMPERATURA

Nelle strutture che presentano grandi differenze di spessore tra i vari elementi costitutivi mutuamente connessi, gli elementi sottili (come le controsolette delle travi a cassone) possono essere sede di tensioni di trazione, dovute a fenomeni differenziali durante il ritiro ed il raffreddamento, che possono contribuire alla fessurazione ed all'aumento dell'ampiezza delle lesioni.

L'ampiezza addizionale delle lesioni può raggiungere valori massimi dell'ordine di grandezza

$$\Delta w_{s,T} \approx 0,7 (l_0 + l_{tr}) \Delta \epsilon_{s,T}$$

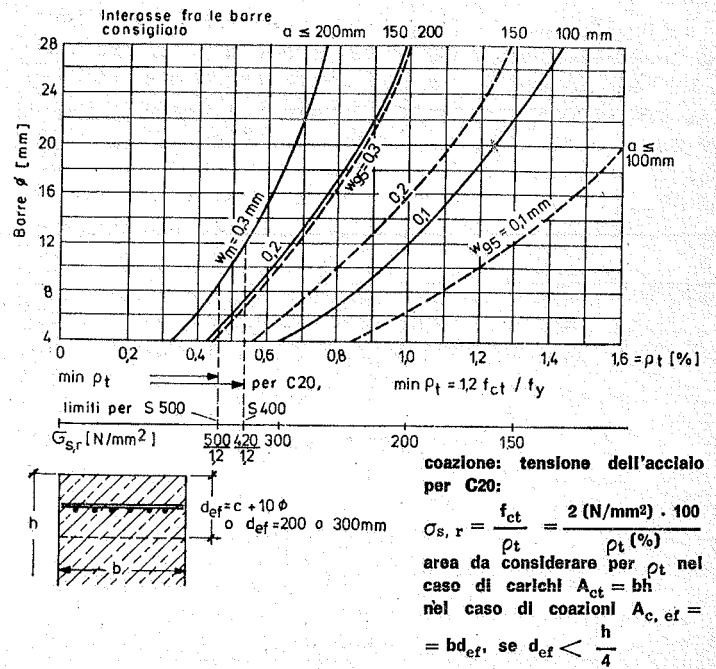
in cui $\Delta \epsilon_{s,T}$ è la differenza di deformazione specifica dovuta a ritiro e temperatura dell'elemento sottile rispetto all'elemento di maggiore spessore a cui risulti vincolato.

Il valore $\Delta w_{s,T}$ deve essere dedotto dal limite prefissato per l'ampiezza delle lesioni, dovuta ai carichi applicati.

7 - DIAGRAMMI DI PRATICO IMPIEGO IN FASE DI PROGETTAZIONE

La formula (6) di w_{95} è, naturalmente, troppo complicata per l'impiego corrente. Perciò sono stati preparati semplici diagrammi, che dovrebbero essere ulteriormente sviluppati, i quali permettono di leggere direttamente i dati necessari per il progetto.

Per primo è presentato il diagramma di Falkner, valido per il caso di coazione, che permette di trovare la percentuale di armatura $\rho_{t,ef}$ necessaria (fig. 12).



12 - Percentuale necessaria di armatura ρ_t per il limite prefissato dell'ampiezza delle lesioni (w_m oppure w_{95}) assumendo il diametro delle barre per trazione pura dovuta a carichi oppure a coazione sino a $1,2 \sigma_{s,r}$.

Classe del calcestruzzo C 20, per una classe superiore $\rho_t = \frac{f_{ct}}{f_y}$ barre ad aderenza migliorata S 400 o S 500.

Spessore del copriferro da 1,5 a 3 cm.

Limiti inferiori di ρ_t nel caso di stati di coazione.

Il diagramma è valido per una buona aderenza; nel caso in cui le condizioni di aderenza sono sfavorevoli, come avviene per le barre situate all'estremità, occorre incrementare ρ_t del 30% (Diagramma di Falkner).

E' ipotizzato che le deformazioni possano svilupparsi liberamente, quindi i diagrammi non possono essere usati per lesioni di separazione nelle anime.

I diagrammi sono basati sulla tensione dell'acciaio all'atto della fessurazione. Se la tensione aumenta a causa del carico in un secondo tempo, occorre apportare una correzione, che può essere dedotta dalla equazione (6) ed è data in [1]. Questi diagrammi sono anche utilizzabili per i calcestruzzi leggeri [1].

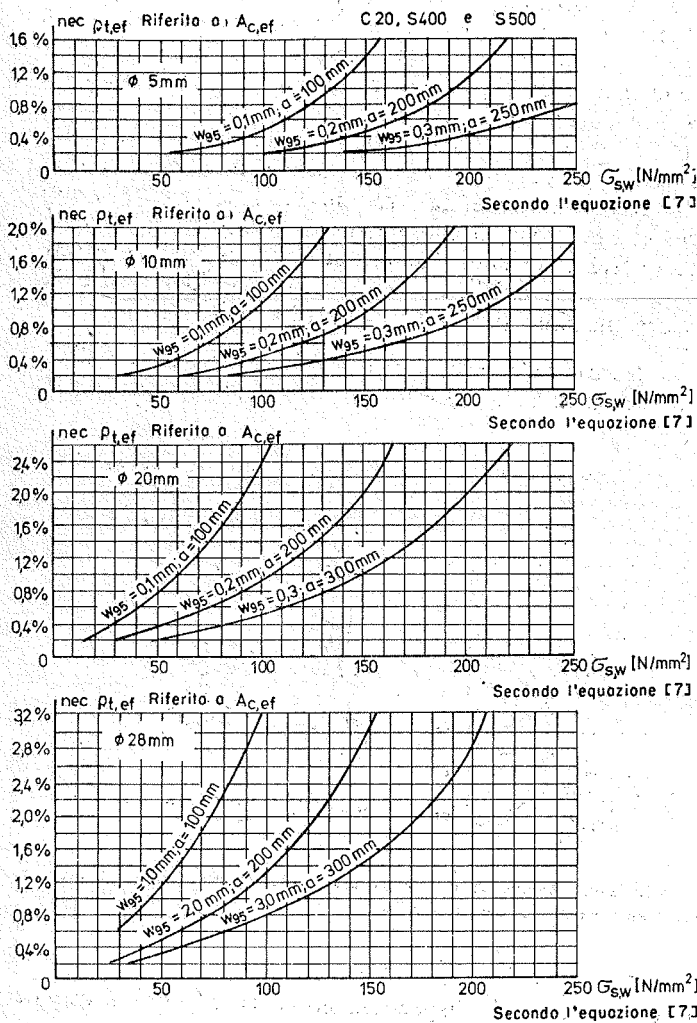
Diagrammi più generali sono stati sviluppati dalla formula completa (6) da W. Dietrich (fig. 13), che permettono di leggere la percentuale $\rho_{t,ef}$ necessaria in funzione del diametro prescelto per le barre e di una tensione fittizia nell'acciaio, dovuta al carico di servizio:

$$\sigma_{s,w} = \sigma_{II_s} - \frac{43 \sigma_{s,r}}{\sigma_{II_s} \rho_{t,ef} \text{ (\%)}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (7)$$

per la quale sono stati adottati i seguenti valori medi:

$$K_3 = 0,2; \quad K_5 = 0,6; \quad f_{ct} = 2 \text{ MPa.}$$

Diagrammi di questo tipo dovrebbero essere disponibili nei manuali per differenti tipi di calcestruzzo e di acciaio e specialmente per la precompressione parziale. Essi costituiscono il metodo più semplice per rendere agevole il controllo dell'ampiezza delle lesioni nella pratica corrente. Gli ingegneri progettisti non dovrebbero essere obbligati ad aprire un nuovo campo di calcoli pieni di incertezze.



13 - Diagrammi per determinare $nec \rho_{t,ef}$ per un dato diametro ϕ e per un dato limite dell'ampiezza, in funzione della tensione fittizia nell'acciaio secondo l'equazione (7).

8 - LESIONI DI TAGLIO

Le lesioni di taglio sono lesioni di separazione, nelle quali lo sviluppo della deformazione è limitata (vedi par. 2) e che attraversano tutto lo spessore dell'anima delle travi.

Esse possono raggiungere una ampiezza piuttosto grande, se le anime sono sottili, se le forze di taglio sono elevate e se l'armatura trasversale è costituita da staffe verticali, che incontrano le lesioni di taglio sotto un angolo da 45° a 60° . Ferri inclinati di grosso diametro disposti all'interno dell'anima a grande interasse non aiutano quasi niente a limitare l'ampiezza delle lesioni.

Il problema principale è quello di definire la tensione nelle staffe in base alla quale va calcolata l'ampiezza delle lesioni per il controllo della sua limitazione, perché questa tensione non è proporzionale al carico.

Si propone di utilizzare una osservazione emersa da un centinaio di esperienze, in base alla quale la tensione nelle staffe risulta pari a

$$\sigma_{s, st} = \frac{\tau_o - \tau_r}{\rho_v} \quad \text{con } \rho_v = \frac{A_{s, st}}{b_w a_s} \quad (\text{fig. 14})$$

in cui

$$\tau_o = \frac{V}{b_w z} = \text{tensione tangenziale nominale sotto il carico di servizio } G + \Psi Q$$

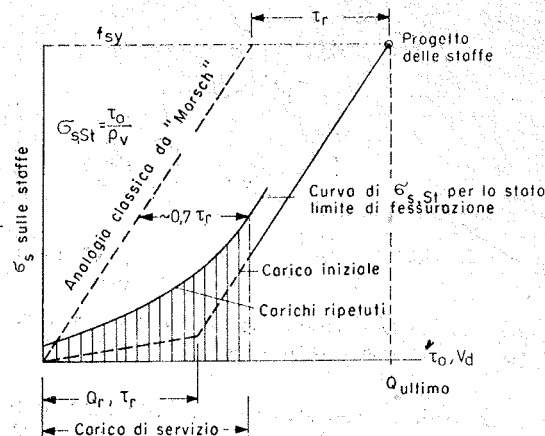
$$\tau_r = 0,16 f_{ctk}^{2/3} \approx 0,45 f_{ctm} = \text{tensione tangenziale all'atto della fessurazione diagonale (frattile basso) } (f_{ctk} \text{ in } N/mm^2).$$

Questo valore può essere aumentato nelle travi precomprese (vedi [1]). Queste tensioni si riferiscono alla prima messa in carico, tuttavia esse aumentano se i carichi si ripetono, cosa di cui si tiene conto riducendo il termine sottrattivo, mediante l'applicazione del coefficiente 0,7.

Quindi, l'ampiezza della lesione deve essere controllata con il valore della tensione

$$\sigma_{s, st} = \frac{\tau_o - 0,7 \tau_r}{\rho_v} \geq 40 N/mm^2. \quad (8)$$

Partendo da questo valore della tensione nell'acciaio, l'ampiezza della lesione può essere calcolata utilizzando la



14 - Tensioni nelle staffe dovute al taglio.

formula (6), ma adottando $K_s = 1$. Il carico che produce $\tau_o = 0,6 f_{ctm}$ può essere assunto per valutare $\sigma_{s, st}$.

Un confronto con i risultati sperimentali ha dato un buon accordo. Il limite di $40 N/mm^2$ è introdotto per misura prudenziale, perché le tensioni effettivamente indotte nelle staffe dal carico di servizio possono essere molto modeste, ma anche qui possono essere presenti stati di coazione. In certi ponti, le anime si fessurano principalmente a causa delle tensioni di origine termica. Le verifiche delle ampiezze delle lesioni diagonali non sono, peraltro, necessarie se $\tau_o < \tau_r$.

Il coefficiente di dispersione dovrebbe essere assunto piuttosto elevato con $K_4 = 1,6$, fino a che non siano disponibili ulteriori risultati sperimentali per travi a T progettate in base alla limitazione dell'ampiezza delle lesioni. (Nella maggior parte delle esperienze fin'ora eseguite l'interasse delle staffe è troppo grande).

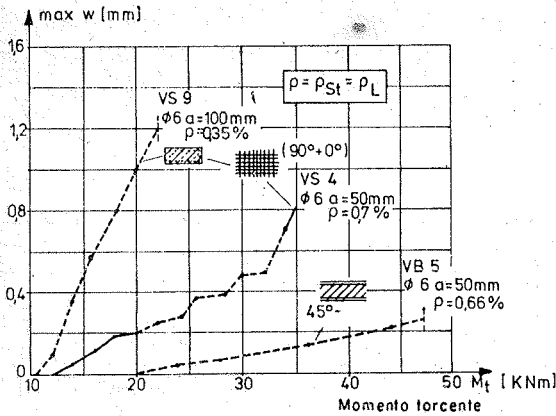
L'esame delle ampiezze misurate nelle lesioni di taglio insegna che il valore ρ_v minimo per la capacità portante, che è circa 0,14% per S 400, non è sufficiente per la limitazione dell'ampiezza.

Raccomandazioni per ρ_v minimo in relazione al controllo delle lesioni oblique sono date nel capitolo 11.

Se si hanno elevate tensioni tangenziali e se si desidera che le lesioni siano pressoché invisibili, le staffe inclinate danno buoni risultati con meno della metà dei valori di ρ_v minimi richiesti dalle staffe verticali, principalmente per la ragione che $K\alpha = 1$ e $K_4 = 1,4$, in conseguenza del fatto che le staffe attraversano le lesioni ad angolo retto.

9 - LESIONI DOVUTE ALLA TORSIONE

Le lesioni dovute alla torsione raggiungono facilmente ampiezze inammissibili, se viene adottata la usuale rete di armature, disposte a 0° ed a 90° (fig. 15). L'ampiezza delle



15 - Ampiezze delle lesioni misurate sperimentalmente in travi aventi sezione rettangolare, sottoposte a torsione pura.

lesioni è controllata soprattutto dall'interasse delle armature. Regole per il calcolo sono date in [1] capitolo 2.9. Se la torsione è elevata ed è necessaria per garantire l'equilibrio e se la tensione tangenziale nel calcestruzzo, calcolata nel I stadio, risulta $\tau_t \geq 0,2 f^{2/3}_{ck}$, si consigliano i seguenti piccoli interassi delle armature ortogonali o inclinate:

INTERASSE FRA LE BARRE CONSIGLIATO NEL CASO DI TORSIONE ELEVATA

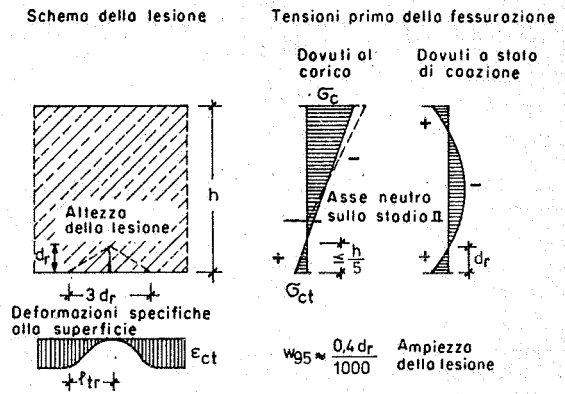
Ampiezza della lesione w_{95}	0,3	0,2	0,1	mm	interasse a
Staffe a 90° e barre longitudinali a 0°	120	80	50	mm	
Staffe inclinate a 45° ad angolo retto rispetto alla tensione principale	250	200	100	mm	

10 - LIMITAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE LESIONI SENZA ARMATURE

Nelle strutture massicce, nelle quali le tensioni di trazione sono dovute più alle differenze di temperatura che non ai carichi applicati, è quasi inutile disporre barre di armatura, perché le tensioni nell'acciaio risultano quasi nulle quando si sviluppano le lesioni. E. Bruy dell'Uni-

versità di Stoccarda ha dimostrato teoricamente e sperimentalmente che l'armatura non ha quasi influenza sull'ampiezza delle lesioni se le lesioni non penetrano più profondamente di $0,2 h$ oppure di $0,6 m$. La limitazione della lunghezza delle lesioni a questi valori può facilmente essere ottenuta da modeste forze interne di compressione, che possono essere indotte con tensioni termiche o con una moderata precompressione, avente valori medi della tensione di compressione da $0,3$ a $0,6 N/mm^2$. Sotto queste condizioni, l'ampiezza delle lesioni può essere valutata in base all'allungamento specifico ridotto, che ha il valore massimo pari a $\epsilon_{tu} = 0,012\%$ (fig. 16).

L'ampiezza della lesione per un'altezza di lesione di d_r ed una lunghezza di trasferimento $l_{tr} = 1,5 d_r$ sarà data da



16 - Condizioni relative ai diagrammi delle tensioni per limitare l'ampiezza delle lesioni senza far uso di armature.

$w_m = 2 l_{tr} 2/3 \epsilon_{tu} = 2 d_r \cdot \epsilon_{tu}$
con $K_4 = 1,6$ per la dispersione ed $\epsilon_{tu} = 0,012\%$ si ottiene $w_{95} = 4,10^{-4} d_r$.

Ciò significa che una lunghezza di lesione di 250 mm ha l'ampiezza massima di soli $0,1 \text{ mm}$, se $d_r < 0,2 h$.

Una simile verifica dell'ampiezza può anche essere usata nel caso di strutture parzialmente precomprese, ma i cavi devono essere considerati senza aderenza, mentre devono essere prese in considerazione le possibili azioni dovute a stati di coazione (in modo particolare i momenti flettenti addizionali dovuti a ΔT o ai cedimenti differenziali degli appoggi).

11 - CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE PER LE APPLICAZIONI PRATICHE

A) La limitazione dell'ampiezza delle lesioni appartiene allo stato limite di servizio e, quindi, deve essere fatta per i carichi di servizio, senza coefficienti parziali di maggiorazione.

Nella maggior parte dei casi è sufficiente soddisfare le limitazioni richieste per il carico permanente o per il carico permanente + il carico accidentale frequente, che costituisce solo una parte dell'intero carico accidentale, cioè

$$G + \psi Q \quad \text{con} \quad \psi = 0,2 \div 0,7.$$

I calcoli dovrebbero essere fatti con i valori medi della resistenza e delle deformazioni specifiche ed i risultati dovrebbero essere moltiplicati per coefficienti relativi alle dispersioni dei frattili 95%. Spesso può essere sufficiente limitare l'ampiezza media delle lesioni w_m , in relazione alla utilizzazione della struttura ed alla visibilità delle lesioni.

Si deve tener presente la presenza di stati di coazione, ma nei casi usuali essi non dovrebbero essere calcolati.

L'impiego di diagrammi che forniscono direttamente i valori di progetto dovrebbe essere preferito alla elaborazione di calcoli complicati.

B) Le barre di armature possono limitare l'ampiezza delle lesioni soltanto in una piccola zona intorno alle barre, chiamata area efficace $A_{c,ef}$, che ha un raggio massimo intorno alle barre di soli $4 \div 6 \varnothing$.

La percentuale di armatura $\rho_{t,ef}$ deve essere riferita a questa area efficace agli effetti della limitazione delle ampiezze delle lesioni.

C) L'ampiezza delle lesioni è influenzata principalmente da

— la qualità dell'aderenza delle barre, quindi deve essere data la preferenza alle armature ad aderenza migliorata;

— il valore di $\frac{\varnothing}{\rho_t}$, quindi quanto minore è il diametro delle barre tanto minore è il quantitativo di acciaio richiesto;

— l'interasse delle barre. Il limite richiesto per l'ampiezza delle lesioni può essere in pratica messo in relazione con il massimo interasse ammissibile, se le lesioni prevedibili attraversano le barre ad angolo retto.

lim $w_{95} =$	0,1	0,2	0,3 mm
massimo interasse fra le barre a mm			
per $\sigma_s^{II} \rightarrow 240$ MPa	100	150	200
per $\sigma_s^{II} < 120$ MPa	150	200	300

D) Per basse percentuali

$\rho_t < 0,8\%$ nella trazione pura e

$\rho_t < 0,3\%$ nella flessione

dovrebbe essere usato acciaio ad alta resistenza con limite di snervamento di circa 400 N/mm^2 .

E) I cavi iniettati dovrebbero essere trascurati nella valutazione di ρ_t , a causa della loro scarsa qualità di aderenza.

F) Nel caso delle lesioni oblique, dovute al taglio ed alla torsione, il quantitativo di armatura necessario per il progetto allo stato limite ultimo può risultare insufficiente per la limitazione dell'ampiezza delle lesioni.

G) Nelle strutture massicce, nelle quali le tensioni nel calcestruzzo dovute ai carichi risultano basse, l'armatura

con barre è senza efficacia per il controllo delle lesioni. L'altezza delle lesioni dovrebbe essere limitata a $h/5 \leq \leq 0,6 \text{ m}$ mediante una modesta precompressione. Esempi di applicazione della precompressione alle strutture massicce sono riportate in [3].

H) Nessuna verifica dell'ampiezza delle lesioni è necessaria, se vengono adottate le seguenti percentuali di armatura per soddisfare lo stato limite ultimo e se la qualità del calcestruzzo non supera c 45.

per elementi tesi	
resistenza del calcestruzzo < C45	$w_{95} = 0,1 \quad 0,2 \quad 0,4 \text{ mm}$
barra $\varnothing \leq 12 \text{ mm}$	$\rho_{t,ef} > 1,4 \quad 1,0 \quad 0,7\%$
barra $\varnothing \approx 20 \text{ mm}$	$\rho_{t,ef} > 1,7 \quad 1,2 \quad 0,9\%$
per la flangia tesa di una trave inflessa	
con σ_s^{II} fino a 120 MPa	
barra $\varnothing \leq 12 \text{ mm}$	$\rho_{t,ef} > 2,7 \quad 0,8 \quad 0,35\%$
barra $\varnothing \approx 20 \text{ mm}$	$\rho_{t,ef} > 4,0 \quad 1,4 \quad 0,8\%$
con σ_s^{II} fino a 220 MPa	
barra $\varnothing \leq 12 \text{ mm}$	$\rho_{t,ef} > 6,0 \quad 2,8 \quad 1,4\%$
barra $\varnothing \approx 20 \text{ mm}$	$\rho_{t,ef} > 9,0 \quad 5,0 \quad 2,7\%$
per anse nella zona tesa della flessione	
(armatura longitudinale riferita a $(b_w \Delta h)$)	
con σ_s^{II} fino a 80 MPa	
barra $\varnothing \leq 12 \text{ mm}$	$\rho_{t,ef} > 0,8 \quad 0,4 \quad 0,25\%$
con σ_s^{II} fino a 160 MPa	
barra $\varnothing \leq 12 \text{ mm}$	$\rho_{t,ef} > 3,6 \quad 1,0 \quad 0,45\%$
per anse in zona di taglio	
staffe verticali riferite a $b_w a_s$	
con τ fino a 2,0 MPa	
barra $\varnothing \leq 12 \text{ mm}$	$\rho_s > 1,4 \quad 0,8 \quad 0,55\%$
con τ fino a 3,0 MPa	
barra $\varnothing \leq 12 \text{ mm}$ o $\varnothing/h \leq \leq 0,007$	$\rho_s > 2,0 \quad 1,4 \quad 0,9\%$
per staffe inclinate a 45° è sufficiente $\rho_s/2$	

I) Raccomandazioni per le percentuali minime di armatura per soddisfare lo stato limite di ampiezza delle lesioni e/o i requisiti del carico ultimo:

Classe del calcestruzzo f_{ck} [MPa]		10	20	30	40	50		
f_{ct} [MPa]		1,0	1,5	1,9	2,2	2,5		
		ρ_{min} in % e $\rho_{t,ef}$						
stati limite di fessurazione al carico di fessurazione	TRAZIONE rottura	S 400		0,48	0,64	0,78	0,90	1,00
		S 500		0,40	0,54	0,66	0,76	0,84
	con \varnothing 8 St 400	w_{95}	0,1 mm	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
			0,4 mm	0,46	x	x	x	x
		w_m	0,1 mm	0,80	0,85	0,90	0,95	1,0
			0,4 mm	0,36	x	x	x	x
	con \varnothing 16 St 400	w_{95}	0,1 mm	1,4	1,5	1,6	1,65	1,70
			0,4 mm	0,67	0,72	0,75	0,80	0,85
		w_m	0,1 mm	1,10	1,13	1,18	1,22	1,25
			0,4 mm	0,54	0,56	x	x	x
	FLESSIONE Rottura secondo le esperienze di Stoccarda con BSt 42/50	sezione rettangolare $\rho = \frac{A_{s1}}{bh}$		0,10	0,10	0,12	0,14	0,16
		sezione a T $\rho_t = \frac{A_{s1}}{b_w(h-x)}$		0,20	0,26	0,31	0,36	0,40
$\rho_{t,ef}$ riferita a $A_{c,ef}$								
Stati limite di fessurazione per $\rho_s = 200$ MPa $\varnothing < 16$ mm e < 10 cm		w_{95}	0,1 mm	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8
	0,4 mm		0,96	1,04	1,10	1,18	1,24	
	w_m	0,1 mm	1,90	2,00	2,10	2,20	2,30	
		0,4 mm	0,62	0,65	0,68	0,72	0,77	

PRESSIONE E FLESSIONE

Gli stati limite di fessurazione dipendono dalla posizione relativa all'asse neutro al carico di interasse per la verifica o al carico di fessurazione. Fattore di riduzione $(h-x)/h$. In questo caso è sufficiente una percentuale di armatura minore rispetto al caso di flessione semplice.

NOTAZIONI SECONDO LE REGOLE CEB

σ_s	= tensione nelle barre di acciaio
$\sigma_{s, st}$	= tensione nelle staffe
σ_c	= tensione nel calcestruzzo
$\sigma_{s, r}$	= tensione nell'acciaio all'atto della fessurazione del calcestruzzo
σ^I	= tensione nel I stadio non fessurato
σ^{II}	= tensione nel II stadio fessurato
f_{ct}	= resistenza a trazione nel calcestruzzo
n	= $\frac{E_s}{E_c}$
τ_b	= tensione tangenziale di aderenza dell'armatura
f_b	= resistenza di aderenza, valore massimo
$\tau_{b, av}$	= tensione di aderenza media sulla lunghezza di trasferimento
\varnothing	= diametro delle barre di armatura
l_{tr}	= lunghezza di trasferimento dell'aderenza in corrispondenza delle lesioni
l_o	= lunghezza del tratto in cui si ha perdita di aderenza
s	= interasse lesione
w	= ampiezza lesione
u	= circonferenza delle barre
a	= distanza o interasse tra le barre
c	= copriferro
ϵ	= deformazione specifica
A_c	= area della sezione trasversale di un elemento di calcestruzzo
A_s	= area delle barre di armatura
A_{ct}	= area del calcestruzzo teso
$A_{c, ef}$	= area del calcestruzzo, nella quale l'armatura può influenzare l'ampiezza e l'interasse delle lesioni
A_e	= area efficace
d_{ef}	= altezza dell'area efficace
ρ	= percentuale geometrica dell'armatura $\frac{A_s}{A_c}$
ρ_t	= ρ riferita a A_{ct} = area del calcestruzzo teso
$\rho_{t, ef}$	= ρ riferita all'area efficace $A_{c, ef}$
ρ_v	= percentuale dell'armatura di taglio riferita allo spessore dell'anima
τ_o	= tensione tangenziale nominale $\frac{V}{b_w z}$
τ_r	= tensione tangenziale dovuta al taglio V_r che produce la lesione obliqua
z	= braccio di leva della coppia interna
b_w	= spessore dell'anima

BIBLIOGRAFIA

- [1] LEONHARDT, F.: Vorlesungen über Massivbau. Vierter Teil: Nachweis der Gebrauchsfähigkeit; Rissebeschränkung, Formänderungen, Momentenumlagerung und Bruchlinientheorie im Stahlbetonbau. - Berlino, Springer-Verlag, 1976.
- [2] BRUY, E.: Über den Abbau instationärer Temperaturspannungen in Betonkörpern durch Rissbildung. - Dissertation Universität Stuttgart 1972.
- [3] LEONHARDT, F.: Massige, grosse Betontragwerke ohne schlaffe Bewehrung, gesichert durch mässige Vorspannung. - Beton- und Stahlbetonbau 68 (1973), Heft 5, pp. 128-133.
- [4] AVRAM, C.; MIHAESCU, A.: Espacement et ouverture des fissures des éléments prismatiques en béton armé soumis à la compression excentrée. - Estratto da Costruzioni in cemento armato - Studi e Rendiconti - Volume 7, 1970.
- [5] FALKNER, H.: Zur Frage der Rissbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen. - DAFStb., H. 208, Berlino, W. Ernst u. Sohn, 1969.
- [6] ROSTÁSY, F.S.; KOCH, R.; LEONHARDT, F.: Zur Mindestbewehrung von Zwang von Aussenwänden aus Stahlleichtbeton. - DAFStb., H. 267, Berlino, W. Ernst u. Sohn, 1976.
- [7] GOTO, Y.: Cracks formed in concrete around deformed tension bars. - Journal ACI, Proc. Vol. 68 (1971), No. 4, p. 244-251.
- [8] BEEBY, A.W.: An Investigation of Cracking in Slabs Spanning one Way. TRA 433, Aprile 1974, Cement and Concrete Association.

Relazione generale al tema I°: Edifici storici e monumentali

Relazione del Prof. Ing. Guglielmo De Angelis D'ossat

Signor Presidente, Egregi Colleghi,

consentitemi anzitutto di ringraziare, e non solo formalmente, la Presidenza dell'AICAP per l'invito gentilmente rivoltomi e l'Arch. Padoan per le cortesi parole ora indirizzate.

Quale relatore della prima Sessione di questo vostro Convegno che si annuncia assai promettente, desidero subito mettere in evidenza come sia stato favorevolmente raccolto lo specifico appello relativo al « consolidamento degli edifici storici e monumentali » che costituisce il tema generale della nostra Sessione.

La risposta data con molte notevoli comunicazioni costituisce certo un successo per chi ha voluto riservare ad una Sessione apposita la trattazione degli argomenti relativi ai beni architettonici, ma tale corposa partecipazione è anche l'indice migliore di quella ulteriore necessità di specializzazione che si va instaurando nel campo delle vostre attività professionali e che sempre più deve coscientemente affermarsi. Alle applicazioni del cemento armato — tecnologia ideale per risolvere tanti quesiti del restauro monumentale — è dato pieno diritto di cittadinanza anche nell'apparentemente chiuso dominio di studi e di metodi tradizionali propri della tutela storico-artistica.

Credo di interpretare il pensiero di quanti si dedicano allo studio ed al restauro dei beni architettonici per attestare quanto sia intesa e condivisa l'esigenza di ampie aperture verso le nuove conquiste e ricerche tecniche. E assicurare altresì che da parte nostra si farà tutto il possibile per stimolare gli interventi degli specialisti del cemento

armato in ogni occasione che si configuri come opportuna e risolutiva.

Del resto la Carta di Venezia — che come ben sapete costituisce la « magna charta » del restauro architettonico — invita chiaramente a far fiducioso ricorso a tutte le tecniche moderne, che non vanno solo recepite ma anche indirizzate per meglio corrispondere alle diverse situazioni, oltre che prospettate alle istanze scientifiche e tecniche per ogni necessaria preventiva sperimentazione.

Questo invito — contenuto nella Carta, che lanciammo internazionalmente proprio qui a Venezia nel 1964 — si qualifica sempre più come una esigenza imperiosa, date le difficoltà da risolvere e l'immensa mole di compiti che ci sovrastano.

Il nuovo interesse rivolto ora ai centri storici, che tende sostanzialmente alla valorizzazione dell'usato, come si suol dire con crudo termine commerciale, pone nuovi quesiti e dischiude altre opportunità. Nella intelligente riutilizzazione degli antichi edifici — problema sempre aperto da un punto di vista urbanistico e sociale — vanno individuate e colte le occasioni e le modalità migliori per conservarne i significativi messaggi, come è nelle comuni aspirazioni e nei nostri specifici doveri.

Vi esorto a misurarvi con i più difficili problemi del riuso che, se saranno ben risolti, costituiranno elemento traente per coinvolgere il tema della antica edilizia corrente nella sfera dell'architettura per così dire monumentale. Potremmo così condividere in modo sostanziale l'onore e l'onore di assicurare — a livello dell'oggetto archi-

tettonico ed anche a quello del tessuto urbano — la persistenza dei valori architettonici e la necessaria conservazione di un eccezionale patrimonio artistico.

Nel sottoporre alla vostra attenzione le comunicazioni presentate, credo opportuno raggrupparle secondo la natura e il campo specifico degli argomenti trattati. Penso che possano essere utilmente divise in tre gruppi. Il primo comprenderà le esperienze e lo studio dei nuovi materiali e dei metodi generali di consolidamento; il secondo illustrerà i diversi interventi effettuati su singoli oggetti architettonici; il terzo si differenzierà dal secondo solo perché, come indicato anche nel programma del Convegno, sarà riservato a rendere conto dei consolidamenti operati negli edifici danneggiati dalle azioni sismiche.

* * *

Mario Colleparti, Mario Corradi e Mauro Silvio Guella hanno presentato una comunicazione sulla « Proprietà degli impasti cementizi per il consolidamento ed il ripristino strutturale di costruzioni ammalorate ». Gli autori esaminano le diverse forme di ritiro di un impasto cementizio fresco nel consolidamento di antiche strutture. Se ne discutono i tre tipi: il « bleeding » o essudazione che consiste nella risalita dell'acqua verso la superficie del conglomerato fresco favorendone il distacco dal materiale preesistente; il ritiro plastico e quello igrometrico, conseguenti all'evaporazione dell'acqua nel conglomerato fresco o in quello indurito.

Sono quindi studiate le due categorie di fattori che influenzano l'entità e la velocità del ritiro: quelli relativi alle condizioni ambientali (temperatura, umidità relativa, velocità del vento, anidride carbonica) e gli altri concernenti la natura dell'impasto cementizio (rapporti acqua/cemento, e inerte/cemento, tipi di inerte, di additivo e di cemento, lavorabilità, ecc.).

Per ovviare agli inconvenienti del ritiro si può provocare artificialmente un'espansione nell'impasto cementizio che, opportunamente contrastata, riduce o annulla gli effetti del successivo ritiro igrometrico. Agenti espansivi impiegati: *a)* solfoalluminati o alluminati in miscela con solfato di calcio, *b)* clinker speciali ricchi di ossido di calcio e magnesio, *c)* particelle di ferro metallico.

Anche tale espansione dipende dal rapporto acqua/cemento, dal tipo di inerte e di cemento, dalla lavorabilità e dalle modalità di miscelamento. Tutti questi fattori diventano difficilmente controllabili per impieghi saltuari nelle normali condizioni di lavoro in cantiere, gli autori consigliano perciò di impiegare un premiscelato pronto all'uso di composizione fissa e controllata, al quale occorre aggiungere solo una quantità costante di acqua di impasto. Sfruttando l'aggiunta di diversi additivi, è così possibile conferire al materiale, oltre che un'espansione controllata, anche tutta una serie di proprietà, quali l'adesione al vecchio calcestruzzo ed ai ferri, l'impermeabilità, la durabilità, la resistenza meccanica e l'elevata fluidità pur con bassi rapporti a/c, oltre ad assicurare l'assenza di bleeding e la resistenza alle sollecitazioni ripetute.

Nel lavoro sono inoltre presentati diagrammi relativi a prove — nel tempo di resistenza meccanica a compressione e a flessione del prodotto pronto all'uso (a bassa e ad

alta temperatura) e discusse alcune tipiche applicazioni di un premiscelato impiegato nel Friuli, per il ripristino di strutture lesionate o ammalorate.

Sull'ultima delle esperienze presentate — il consolidamento di una muratura lesionata dal sisma che è stata rivestita di rete elettrosaldata con successiva applicazione del prodotto — devo osservare che il metodo non è applicabile a strutture di qualche interesse storico-artistico, perché viene completamente a nascondere, anzi ad annullare il significativo aspetto degli antichi paramenti murari.

La comunicazione seguente di Giuseppe Cigni si ricollega all'argomento ora prospettato, essendo indirizzata ai « Trattamenti protettivi e di risanamento delle superfici murarie ».

Si discutono i diversi casi:

a) Impermeabilizzazione eseguita con resine poliestere, con polimeri di cloruro di polivinile e poliolefina e con le resine epossidiche.

Queste ultime — le più costose ma che sembrano fornire i risultati migliori — possono miscelarsi e vanno sottoposte a particolari cautele e norme, da citare esplicitamente nei contratti con le imprese specializzate.

b) Impregnazione, che non occlude i pori ed i capillari del materiale murario; si precisano i requisiti della resina e le condizioni di impiego previa verifica del grado di alcalinità del supporto. Prodotti più idonei: resine di siliconi, saponi metallici, resine dure, siliconati solubili in acqua. Per le resine di siliconi si indicano le caratteristiche ed il comportamento, i controlli da compiere, tra cui la misura della tensione superficiale, e i metodi di impiego.

c) Neutralizzazione chimica delle superfici (fluatazione o silicizzazione). Protezione che non offre garanzie di lunga durata ed è quindi scarsamente utile nella conservazione degli antichi edifici.

Per tutte queste operazioni devo ricordare come sia assolutamente necessario non modificare l'aspetto delle superfici murarie, che dopo i trattamenti risultano invece troppo spesso alterate. E' indispensabile difatti assicurare non solo la persistenza del colore originario dei paramenti murari, ma anche evitare che questi perdano il caratteristico effetto di grana e lo scabro aspetto superficiale. Questo è per noi un argomento di sostanziale interesse che non mi risulta esser stato impostato su basi scientifiche e sperimentali. Sarebbe almeno indispensabile predisporre metodiche esperienze in proposito sui vari tipi di superfici murarie, indirizzandole alla ricerca di metodi e tecniche che non determinino, al termine dell'operazione, il consueto incupimento di tono o addirittura l'oscuramento cromatico delle murature trattate; e neppure il finale aspetto gromoso e impropriamente lucido dei paramenti, che non può esser eufemisticamente definito come « vellutato ».

Se questo scritto, nella sua stesura, si qualifica come una metodica esposizione su argomenti di attualità e speciale interesse, un similare carattere trattatistico informa anche la comunicazione di Paolo Rocchi su « Tradizione e nuove tecniche nella bonifica delle strutture », ma quasi esclusivamente dedicata alla protezione degli edifici dal-

l'umidità esaminandone le diverse cause, ed ai danni relativi, senza dare cenni sulla umidità da condensazione.

Nelle ultime pagine dello scritto si descrivono le fasi ed i metodi di iniezione, in pressione, di resina epossidica e se ne individuano gli svantaggi e le limitazioni di impiego. Per ovviare agli inconvenienti spesso lamentati e qui partitamente indicati, l'autore ha messo a punto una tecnica che consiste essenzialmente nel creare una profonda depressione (fino a 20 mm/Hg) e lasciare poi che la resina da iniettare penetri per effetto della pressione esterna anche in zone interne con vacillature sottili. Vengono infine anche illustrate le specifiche tecniche di iniezione entro guaine dei cavi di precompressione, specie nelle travi di viadotti autostradali.

* * *

Il secondo gruppo di comunicazioni illustra, come si è detto, i metodi ed i risultati di specifici interventi in alcuni edifici monumentali.

Dovrei parlare per primo de « Il consolidamento del castello della Zisa in Palermo », data l'importanza del monumento e l'autorità del presentatore; ma il collega Ugo Fuxa si riserva di illustrare oggi stesso, con un buon numero di diapositive, la propria comunicazione. Perciò mi limiterò ad attestare, anche per diretta esperienza personale, tutto l'impegno posto dai restauratori nel reintegrare la compagine architettonica del celebre monumento, squarciata dal lamentevole crollo dell'ottobre 1971. Tale importante lavoro, come il consolidamento delle restanti murature, è stato compiuto con grande scrupolosità e con abbondanti margini di sicurezza. Desidero infine sottolineare, in particolare, il rispetto essenzialmente usato in questo restauro alle parti superstiti delle strutture scomparse, salvaguardando e consolidando i tronconi delle volte e distinguendoli chiaramente dalle odierne aggiunte.

In una sua diffusa comunicazione Giuseppe Tosti illustra il restauro del grande Refettorio nell'ex-Monastero benedettino di S. Pietro in Perugia, complesso monumentale passato da tempo in proprietà di una Fondazione ed adibito a sede della Facoltà di Agraria dell'Università perugina.

La costruzione del Refettorio, oggi adibito ad Aula magna, risale alla metà del secolo XV; la sua volta a botte lunettata, a causa soprattutto di successivi incongrui sovraccarichi, si deformò in modo sensibile e differenziato (30 cm sul lato destro e 45 cm sul sinistro).

L'autore riferisce dettagliatamente sulle successive fasi dell'intervento e sugli accorgimenti tecnici per la realizzazione dell'opera che ha conferito nuova stabilità al manufatto quattrocentesco correggendo la linea d'asse della grande volta e riproponendo la spazialità e la forma originaria dell'aula con l'eliminazione di deturpanti arconi interni di sostegno.

Alle operazioni, che non si sono valse di eccezionali mezzi tecnici, va riconosciuto il merito di aver sempre rispettato l'autenticità delle strutture rinascimentali; e ciò va a lode di chi segue le orme perugine del Mastrodicasa. I lavori hanno anche consentito la migliore utilizzazione dei volumi soprastanti l'aula nei quali sono stati ricavati i locali per l'Istituto di Entomologia Agraria.

E' stata anche annunciata una comunicazione di Remo Calzona su « Ristrutturazione e restauro statico di Villa Marignoli a Roma » che ripete il titolo di un interessante articolo già pubblicato dall'autore nella Rivista tecnica dell'ANCE.

Credo di adeguarmi alle consuetudini se non procedo ad illustrare un testo dato da tempo alle stampe. Questa prassi procedurale non mi impedisce però di mettere in evidenza l'ottima riuscita del difficile lavoro che ha concluso l'opera di salvataggio di un interessante edificio dei primi del novecento, con cui l'Architetto Giulio Magni volle attestare in Roma vivaci inconsuete ricerche ed esperienze europee.

Sotto il titolo generale « Le béton armé et précontraint dans la confortation des monuments historiques » la comunicazione presentata da Georges Noël di Parigi e da Giulio Chiesura di Milano riferisce sui lavori progettati e compiuti su tre chiese medioevali francesi, tutti accomunati dall'impiego di travi in cemento armato, sempre inserite tra le volte e i tetti sovrastanti e disposte in modo da interessare e richiamare le murature perimetrali alla stabilità dell'insieme.

Sono la celebre abbazia della Chaise-Dieu in Alvernia, la chiesa di Saint Michel-des-Lions di Limoges e il vetusto monumento di Saint-Laurent-du-Puy nell'alta Loira risalente al secolo XI, quest'ultimo ancora sotto osservazione per lo stato di fuori-piombo di una fiancata.

In tutti e tre i casi, il restauro è stato compiuto trasferendo i carichi della carpenteria e del coperto sulle murature periferiche longitudinali degli edifici. L'oculato impiego delle travature, anche in precompresso e che nei diversi esempi prendono l'aspetto di capriate o di tenaglie, va accuratamente sorvegliato per mezzo di estensimetri di controllo.

I risultati, dal punto di vista tecnico, sembrano notevoli ed il metodo appare raccomandabile in casi simili, specie negli organismi basilicali ad « Hallen Kirche » con sostegni isolati sovraccaricati anche perché le risolutive nuove travature non risultano minimamente visibili.

Conclude questo secondo gruppo una comunicazione di precipuo interesse dovuta a Renato Sparacio, che ha progettato un importante difficile restauro statico ormai felicemente compiuto. Si tratta degli « Interventi di risanamento statico delle strutture murarie della chiesa di S. Maria Maggiore della Pietrasanta in Napoli », di cui lo Sparacio ha già dato notizia sulla rivista « Restauro » e che qui vengono illustrati nelle operazioni più ardite relative alla cupola. Questa fu eretta, assieme alla chiesa, nella seconda metà del Seicento, e raggiunge l'altezza, per quei tempi eccezionale, di 65 metri.

L'opera di restauro, oltre a risolvere il problema della stabilità del sottosuolo, ha consentito l'eliminazione dei massicci sottarchi che in passato vennero a rinforzare i quattro arconi di sostegno della arditissima cupola. Si è così ristabilita l'originale spazialità della chiesa facilitando la visione interna della cupola con risultati lodevoli sotto tutti i punti di vista.

La soluzione adottata ha provveduto ad inserire uno stato di coazione realizzando, entro le masse murarie, elementi strutturali presollecitati e costituiti da fasce di mura-

tura invigorita da iniezioni di cemento ed armate con trefoli di acciaio armonico pretesi.

Ma quel che più interessa in questo Convegno è il metodo di calcolo — condotto su modello matematico — con programmi affidati ad elaboratori che in base ad ipotesi di continuo tridimensionale, indicano le zone di plasticizzazione (Drucker-Prager).

* * *

Nell'ultimo raggruppamento si collocano le due comunicazioni dedicate esclusivamente ai restauri di edifici monumentali danneggiati dai sismi, argomento toccato anche da altri, specie nella prima delle relazioni che ho avuto il piacere di illustrare. Di queste comunicazioni una riguarda il terremoto nelle Marche: ha quindi carattere riassuntivo e costituisce il bilancio consuntivo di una esperienza preziosa attuata con apposite metodologie, sulla base di strumenti legislativi abbastanza agili ma non riproposti in occasione del sisma del Friuli.

Paolo Beer, Vittorio Guidi, Giovanni Menditto e Giorgio Parra presentano un ampio scritto su « Esperienza e validità dei sistemi di consolidamento e ristrutturazione di edifici storici e monumentali dissestati dal sisma nelle Marche ».

Dopo aver accennato alla necessità di affiancare al quadro dei dissesti rilevati sulle strutture apparenti una accurata indagine dello stato di consistenza del suolo interessato dalle fondazioni, passano in rassegna le tecniche di consolidamento e di ristrutturazione che hanno fatto sistematicamente uso del conglomerato cementizio con armatura lenta o leggermente pretesa (microcuciture, fasciature, tirantature, ingabbiate ecc.).

In particolare vengono illustrati gli interventi sui diversi elementi costitutivi delle strutture danneggiate, non escludendo gli episodi di notevole rilievo architettonico concernenti il palazzo del « Senato » e quello Ferretti in Ancona, il campanile del Santuario di Loreto ed il Seminario vescovile di Urbani.

Interventi di speciale rilievo vennero eseguiti in alcune chiese di Ancona, a cominciare dal Duomo. Nella parte terminale di S. Francesco alle Scale, il rafforzamento si è soprattutto incentrato su due arconi a strutture sovrapposte sostenenti il tetto e le false volte sottostanti, mentre la muratura dell'abside è stata ricucita con una poligonale formata con trefoli leggermente tesi. Con lo stesso sistema è stato risanato il tamburo della chiesa di S. Pellegrino, mentre per la cupola si è resa necessaria una doppia gabbia di ferri piatti rinforzati in corrispondenza delle costole.

Giuseppe Tosti presenta infine una sua altra e detta-

gliata comunicazione su « Consolidamento e restauro della chiesa di S. Michele in Vito d'Asio - Friuli ».

Il terremoto del 1976 e le scosse successive hanno gravemente danneggiato tale chiesa ad unica navata con coro; alcune rotazioni di parete sono in via di risarcimento con strutture in cemento armato incassate nelle murature, costituenti unità statiche integrative delle quali si riporta il metodo di calcolo, nell'intento di rendere antisismico l'intero complesso.

Il progettista ha avuto infatti l'ambizione *a*) di ricercare un'organizzazione ottimale del sistema dei vincoli interni al fine di rendere, in situazione sismica, tutti gli elementi strutturali collaboranti, con funzioni specifiche, nella statica d'insieme e *b*) di migliorare il materiale originario, mediante l'inserimento di unità statiche integrative, correlate ovviamente allo schema statico imposto ed attrezzate con i necessari dispositivi di trasferimento e diffusione delle sollecitazioni, secondo schemi e valori stabiliti.

Un altro intervento — mediante una robusta intelaiatura in cemento armato, operato all'interno della torre campanaria, che ha subito una rotazione piuttosto sensibile —, ha pure lo scopo di far resistere la struttura a eventuali altre sollecitazioni prevedibili in una zona sismica di prima categoria.

Nel concludere così il mio compito di relatore, mi scuso per la sommarietà delle indicazioni fornite sulle varie comunicazioni. Ognuna si raccomanda per un suo specifico apporto e, nell'insieme, costituiscono un repertorio di meditate esperienze sui problemi, spesso angosciosi, della conservazione architettonica.

Dobbiamo registrare con piacere che diversi quesiti sono stati efficacemente impostati ed alcuni brillantemente risolti. Sono fatti concreti che illuminano un panorama punteggiato da stati di abbandono e di degrado, infondendovi anche una nota di speranza per il futuro.

Alle cordiali felicitazioni per i lavori presentati e per i risultati raggiunti desidero far seguire l'augurio per i vostri ulteriori impegni in questo specifico settore, ansioso di interventi aggiornati e risolutivi ed anche perfettamente calibrati alle situazioni per non sminuire in alcun modo l'autenticità delle tecniche e dei materiali originari, oltre che delle espressioni artistiche.

E' sul rispetto, sulla conservazione dell'autenticità materica che intendo richiamare la vostra finale attenzione di studiosi e di tecnici, sollecitandone lo spirito inventivo e spronandovi alle metodiche ricerche sperimentali.

Prospettata l'essenza dei compiti, dei metodi e dei risultati ottimali che si attendono dal vostro collaborante impegno, non mi resta che esprimere i migliori auspici per le fortune dell'AICAP, saggiamente guidata dal caro amico Carlo Cestelli Guidi.

Interventi di risanamento statico alle strutture murarie della Chiesa di S. Maria Maggiore della Pietrasanta in Napoli

Comunicazione del Prof. Ing. Renato Sparacio (*)

PREMESSA

Questo intervento riferisce sui lavori di restauro statico eseguiti durante il 1976 e il primo semestre di quest'anno, sulle strutture murarie della Chiesa di S. Maria Maggiore della Pietrasanta, in pieno centro storico di Napoli. Una relazione completa su tutti gli interventi eseguiti è pubblicata dalla rivista «Restauro», dove è riportata anche una ampia documentazione fotografica.

Qui riferisco solo su alcuni particolari dell'intervento risanatore, che mi sembrano legati al tema del congresso, perché rappresentano un tipo di provvedimento perfettamente idoneo a conferire a strutture murarie di organismi architettonici quelle attitudini di antisismicità che purtroppo non sempre hanno mostrato di possedere.

CENNI STORICI SULL'EDIFICIO SOTTOPOSTO A RESTAURO

La Chiesa di S. Maria Maggiore della Pietrasanta fu costruita tra il 1650 e il 1670 in Napoli, su progetto di Cosimo Fanzago.

Si tratta di edificio a croce greca, tipico dell'architettura barocca del Maestro bergamasco, in quell'epoca attivissimo a Napoli.

L'ossatura muraria è tutta in pietra di tufo, la roccia vulcanica tanto diffusa a Napoli, le cui caratteristiche di leggerezza e lavorabilità la rendevano insostituibile per le

costruzioni, forse fino all'esagerazione. Sembra infatti di potersi dire che, particolarmente in quel secolo del vice-reame, l'edilizia napoletana, sia civile che religiosa, si lasciò prender la mano dalla «facilità» del costruire in tufo, elevando palazzi e cupole ad altezze tali da impressionare i critici. Si possono leggere pareri concordi di viaggiatori italiani e stranieri attoniti nel contemplare gli edifici della città, così alti come non si vedevano in alcuna parte del mondo. Costruttori dell'epoca hanno lasciato traccia di queste loro convinzioni sulla qualità del tufo quale materiale da costruzione, elogiando «la pietra leggera che si cava nei nostri monti», e la sua attitudine ad essere legata dalla malta pozzolanica.

Oggi l'impressione prevalente è che questo «fabbricar facile» di allora sia causa prevalente di molti guai e disastri attuali (anche se non certo di tutti). Lo fu certamente per la Chiesa della Pietrasanta, la cui cupola, alta al culmine del lanternino ben 65,20 m, fu la più alta di Napoli. La cupola poggia su un alto tamburo cilindrico, a sua volta sostenuto da quattro archi identici, come vuole la simmetria spaziale della croce greca. Purtroppo fin dal 1698, e cioè pochi decenni dopo la conclusione dei lavori, l'architetto della fabbrica dovette intervenire perché la Chiesa aveva patito grandissimo danno cagionato dal passato terremoto del 1694, per la quale causa si sono fatti in essa molti ripari di fabbrica.

Sono documentati nei secoli successivi numerosi interventi di restauro, pure confermati dalle tracce ritrovate sul posto in occasione di questi ultimi (e speriamo definiti-

(*) Ordinario di Scienza delle Costruzioni - Facoltà di Ingegneria dell'Università di Napoli.

tivi) lavori di rafforzamento. Spesso si trattò di lavori di notevole impegno, imposti da gravi fenomeni fessurativi nei quattro arconi principali. Le lesioni (che, nonostante gli interventi a «cuci e scuci» e gli altri rafforzamenti di cui parlerò tra poco, erano ancora manifeste prima del nostro intervento) erano riconducibili al tipico comportamento da spinta insufficiente: aperture in chiave (all'intradosso) e aperture verso l'imposta (all'estradosso). Tutto ciò consigliò i tecnici, a partire dal 1840, ad interventi veramente compromettenti: furono realizzati due sottarchi, completi di ringrosso dei pilastri, per entrambi gli archi sulla navata principale. Così 2 dei quattro archi principali videro ridotta la luce e la freccia, con grave turbamento dell'equilibrio spaziale interno.

A questo proposito è interessante ricordare col Pane:

«Alla Croce Greca, il Fanzago ritorna sempre che l'area disponibile glielo consente, anzi il suo amore per la centralità è tale che, anche quando l'area disponibile non può essere ridotta ad un quadrato, ma deve necessariamente conservare uno sviluppo longitudinale, egli imita una croce greca, restringendo le braccia trasversali in modo che, almeno a chi guarda l'interno, appena varcato l'ingresso, sia possibile avere l'illusione della perfetta centralità» («Architettura dell'età barocca in Napoli»). E' proprio il caso della Pietrasanta.

E' perciò ancora più evidente la gravità della manomissione conseguente al restringimento di due dei quattro archi principali simmetrici, operato nel 1840, per il primo, e nel 1934 per il secondo.

Ma le disavventure statiche della Chiesa non finirono. Pur senza ricordare altri tipi di dissesti, perché qui interessa riferire solo degli interventi sulle ossature murarie in elevazione, occorre dire che tutte le masse murarie erano interessate da diffusi fenomeni fessurativi, da attribuire alla degradazione delle malte.

Il risanamento delle murature era perciò indispensabile, ed in più andava integrato dalle cuciture necessarie agli arconi, ai quali occorreva fornire una catena, ovviamente incorporandovela.

Solo questa operazione avrebbe consentito la eliminazione dei sottarchi aggiunti che, oltre che dannosi dal lato estetico, risultavano pure inefficaci dal lato statico, perché mal fondati con le loro massicce murature, sui banchi terrosi sottostanti. Tutto ciò è stato realizzato per i lavori di cui vi riferisco, e la tecnica è ormai in uso e sperimentata; ve la illustro perché, come ho già detto, essa offre la possibilità di conferire caratteristiche antisismiche a strutture murarie esistenti.

GLI INTERVENTI DI RESTAURO: TECNICA E ANALISI TENSIONALE

Il rin vigorimento del tessuto murario, a parte gli interventi «concentrati» sugli arconi, è realizzato mediante iniezioni di cemento, operate secondo una duplice famiglia di fasce intersecantisi in modo da configurare, entro le masse murarie, un insieme di nervature componenti ossatura a scheletro. Questo scheletro è costituito da elementi lineari disposti in modo da realizzare un traliccio spaziale: ciascun elemento lineare è composto da una fascia di mu-

ratura cementata, e armata, ove occorra, con l'inserimento di elementi di acciaio in forme di trefolo, cui si induce una leggera pretensione.

In tal modo è possibile trasformare un'ossatura deteriorata fino spesso alla disgregazione, in un tenace affastellamento di elementi irrigidenti.

Le varie operazioni sono praticamente quelle classiche di cementazione per iniezione e cucitura con catene; nuovo è però il principio di coordinare varie operazioni in un disegno unitario, che si propone la identificazione e la realizzazione di uno schema statico valido tanto più, quanto più esso «interpreta» il reale modello strutturale sul quale si interviene. E di verificarne l'efficacia su un modello matematico rigoroso e con tecniche analitiche che si avvalgono dei più avanzati metodi e macchine di calcolo e di elaborazione dati. Sui muri di prospetto o di spina di edifici multipiani, è evidente la opportunità di ricorrere ad un modello di integrazione statico con schema a telaio. In questo caso gli elementi orizzontali sono chiamati ad un comportamento a trave, con conseguente comparsa di momenti flettenti, e la presenza di trefoli di acciaio conferisce agli elementi stessi caratteristica di trave in muratura armata.

Per organismi strutturali complessi il disegno di un sifatto reticolo richiede al progettista studio accurato, completa padronanza dell'analisi tensionale e strutturale, e provata esperienza: perché solo la conoscenza del quadro tensionale reale, consentirà la verifica e l'esame dei possibili modelli di integrazione statica.

Si tratta di un esempio di quel procedimento di *ideale discretizzazione* del continuo in elementi lineari, piani o tridimensionali disposti secondo uno schema razionale e di intuitiva validità, in base al quale l'architetto riusciva a vedere e a proporzionare un organismo altrimenti indecifrabile per la sua complessità. Le «costole» o «nervature» dell'architettura gotica non sono che gli elementi di quei tali schemi statici, marcati e messi in vista dall'artefice, che con la loro sincera espressione creava uno «stile».

I maestri «cistercensi» inserirono per primi queste costolature irrigidenti già nelle masse murarie delle chiese romaniche; Michelangelo le adottava ancora nell'architettura rinascimentale della cupola di S. Pietro.

Una accurata indagine numerica, è però indispensabile per la scelta dei modelli di integrazione statica. Parlo di una analisi tensionale che valga a rilevarci le zone dell'elemento strutturale ove si attingono i valori maggiori, e a rendere manifesto il reale andamento delle linee di flusso principali degli sforzi interni.

Una simile indagine era, in verità, impensabile fino a poco tempo fa.

Le possibilità di applicare a grossi blocchi murari i procedimenti e i risultati della teoria dell'elasticità e della Scienza delle Costruzioni, erano nulle. Troppe contraddizioni tra le ipotesi di lavoro, a base di quei procedimenti, e le caratteristiche di comportamento di queste particolari strutture: prima tra tutte le dimensioni degli elementi, difficilmente riconducibili ai consueti schemi lineari (travi e telaio) o piani (lastre o piastre); poi le proprietà mec-

caniche del materiale, dal comportamento spiccatamente diverso a trazione e a compressione.

Oggi il calcolo numerico automatico, e i potenti mezzi di elaborazione disponibili, rendono possibile tutto questo.

Il primo passo è stato fatto con la realizzazione di programmi di calcolo che adottano il metodo degli « elementi finiti » per lo studio degli stati tensionali nelle strutture. Programmi di questo tipo ce ne sono molti ormai (ma tutti datati da meno di 10 anni) e il loro uso va sempre più diffondendosi. Il metodo è quello classico delle « deformazioni ». Cioè si assumono come incogniti gli spostamenti, e si scrivono equazioni di equilibrio esprimendo gli sforzi interni in funzione degli spostamenti incogniti. Si opera, però, su un « modello matematico » ottenuto considerando la struttura come un insieme di più elementi « assemblati » collegati solo in punti discreti, e non con continuità come nel reale. Anche le azioni mutue saranno pensate concentrate in quei punti di contatto, detti « nodi » e costituiranno un insieme finito di incognite. Nella pratica tecnica esistono esempi assai comuni di strutture che realizzano un modello discretizzato: si tratta dei telai e delle travature reticolari, tutte strutture costituite da un insieme di elementi mono-dimensionali collegati solo alle estremità e cioè solo in un numero finito di nodi. Diciamo che qui lo schema « discretizzato » è nato con la stessa struttura. In un volume strutturale continuo, invece, (come p. es. in un grosso blocco murario) la suddivisione in elementi finiti è a scelta dell'analista, ed impegna il suo intuito e la sua esperienza. Numero, forma, e tipo di elementi (che saranno anche « tridimensionali ») vanno scelti in modo da avvicinare quanto più possibile il comportamento del complesso « a mosaico » che si ottiene a quello della reale struttura. Naturalmente la scelta è anche frutto di un compromesso tra il desiderio di infittire la suddivisione per migliorare l'approssimazione e l'esigenza di non rendere eccessivamente oneroso il calcolo, fortemente influente, nei tempi, dal numero di incognite.

Non posso qui fermarmi oltre su questa esposizione del metodo, che spero molti di voi conoscano ed applichino già. Mi piace solo ricordare che questa possibilità di risoluzione di qualsiasi problema strutturale, libero da condizionamenti di forma, impone, a mio parere, una revisione di tutta la impostazione metodologica della Scienza delle Costruzioni, perché venga dato sempre più peso alla parte applicativa, e perché la sistematica trattazione dei concetti di base dell'analisi strutturale venga impostata nella forma più adatta alle successive applicazioni. Si chiede, cioè, un riesame dei fondamenti della Scienza delle Costruzioni che vanto presentati nella forma più idonea a quel fine.

Ma l'analisi lineare è solo un primo passo, e non sarebbe sufficiente per lo scopo che ci proponiamo, che è quello di sottoporre a verifica materiali a comportamento non lineare, come le murature.

Qui ci soccorre in particolare un programma nato, negli anni scorsi, a Berkeley, in California. Spinti dalla necessità di studiare il comportamento dei grattacieli di S. Francisco in presenza di azioni sismiche, agli ingegneri americani si presentò un modello complesso di struttura che non finiva con le fondazioni, ma necessariamente doveva comprendere

quella parte di suolo che queste interessavano con la loro presenza.

Non potendosi, cioè, trascurare le interazioni terreno-struttura per un calcolo corretto di quest'ultima, fu gioco-forza aggregare ai telai dell'edificio una porzione di suolo, considerato anch'esso elemento strutturale.

Così agli elementi-trave fuori terra, si aggiunsero elementi tetraedrici, e cubici, entro terra, costituiti da blocchi di terreno.

I programmi, che richiedono agli elaboratori calcoli particolarmente lunghi e complessi, con numerose « iterazioni », sono in grado di seguire l'andamento degli stati tensionali nel terreno secondo il comportamento tipico di questo materiale, che non è isotropo, né omogeneo, né segue la legge di elasticità lineare, si plasticizza per bassissimi valori di trazioni (se possiede *coesione*) mentre è in grado di sopportare sollecitazioni più elevate a compressione, in relazione al suo « angolo di attrito interno ».

E questo andamento si segue fino alla plasticizzazione, consentendoci di configurare le zone che si vanno mano mano plasticizzando, con l'aumentare dei carichi, e fornendoci i valori delle sollecitazioni e degli spostamenti di tutto il complesso strutturale, compreso perciò il terreno, (sempre « discretizzando » queste grandezze, per punti).

Ebbene, si è visto che il comportamento elastico e post-elastico di una muratura è assai vicino a quello di un terreno le cui caratteristiche φ (angolo di attrito interno) e « c » (coesione) siano legate alla σ'_0 e σ''_0 (sollecitazioni di rottura rispettivamente a trazione e a compressione) della muratura, dalle relazioni.

$$\text{sen } \varphi = - \frac{\sigma'_0 + \sigma''_0}{\sigma'_0 - \sigma''_0} \quad c = - \frac{1}{2 \cos \varphi} \cdot \frac{2 \sigma'_0 \sigma''_0}{\sigma'_0 - \sigma''_0}$$

Abbiamo adottato, per ora, per le murature e per determinare la soglia di plasticizzazione, in sollecitazioni composte, il criterio detto di « Drucker e Prager » già usato, sempre per i terreni, dai ricercatori cui accennavo.

Abbiamo in corso prove sperimentali per definire un criterio sempre più aderente all'effettivo comportamento delle murature.

Si tratta di tener conto della caratteristica « fragilità » di questi materiali, che ne condiziona fortemente il comportamento nella fase successiva a quella di « plasticizzazione ».

Sono assai scarsi, infatti, i dati sperimentali in regime triassiale per materiali litoidi; circa il comportamento post-rottura in condizioni anisotrope non esiste praticamente nessun rilievo sperimentale.

Una volta definito un modello di comportamento sperimentale verificato sarà possibile completare i programmi di calcolo esistenti, con una più realistica fase post-elastica.

Per ora ci limitiamo a condurre una analisi in fase elastica (indispensabile per la verifica e per la « diagnosi » di dissentii, ovvero per la scelta di quel modello di integrazione statica antisismica che è il fine del nostro studio). E' anche possibile, come si è detto, un calcolo in fase plastica che andrà condotto solo al fine di individuare le zone più sollecitate dalle « migrazioni » di tensioni conseguenti al raggiungimento dei valori limiti, e quindi di

ricavarne indicazioni preziose per una approfondita scelta del modello di integrazione statica.

Oltre alle verifiche numeriche, sono ovviamente opportune verifiche sperimentali, per saggiare la reale capacità portante dei pannelli murari, trasformati come si è detto, in elementi strutturali cui affidare anche flettenti (come avviene, per es., nelle fasce cementate e armate che costituiscono i « trasversi » nei modelli di integrazione statica « a telaio »). Un primo contributo ad una raccolta di esperienze (che si auspica sia più ampia e articolata) si è portato con le prove su modelli eseguite presso il laboratorio prove materiali annesso all'Istituto di Scienza delle Costruzioni di Napoli, Facoltà di Ingegneria, sulle quali si è riferito in una mia nota sulla Rivista « Restauro » (10/1973).

DESCRIZIONE DEI LAVORI ESEGUITI

La cementazione a fasce, e l'armatura delle fasce cementate con trefoli di acciaio armonico hanno consentito di incorporare, entro le masse murarie della Chiesa, una ossatura costituita da elementi monodimensionali distribuiti in modo da configurare un telaio spaziale.

Come già detto, il modello di integrazione statica va scelto dopo attento studio della struttura reale, perché possa costituirne un effettivo ed efficace elemento di collaborazione.

In particolare ricorderò la scelta fatta per la Cupola:

Qui avrebbe potuto configurarsi un graticcio con elementi disposti secondo meridiani e paralleli; nel caso in esame la consistenza ancora accettabile delle malte ha permesso di limitare gli interventi a solo otto elementi meridiani. Questi essendo poi prevalentemente compressi, è stato possibile evitarne l'armatura. La schematizzazione assunta per la cupola corrisponde in realtà a quella adottata dal progettista originario nella calotta sferica della volta, per la presenza degli otto finestrini del tamburo che già obbligavano i flussi di tensione ad incanalarsi secondo costole ideali, in corrispondenza dei « pieni ».

Non ci sono particolari segnalazioni da fare per le altre parti delle masse murarie, tutte interessate da questo intrecciarsi di elementi irrigidenti incorporati nelle murature. Solo gli archi principali hanno richiesto un'analisi tensionale preventiva.

Il calcolo è stato condotto secondo le modalità prima esposte e con i programmi matematici già citati.

L'arco è stato schematizzato come struttura piana, a spessore costante, ed è stato suddiviso in 130 « elementi finiti », quasi tutti quadrati di lato da un metro. Si sono calcolati vari schemi:

a) imposta fissa (cioè elementi a contatto col pilastro impediti di spostamenti). (Si tratta dello schema che riproduce un comportamento ad « arco »);

b) imposta scorrevole (si tratta dello schema che riproduce il comportamento « a trave »);

c) imposta elasticamente cedevole (cioè arco a spinta non perfetta, come è nella realtà, data la cedevolezza del pilastro dovuta alla sua notevole altezza e alla mancanza di validi contrasti laterali).

Per tutte queste schematizzazioni si sono condotti calcoli in fase elastica ($E = 25.000 \text{ Kg/cm}^2$; $V = 0,10$) e in fase ultra-elastica, tenendo conto di plasticizzazioni ($\sigma'_0 = 3 \text{ Kg/cm}^2$; $\sigma''_0 = -22 \text{ Kg/cm}^2$). Sempre si sono ricavate sollecitazioni inammissibili. L'andamento degli stati tensionali nei vari schemi ha consentito una razionale disposizione dei trefoli di armatura, alcuni dei quali sono stati anche « rialzati », come negli schemi usuali delle travi precomprese.

Per accompagnare i cavi lungo questi percorsi non rettilinei si sono armate le pareti del foro a mezzo di tubi di acciaio preventivamente calandrati.

Tutti i fori nella muratura sono stati trivellati con trapano perforatore a roto-percussione.

Dopo il tiro dei cavi, dosato con molta cautela, si sono iniettati i fori con malte speciali adesive, reoplastiche e anti-ritiro. In ciascun arcone sono stati disposti circa 400 metri di trefolo da 1/2 pollice, ancorati alle estremità con gli usuali conetti di acciaio adottati per strutture in precompresso, attestati su piastre metalliche a loro volta saldate su blocchi cementati.

Tutte le murature degli arconi sono state trattate con iniezioni di cemento. Questo trattamento risanatore e di rafforzamento ha consentito di portare a termine quella che può considerarsi l'operazione più interessante di tutto l'intervento: la eliminazione dei due grossi sottarchi e conseguenti ringrossi dei pilastri, realizzati nel secolo scorso.

Le béton armé et précontraint dans la confortation des monuments historiques

Comunicazione di: Dott. Ing. Georges Noël (*)
Dott. Ing. Guido Chiesura (**)

INTRODUCTION

Les travaux de réfection et de consolidation, au moyen de la technique du béton armé et précontraint, entrepris ces dernières années en France sur certains monuments historiques, sont des problèmes qui sont relativement bien connus par le C.E.B.T.P.

En effet, pendant toute la durée des travaux, de nombreuses mesures extensométriques ont été exécutées, non seulement sur l'édifice lui-même pour suivre sa stabilité au cours des travaux de confortement, mais également sur les réalisations en béton composant le renforcement.

Ces mesures, exécutées sur différents ouvrages, ont permis d'acquérir une certaine expérience dans le domaine de la consolidation et de la restructuration des Monuments Historiques.

C'est la raison pour laquelle la communication présentée portera sur trois édifices sur lesquels la technique du béton armé et précontraint a été appliquée, et sur lesquels de nombreuses mesures extensométriques ont été réalisées, afin de suivre la stabilité de l'édifice pendant les travaux, permettant ainsi d'éviter toute fausse manoeuvre, très préjudiciable à ce genre de construction.

Les trois édifices présentés datent du 11ème siècle; comme toutes les constructions de ce genre, elles ont subi le poids des ans et il s'est avéré indispensable, pour éviter leur destruction, de les conforter avec les techniques modernes actuelles, à savoir le béton précontraint et armé; avec la Chaise-Dieu, il y a eu là une rencontre, l'une des premières aussi importante dans le domaine de la Conservation des Monuments Historiques, entre Architectes, Ingénieurs et Réalisateurs.

(*) Chef de la Division Etudes Experimentales sur Ouvrages au C.E.B.T.P., Paris (France).

(**) Direttore C.N.D. s.r.l. - Milano.

L'ABBAYE DE LA CHAISE-DIEU (Auvergne - 11ème siècle)

Utilisation du béton précontraint pour la consolidation des clochers

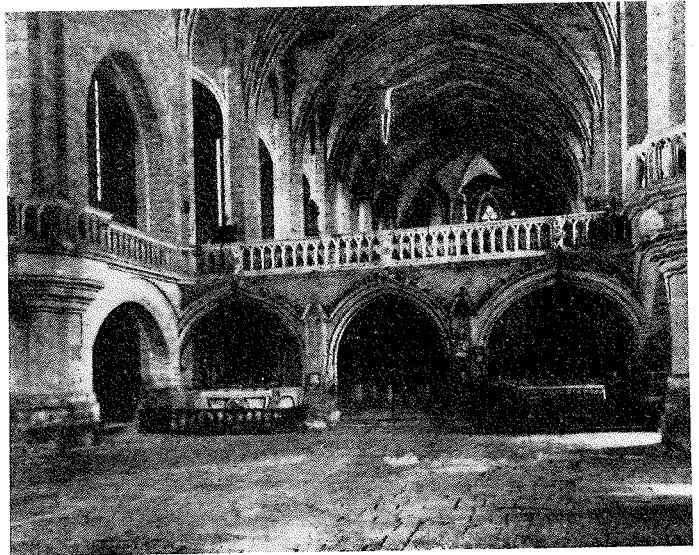
L'Abbaye de la Chaise-Dieu (figg. 1, 2) fut, en son temps, un édifice d'avant-garde, architecture gothique, mais nef peu élevée par rapport à la largeur, bas-côtés aussi élevés que la nef, charges retombant toutes, y compris une partie de la charge des clochers, sur des points d'appuis intérieurs constitués par des piliers égaux, à section polygonale.

Au cours de ces dernières années, des signes d'écrasement très nets furent constatés dans les deux piliers de la première travée. Les joints et les pierres présentaient des marques d'écrasement et de longues fissures verticales apparaissaient. En même temps, on pouvait constater un flambement très net des piliers. Les témoins en ciment, placés immédiatement à plusieurs niveaux sur les parements, se fissaient en quelques semaines. Il était donc devenu très urgent d'agir énergiquement et vite si l'on voulait éviter des incidents graves. A titre de première précaution, il fut établi une série de cintres en charpente sous chacun des arcs principaux (fig. 3) (grandes arcades et doubleaux) de façon à recevoir la plus grande partie des charges et permettre ultérieurement la consolidation, quelle qu'elle soit, en toute sécurité. Afin d'assurer un serrage complet et réglable, tous les cintres étaient placés sur des séries de vérins à vis. La sécurité de l'édifice ainsi provisoirement assurée, le problème n'était pas résolu pour autant. La charge exercée sur la tête d'un pilier par un clocher était de l'ordre de 224 tonnes, celles des arcs des voûtes, des murs, de la couverture, de 301 tonnes. A cela, venait s'ajouter pour la section médiane du pilier, le poids propre de sa moitié supérieure, soit 35 tonnes. Au total, 560 tonnes pour une section utile de 14.500 cm², d'où une contrainte de 35 Kgf/cm². Il n'était pas nécessaire de poursuivre



1

1 - Façade de l'église (en 1905); 2 - Intérieur de l'Abbatiale, vue vers l'est; 3 - Coupe transversale de l'avant-dernière travée de la nef, dans l'axe de la poutre orientale. Coupe longitudinale des travées occidentales de l'église, montrant le dispositif de la poutraison définitivement adopté. (Au droit de la première pile, les vouitains n'ont pas été représentés).



2

bien loin les calculs pour constater que la maçonnerie se trouvait soumise à des charges incompatibles avec sa qualité, ceci d'autant plus que les déformations des piliers montraient qu'ils étaient soumis au flambement. Dans de telles conditions, il fallait donc envisager, soit de renforcer les piliers, soit, au contraire d'alléger leur charge.

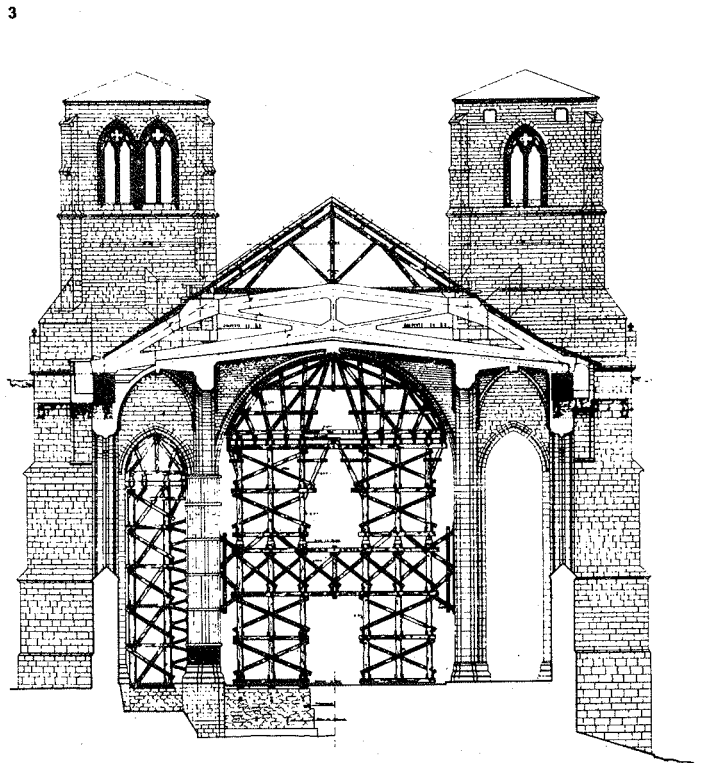
C'est cette seconde solution qui fut retenue, en déplaçant la charge excédentaire et en la reportant en des points convenablement choisis, et en la réalisant de telle manière qu'elle soit invisible aussi bien de l'intérieur que de l'extérieur du monument.

Le principe du transfert des charges est relativement simple, mais sa réalisation à grande échelle et dans le cadre d'un édifice ancien constituait une innovation et exigeait une mise au point très étudiée.

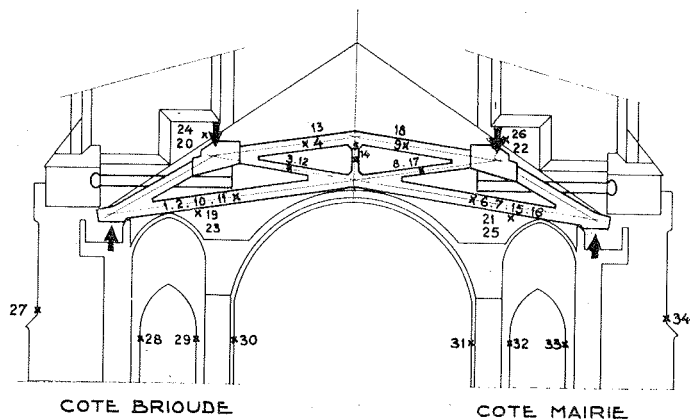
Les conditions imposées au départ étaient les suivantes:

1. Réduire la charge de chacun des deux piliers.
2. Prendre cette charge au point le plus bas qu'il soit possible d'atteindre.
3. La reporter sur des points d'appui largement surabondants.
4. Maintenir les ouvrages totalement invisibles.

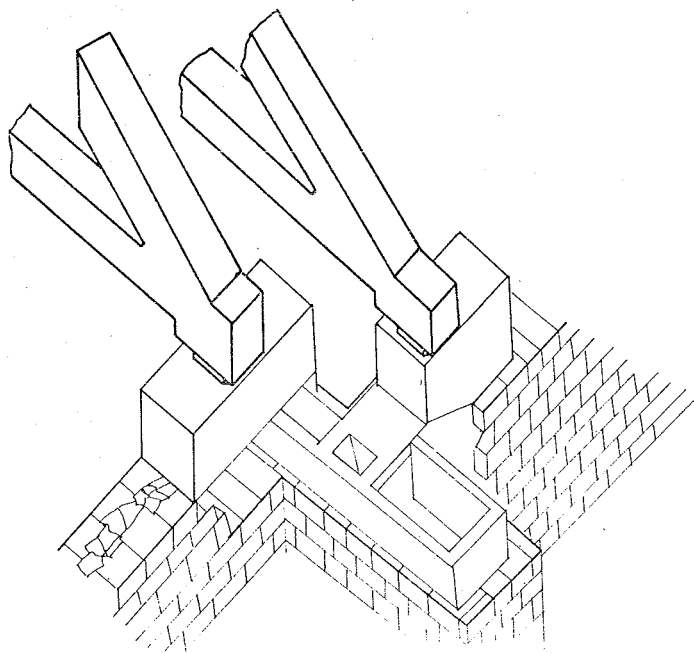
Les points d'appui indispensables existaient, heureusement; c'étaient les énormes contreforts qui épaulent les clochers et qui atteignent, à la base, une section de près de 8 m². Parmi ceux-ci, les plus favorables étaient, sans aucun doute, ceux situés au Nord et au Sud et qui se pré-



3



4a



4b

4a - Emplacement des extensomètres sur les fermes. Légende: 1-9: Grande ferme; 10-18: Petite ferme; 19-22: Int. clochers côté grande ferme; 23-26: Ext. clochers côté petite ferme; 4b - Detail d'un appui des fermes.

sentent perpendiculairement à l'axe de la nef, dans le plan vertical des piliers, et de la face Est de chaque clocher.

Il fallait donc lancer un véritable pont de 26 mètres environ de portée et prenant au droit de chaque pilier une charge de 350 tonnes.

Le dispositif adopté se présente schématiquement comme une lame de ressort renversée, dont les points fixes sont les clochers et les extrémités mobiles se trouvent au droit des appuis (fig. 4).

Pour remplir complètement son rôle, le système devait répondre aux conditions suivantes: méthode de calcul ri-

goureuse, précision absolue de la construction en fonction des hypothèses du calcul, déformation minimum de l'ouvrage au cours de sa mise en charge, possibilité de régler et de contrôler avec exactitude les efforts mis en jeu.

Cette somme d'exigences si diverses ne pouvait être pleinement atteinte qu'en faisant appel au béton précontraint pour ce qu'il peut apporter de souplesse et de sécurité dans l'exécution.

Nous avons vu comment la disposition des lieux avait conduit à traiter l'élément porteur sous forme de deux poutres jumelles, poutres totalement indépendantes l'une de l'autre, sauf en leur centre, où elles sont reliées entre elles par une cloison et aux points de prise de charge.

Les murs transversaux des deux clochers, n'étant ni parallèles, ni en prolongement l'un de l'autre, l'espacement entre les fermes dut être porté de 1,60 m à 2,05 m. Cette conséquence devait conduire à établir des massifs d'appuis d'une surface de près de 10 m² entièrement inclus dans les contreforts, les murs extérieurs des clochers et ceux des collatéraux.

Les fermes, dont la hauteur en clef, d'axe en axe des membrures, est de 2,50 m, sont réunies à cet endroit par une cloison transversale de 0,40 m d'épaisseur, formant à la fois poinçon et traversé de solidarisation. Toutes les membrures sont d'une épaisseur constante de 75 et 25 mm pour les diagonales. La précontrainte a été réalisée au moyen de dix-huit câbles sur chaque ferme. La tension des câbles a été déterminée pour obtenir, après toutes relaxations et compte tenu des pertes dues au frottement, une valeur de 85 Kgf/mm² environ. Cette valeur a été vérifiée par les mesures expérimentales réalisées sur les fermes.

Après la mise en précontrainte, le transfert des charges a été opéré. Ce transfert devait s'effectuer en soulevant les extrémités libres des fermes au moyen de vérins plats.

L'opération de mise en charge demandait une précision absolue et il importait au plus haut point de connaître à chaque instant la stabilité de l'édifice, c'est la raison pour laquelle une campagne de mesures extensométriques a été réalisée, non seulement pendant les travaux, mais également pendant la mise en charge des fermes et pour suivre dans le temps la stabilisation de l'ouvrage.

Mesures extensométriques

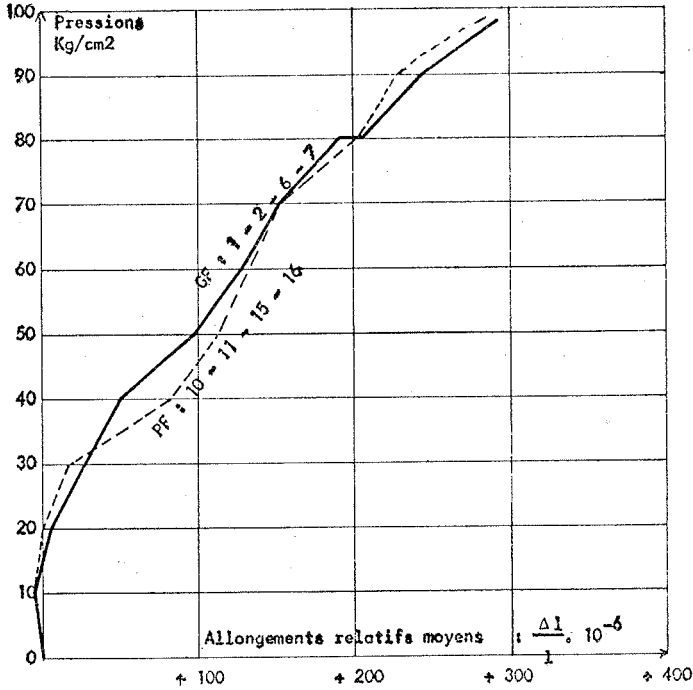
Les mesures extensométriques ont été réalisées par le C.E.B.T.P. de la façon suivante.

Puisqu'il s'agissait de mesures de longue durée, les appareils les mieux adaptés à ce genre d'exercice sont les extensomètres à corde vibrante.

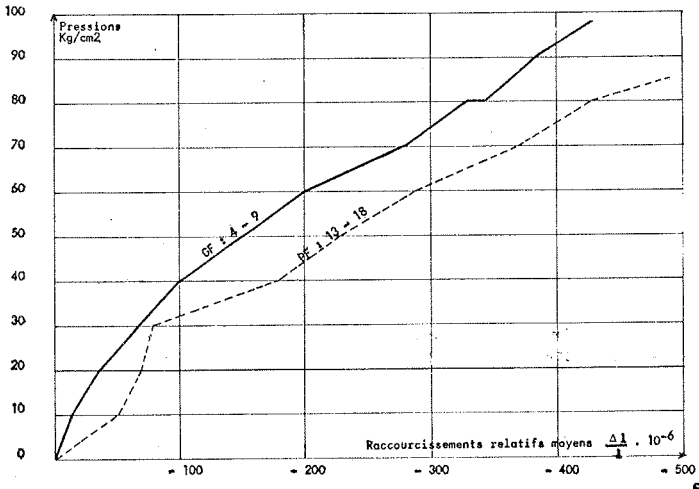
Tout un ensemble d'extensomètres a été disposé respectivement sur les piliers, la maçonnerie et les fermes en béton. L'emplacement des points de mesures est visible sur la fig. 4.

Ces mesures ont permis de tracer des diagrammes sur lesquels sont portées, en abscisse, les déformations relatives $\frac{\Delta l}{l} \cdot 10^{-6}$ et en ordonnée, les pressions dans les vérins.

L'inclusion de tous les résultats obtenus déborde évidemment du cadre de cet exposé, nous allons toutefois présenter quatre diagrammes qui résument clairement les



5 - Déformations sur les tirants.
 — GF. Grande ferme: extensomètres 1-2-6-7
 - - - PF. Petite ferme: extensomètres 10-11-15-16

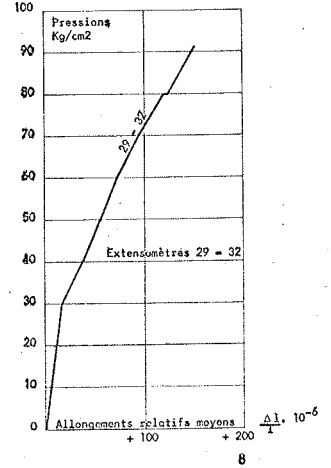
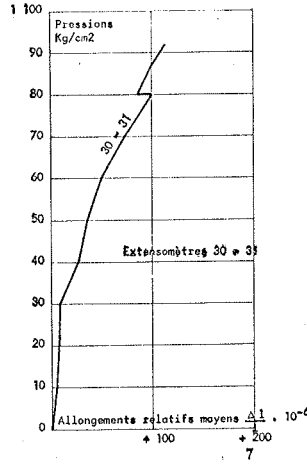


6 - Déformations sur les arbalétriers.
 — GF. Grande ferme: extensomètres 4-9
 - - - PF. Petite ferme: extensomètres 13-18

opérations successives et la souplesse avec laquelle elles ont été menées, grâce aux renseignements donnés par les extensomètres tout au long des travaux.

Les schémas de fig. 5 et 6 montrent les déformations relatives obtenues sur les tirants et les arbalétriers des fermes en béton précontraint. Ces résultats sont parfaitement homogènes et sensiblement identiques sur les deux fermes.

Nous devons signaler, et ceci démontrera toute l'importance des mesures dans une telle opération, qu'au cours des manoeuvres du transfert des charges, une dissymétrie



7 - Piliers intérieurs: parements côte nef centrale; 8 - Piliers intérieurs: parements côtes nefs latérales.

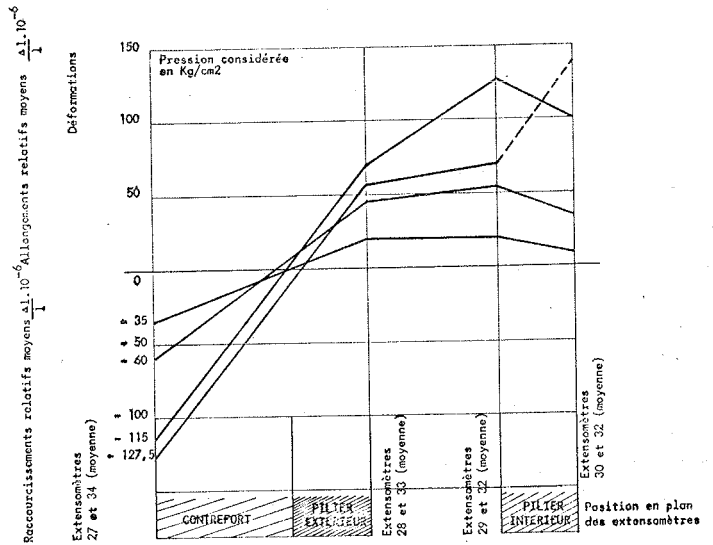
est apparue dans les mesures entre les éléments d'une même ferme.

Après un arrêt du pompage et une reconnaissance des lieux, il est apparu que l'un des clochers se soulevait nettement plus que l'autre et que des fissures commençaient à apparaître dans les joints. Bien entendu, la symétrie a été immédiatement rétablie et l'opération a pu être menée à bien, sans autre incident notable. Mais on peut se demander ce qui aurait pu se produire sur l'un des clochers si toutes ces opérations avaient été conduites sans mesures.

Dans les maçonneries (fig. 7 et 8), les mesures sont également très cohérentes et présentent des variations normales. Les déformations relatives enregistrées montrent que les piliers sont effectivement soulagés au profit des contreforts et que les résultats sont sensiblement identiques pour les deux côtés de l'édifice.

Cela apparaît encore plus clairement sur le schéma d'ensemble de fig. 9 où les piliers et les contreforts sont

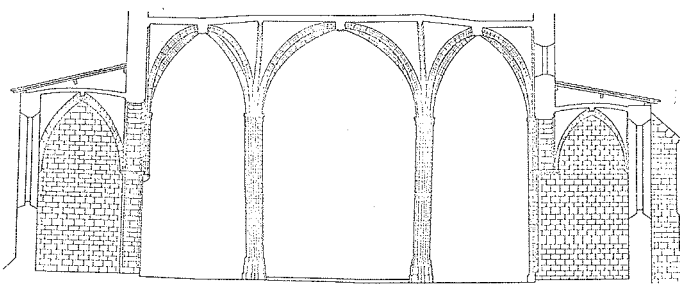
9 - Déformations comparatives des piliers et contreforts.



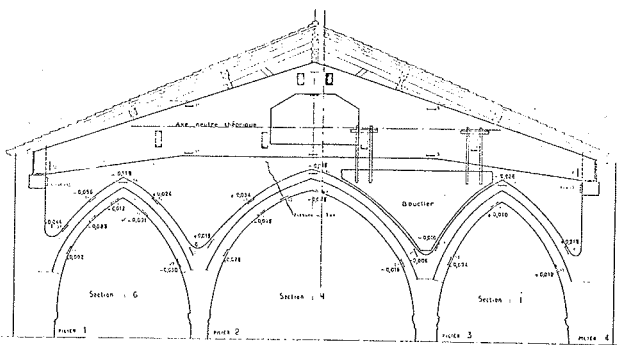
reportés à leurs emplacements respectifs. On peut y voir pour les piliers les allongements relatifs à leur décompression et pour les contreforts un raccourcissement correspondant à l'augmentation de charge, reportée sur eux.

Bien entendu, on ne peut déduire de ces mesures une valeur absolue des charges transférées, il manque pour cela un élément essentiel qui est la connaissance du module d'élasticité des maçonneries, valeur imprécise et bien difficile, sinon impossible à déterminer. Cette ignorance n'offre d'ailleurs qu'un intérêt relatif, puisque la valeur totale des charges déplacées est connue par les vérins.

Le but recherché a donc été atteint et les quelque cent mille visiteurs qui pénètrent chaque année dans l'Eglise de la Chaise-Dieu ne soupçonnent pas l'importance des travaux qui ont été réalisés puisque toutes les confortations sont invisibles permettant ainsi de garder intact l'aspect architectural initial.



10 - Coupe transversale.



11 - Plan transversal: disposition et numérotation des témoins. Comportement des arcs G.H.I. Définition théorique de l'axe neutre: poutres P3 et P4.

EGLISE SAINT-MICHEL-DES-LIONS (Limoges, Haute-Vienne)

Utilisation du béton armé pour la confortation de l'édifice

L'Eglise Saint-Michel-des-Lions de Limoges a été édifiée au 14^{ème} siècle. Bien entendu, au cours du temps sous le poids des arcs ainsi que de la charpente en bois qui supporte la toiture, les piliers centraux sur lesquels repose une partie de l'édifice, ont donné de sérieux signes de fatigue. On remarque en effet, des faux aplombs de l'ordre de 30 à 40 centimètres, comme le montre la fig. 10. Cette situation s'aggravant au fil des années, il a fallu prévoir une solution de renforcement et de stabilisation.

La solution, désormais classique, consiste à transférer la

charge de la charpente sur des points d'appui stables. Fort heureusement, les maçonneries constituant les murs de l'édifice sont en bon état. Le transfert des charges s'effectue par l'intermédiaire de poutres, en béton armé, placées dans les combles de l'édifice, entre l'extrados des voûtes et la toiture (fig. 11). D'autre part, la présence de boucliers, en béton également, permet de maintenir les piliers en position définitive.

La technique de réalisation de cette confortation est sensiblement la même que celle qui a été présentée sur l'Eglise de la Chaise-Dieu, nous ne développerons donc pas longuement cette technique, nous dirons simplement que les poutres sont en béton armé, qu'elles supportent à la fois la charpente et les boucliers, en béton armé également, et qu'elles reposent, à leur extrémité, sur des semelles ancrées dans la maçonnerie des murs. Ces poutres ont été disposées à la verticale de chacun des arcs doubleaux et collatéraux, à raison de deux par section transversale, soit dix poutres d'environ 20 mètres de portée. Leur épaisseur est de 50 centimètres et leur hauteur est variable suivant toute la longueur. Elles sont invisibles à la fois de l'intérieur et de l'extérieur de l'édifice.

Mesures extensométriques de contrôle

Le programme de mesures extensométriques réalisé à Saint-Michel-des-Lions a été particulièrement vaste, étant donné les nombreuses phases des travaux et leur mise en oeuvre délicate.

Il a été réalisé à partir d'extensomètres à corde vibrante et il avait pour but d'appréhender, d'une part, les déformations relatives se développant dans les poutres en béton, et d'autre part, les déplacements globaux des fissures et des joints des arcs et des piliers pendant toute la durée des travaux de confortation.

Au total, 300 témoins sonores répartis sur les piliers, les arcs et les poutres ont été mis en place.

Resultat des mesures

Première phase

Suspente des fermes en bois de la charpente des boucliers et décentrement de la première moitié de l'édifice.

Les travaux ont été exécutés en deux phases bien distinctes:

1. Première moitié de l'édifice consolidée et décentrée.
2. Travaux identiques sur la seconde partie.

Cette façon de procéder a permis, non seulement de mettre au point la technique de renforcement, mais également de tester le comportement de la partie du monument la moins fatiguée, et aussi, devant les résultats très encourageants obtenus, de passer à la seconde partie qui présentait, elle, des piliers en très mauvais état.

Poutres en béton

Comme nous l'avons vu plus haut, la manoeuvre consistait à faire reprendre par les poutres en béton armé, les charges développées par la charpente. L'efficacité et

Arcs

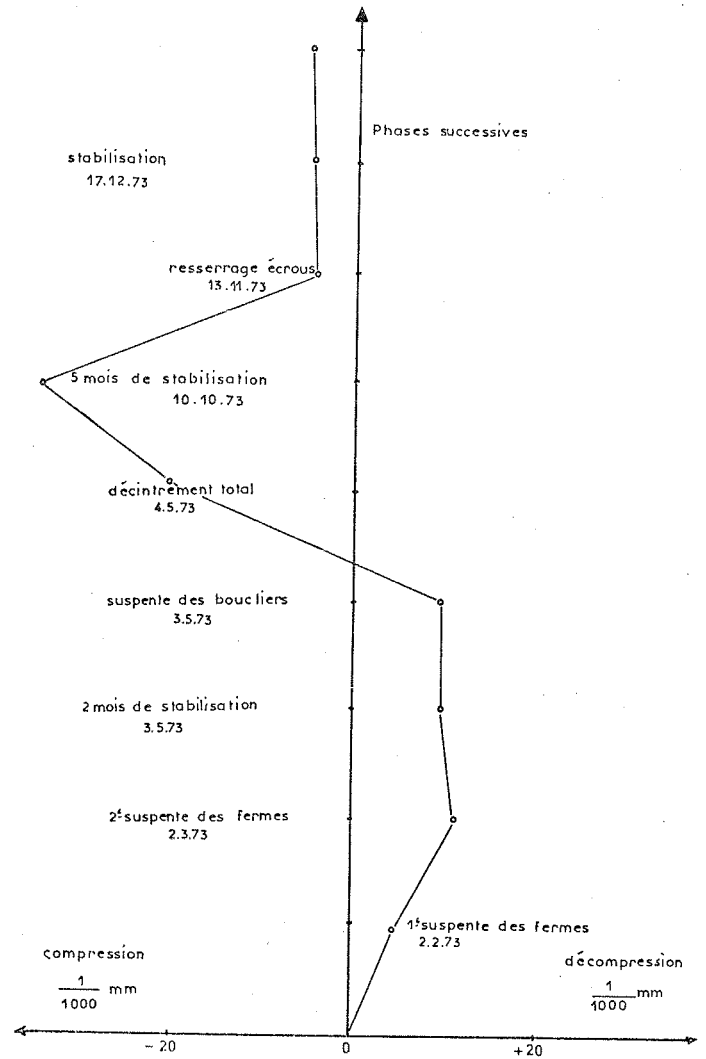
Le travail des arcs de la première moitié de l'édifice a été, en général, relativement faible comme le démontre le diagramme de fig. 14, ce qui est malgré tout satisfaisant étant donné l'état de la construction. Les plus grosses valeurs constatées sur les joints ont atteint 1/10 de mm et n'ont été observées qu'en quelques points.

En règle générale, on peut dire que le comportement général de la première moitié de l'édifice sous les opérations de renforcement mis en place est très satisfaisant et les observations faites permettaient d'envisager avec un certain optimisme la suite des opérations.

Seconde phase

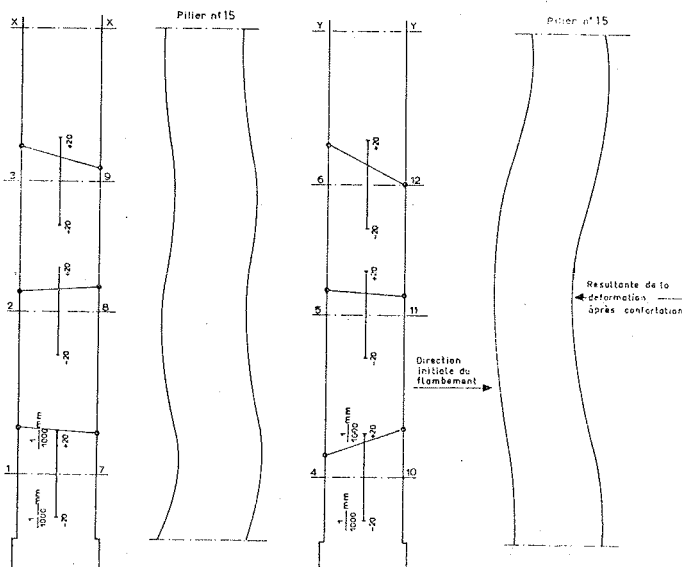
La seconde phase a été conduite d'une manière identique à la première et les résultats obtenus par les extensomètres sont relativement voisins.

Le comportement des piliers qui posait un problème étant donné leur état, a finalement été satisfaisant et sa configuration s'apparente à celle que nous avons présentée plus haut, comme l'indique le diagramme de fig. 15. Toutefois ici, le pilier n. 19 présente une très légère compression par rapport au zéro de départ. L'explication en est simple, à la mise en place des cintres en bois étayant les arcs, les coins, réalisant le blocage, ont été fortement enfoncés sous les semelles, ce qui a eu pour effet de lever d'une manière sensible les arcs et de soulager, par la même occasion, d'une partie de leur poids propre. Au décintrement, le poids propre des arcs agit à nouveau sur les piliers, provoquant une recompression très légèrement supérieure à l'allègement du poids des fermes.



15 - Evolution du comportement du pilier n. 19; 16 - Etat final du pilier n. 15; déformée schématique suivant XX et suivant YY.

16



A partir des dernières mesures, nous avons tracé les déformées schématiques des piliers. La direction la plus intéressante est parallèle à l'axe transversal de l'église (y — y). Initialement, la déformation permanente des piliers était dirigée suivant cette direction avec un flambage accentué vers l'extérieur. Les résultats obtenus (fig. 16) après la confortation, montrent que la résultante de la déformation présente une direction inverse. Ce nouvel état d'équilibre est très favorable pour la stabilité des piliers, car il tend, sinon à les redresser, tout au moins à s'opposer à l'état initial, avant confortation.

Stabilisation dans le temps

Tout ce qui vient d'être dit concerne les mesures effectuées après le décintrement général de l'édifice, c'est-à-dire pendant la phase active de la confortation.

Des mesures ont été effectuées dans le temps pour suivre la stabilisation de l'ensemble de la construction.

Cinq mois après le décintrement général, les résultats observés peuvent paraître surprenants a priori, mais pourtant ils sont parfaitement logiques et facilement explicables. Sur le diagramme de fig. 15, on voit à la date du 10 Octobre 1973, une majoration sensible de la recompression qui est ressentie d'ailleurs sur l'ensemble des piliers. Ce comportement est dû à un phénomène bien connu: le fluage du béton des poutres qui supportent maintenant, non seulement le poids de la charpente mais également le poids des boucliers.

Nous sommes donc là en présence du fluage général de l'ensemble des poutres, et du fluage local dû à la ponctualité des fourreaux des tiges filetées qui permettent la suspenso des fermes en bois et des boucliers.

En effet, après avoir donné quelques tours d'éroues le 13 Octobre, on voit immédiatement que les piliers se décompressent à nouveau. Il s'agissait donc bien du fluage du béton; d'ailleurs, un examen visuel a montré que les boucliers reposaient sur l'extrados des voûtes. Le fluage a d'autant plus d'importance que l'espace compris entre les boucliers et l'extrados des arcs est relativement faible (quelques millimètres). La proportion du fluage du béton a rapidement comblé cet espace.

La maçonnerie a également joué un rôle non négligeable; en effet, sous les chargements qui lui sont imposés, il n'est pas exclu de penser qu'elle puisse se tasser pour tendre vers une stabilisation définitive suivant un avenir relativement proche. Mais la souplesse du dispositif est telle qu'il est facile de remédier à cet inconvénient en agissant sur les tiges filetées.

En tout cas, ce phénomène, relativement important, ne doit pas être négligé car il peut avoir, comme nous venons de le voir, de sérieuses répercussions.

CONCLUSION

En fonction des résultats de toutes les mesures, on peut affirmer que le comportement général de l'édifice sous les opérations de confortation successives, est très satisfaisant. Le problème posé qui était avant tout la stabilité des piliers est résolu puisque nous avons vu plus haut que la souplesse du dispositif permet de modifier à tout instant leurs sollicitations.

L'efficacité du dispositif de consolidation a pu être clairement démontré grâce à la présence des 300 appareils de mesures mis en place sur le monument. En effet, les mesures extensométriques ont permis de suivre avec netteté, non seulement le comportement immédiat des poutres en béton, de la maçonnerie qui réceptionne les charges et enfin des piliers et des arcs, mais également leur stabilisation dans le temps. Sans la présence des appareils de mesures, la méthode de consolidation mise en place aurait, non seulement laissé planer une certaine part d'incertitude quant au résultat final, mais aurait également pu avoir des conséquences fâcheuses, et nous pensons, en particulier, au

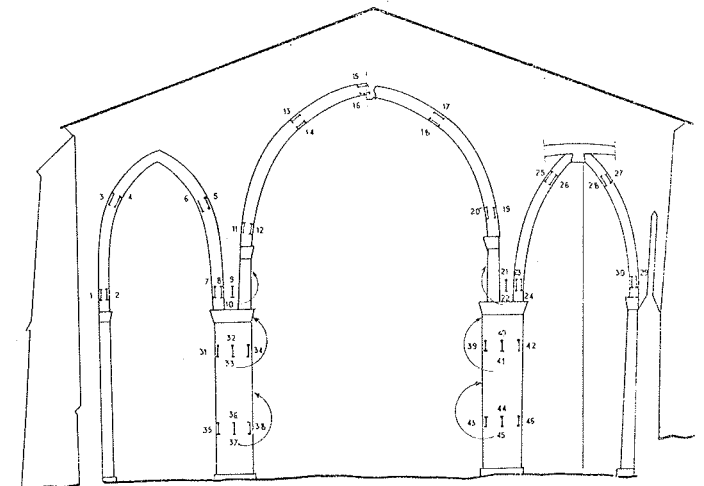
phénomène de fluage, si l'on n'avait pas pu rectifier son influence sur les piliers et les arcs.

Les mesures ont donc largement démontré leur nécessité et leur efficacité, prouvant ainsi le bien-fondé des mesures expérimentales dans de telles réalisations.

L'EGLISE SAINT-LAURENT-DU-PUY (Haute-Loire - 11ème siècle)

Utilisation du béton précontraint pour s'opposer au moment de renversement des piliers

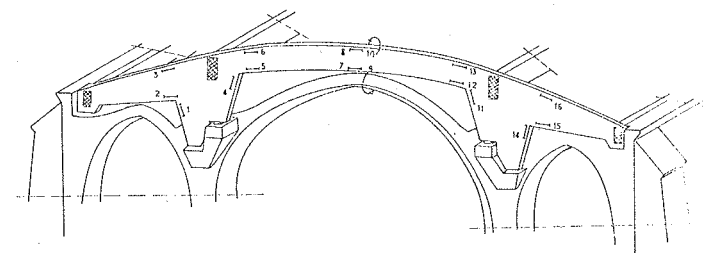
L'Eglise Saint-Laurent-du-Puy est un grand édifice d'architecture gothique édifié au 11ème siècle (figg. 17-18). Malheureusement, pour donner plus d'ampleur à la nef, le constructeur a délibérément sacrifié les collatéraux, et il ne les épaulés que par des contreforts insignifiants. Les voûtes de collatéraux trop étroites exercent des charges trop faibles pour contrebuter la nef, d'autre part, du fait du surhaussement excessif des arcs, les poussées obliques sont trop faibles et s'exercent trop haut pour équilibrer les poussées de la nef. Il en résulte à la base des piliers un moment de renversement considérable et une répartition anormale des charges qui se trouvent concentrées dans une zone très étroite. Au cours du temps, des désordres im-



17

17-18 - Emplacement des points de mesures.

18



portants sont apparus et on peut dire que l'édifice était en déséquilibre permanent, et toute augmentation du devers des piliers augmentait le moment de renversement ce qui, bien sûr, conduit le monument à sa ruine.

Le renforcement mis en place consistait donc à annuler le moment de renversement des piliers de façon à obtenir dans les maçonneries une répartition égale des charges et d'autre part à arrêter l'écartement progressif des arcs de la nef.

C'est ce moyen de renforcement que nous allons présenter maintenant. Il est réalisé par des pinces en béton précontraint (figg. 17-18) développant une poussée antagoniste capable d'annuler le moment de renversement de la

base des piliers. L'efficacité des pinces s'exerçant par l'intermédiaire de vérins plats. Ici également les opérations successives de mise en oeuvre sont délicates et doivent être contrôlées en permanence avec la plus grande précision. C'est la raison pour laquelle des mesures extensométriques sont actuellement exécutées afin d'éviter toute fausse manoeuvre préjudiciable à l'édifice, étant donné son état.

Nous ne présenterons pas de résultats parce qu'ils ne sont encore que très fragmentaires à l'heure actuelle. Nous avons simplement voulu montrer avec ce troisième édifice la diversité des méthodes qui peuvent être employées pour conforter un monument historique menacé par la ruine, sous le poids des ans.

Restauro di consolidamento e liberazione della volta dell'antico refettorio della grande fabbrica del Monastero Benedettino di S. Pietro attualmente Aula Magna della Facoltà di Agraria della Università degli Studi di Perugia

Comunicazione del Dott. Ing. Giuseppe Tosti (*)

PREMESSA

E' di notevole entità il lavoro che la Fondazione per l'Istruzione Agraria di Perugia, erede del soppresso Monastero Benedettino di S. Pietro, è stata costretta ad affrontare, per il consolidamento ed il restauro della grande volta dell'antico refettorio del monastero.

Questo vasto ambiente di circa ml 12 per 25, sul cui portale d'ingresso è incisa la parola « Silentium » è coperto da una volta a sesto ribassato e lunettata, che in questi ultimi anni ha mostrato l'aggravarsi di segni di instabilità di una gravità tale da costringere la Fondazione Agraria ad intraprendere urgenti lavori di consolidamento.

Oltre alla notevole estensione, la volta era stata sottoposta a grossi carichi eccentrici costituiti da un muro di spina portante, un piano superiore, un piano soffitta, il tetto ed i rispettivi sovraccarichi (fig. 1).

Una tale condizione di carico costrinse già, in un lontano passato, l'amministrazione monastica alla realizzazione di grandi archi, ad interasse di ml 6, a sostegno della volta già deformata ed alla posa in opera di numerosi tiranti di ferro. Tali provvedimenti non valsero però ad eliminare il movimento di pericolosa deformazione a cui la volta era soggetta.

Le grosse deformazioni secondarie fra gli archi di sostegno, che avevano portato l'intera struttura prossima al collasso, come denunciavano i vistosi dissesti presenti sulle murature sovrastanti la volta, hanno consigliato l'immediata eliminazione dei carichi soprastanti e lo studio di un progetto, che fosse in grado di salvare l'antica volta, mantenendo la forma originaria e riportando l'artistico ambiente così come fu ideato e costruito da oltre quattro secoli, liberandolo dalle sovrastrutture (fig. 2).

Si chiedeva inoltre la capacità di sopportare tutti i sovraccarichi accidentali, che rendessero possibile l'utilizzazione dell'intera volta, ricostruendo su di essa l'Istituto di Ecologia Agraria, compresa un'aula e biblioteca.

(*) Libero professionista - Perugia.

NOTIZIE STORICHE

E' conservata sotto la data 1022 la Bolla Pontificia indirizzata da Papa Benedetto VIII a « Pietro Vincioli Venerabile Abate del Monastero del Beato Pietro Principe degli Apostoli ed ai suoi successori in perpetuo », per la conferma dell'avvenuta donazione, alla nuova unità monastica, della Vecchia Cattedrale in Monte Caprario.

E' pertanto con assoluta certezza che, a partire dall'anno mille, possiamo cercare di esaminare lo svolgersi dell'attività costruttiva della grande fabbrica, continuata poi nei secoli successivi (fig. 3).

Per seguire gli ampliamenti della grande fabbrica nelle sue varie parti è opportuno ricostruire la topografia del luogo, dove, sulla sommità di quella collinetta denominata Monte Caprario, si sviluppò il Monastero.

In cima alla collina era un limitatissimo spazio, poiché tanto ad est quanto ad ovest, il terreno scendeva ripidissimo e, su quel poco spazio, intorno all'anno mille, al posto di una più antica cattedrale, nasceva la chiesa di S. Pietro con il primo nucleo del suo Monastero.

Tale primo nucleo monastico fu di dimensioni alquanto modeste e costituito da solide murature, in conci di pietra squadrata simili a quelli usati per la costruzione della Chiesa e posti in opera con identica tecnica (fig. 4).

Tale ipotesi trova conferma in una relazione redatta nel 1660 da alcuni padri visitatori per incarico del Pontefice, nella quale è scritto: « ...la parte antica della fabbrica è di pietre quadre e la nuova di mattoni... ». Si crede di trovare un altro indizio nella presenza, a sud della chiesa e precisamente nel muro che la fiancheggia, di un robusto arco a sesto acuto, eretto su solide spalle ed avente tutte le caratteristiche di un portale d'ingresso.

Impossibile è stabilire quando alla comunità fu consentita la possibilità di sopraelevare i primissimi locali del piano terreno ed il luogo in cui era ubicata la scala per accedere ad essi, benché alcuni indizi, tra cui la prossimità alla pubblica strada, la farebbe ritenere costruita presso il chiostrino ancora esistente ai piedi del campanile.

Sull'esistenza del grande chiostro « del Capitolo » (oggi detto 2° chiostro o del pozzo) abbiamo alcune indicazioni tra le quali la matricola del Rione di Porta S. Pietro, per l'anno 1377, conservata nel nostro Collegio del Cambio e sulla quale l'ignoto artista, insieme con la figura del vecchio campanile, disegnò l'antico chiostro con le caratteristiche finestre bifore e le eleganti « colonnette ed ornati », come risulta da un contratto stipulato nell'anno 1338, per la costruzione « della parte superiore del chiostro con i suoi cornicioni, colonnette ed ornati ».

L'esattezza tanto della matricola del Rione, quanto della nota ricordata è stata recentemente confermata dal ritrovamento, durante altri lavori diretti dallo stesso autore, di alcune di queste finestre bifore, dentro la muratura che le teneva nascoste fin dal giorno in cui al chiostro fu data la linea architettonica, che ancora conserva (fig. 5).

Altra notizia in merito ci è fornita da un'annotazione di spesa dalla quale risulta che negli anni 1337-1338, l'Abate Ugolino Vibi pagò « al tegolaio di S. Costanzo trenta libbre di danaro, per mattoni dati per il nuovo palazzo del Monastero, cioè il quadrato del chiostro del Capitolo ».

Possiamo quindi arguire che intorno alla metà del suo terzo secolo di vita, il monastero fosse già dotato del suo grande chiostro chiuso a nord dal muro che corre parallelo

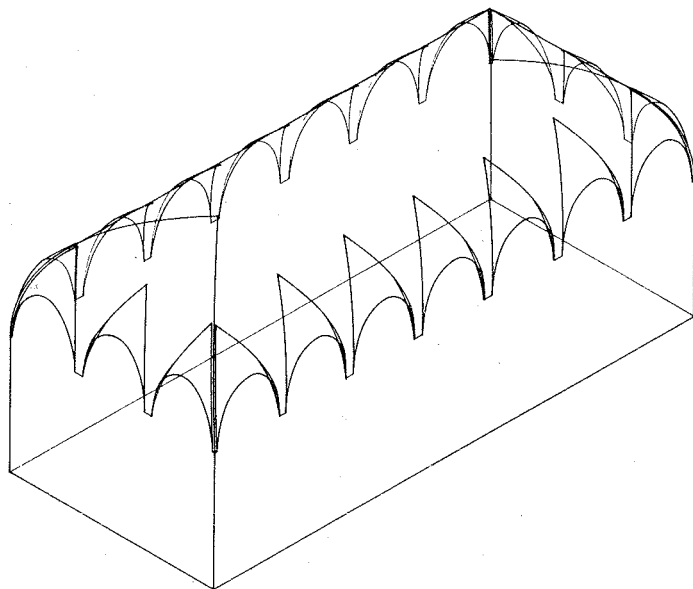
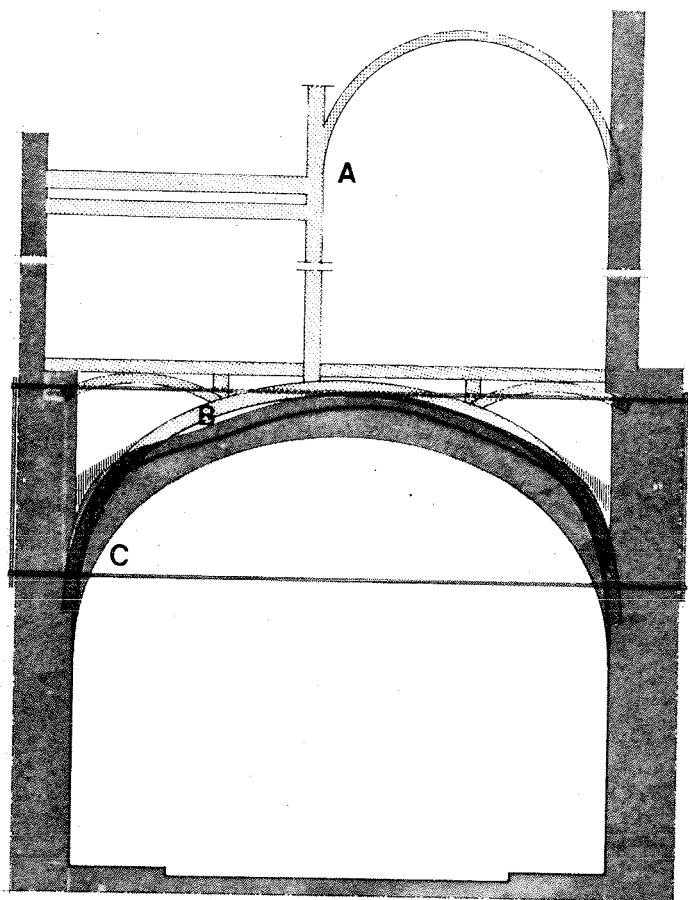
alla parete della chiesa (e sul quale sono state ritrovate le finestre con colonnette ed ornati) ed a sud dal muro sul quale, in epoca posteriore, fu appoggiata la grande volta del refettorio.

Una conferma di ciò si è avuta in occasione degli attuali lavori di restauro, sia perché hanno consentito il ritrovamento, su quest'ultimo muro, di strette finestre di forma allungata, sia perché la muratura è di pietre regolarmente squadrate, indizi sicuri di muratura posta all'esterno.

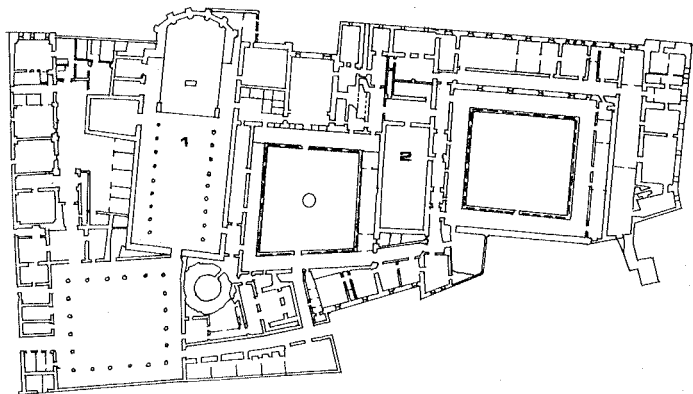
Per un periodo di circa cento anni il monastero, colpito da difficoltà economiche, da indisciplinazione interna e dal malgoverno di alcuni abati, non solamente si trovò nell'impossibilità di accrescere la sua fabbrica, ma lasciò che tanta parte di quanto già compiuto andasse in rovina.

Fu con il provvedimento voluto dal Pontefice Eugenio IV che sotto la data del 24 Dicembre 1436, decretò l'unione del Monastero di S. Pietro alla Congregazione di S. Giustina di Padova e togliendo così ogni autonomia alla nostra comunità, il monastero stesso tornò alla necessaria disciplina, alla sua piena attività e ad un nuovo sviluppo edilizio.

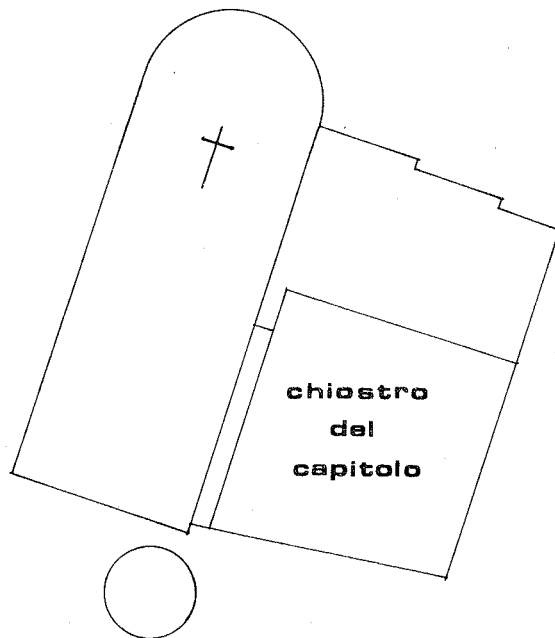
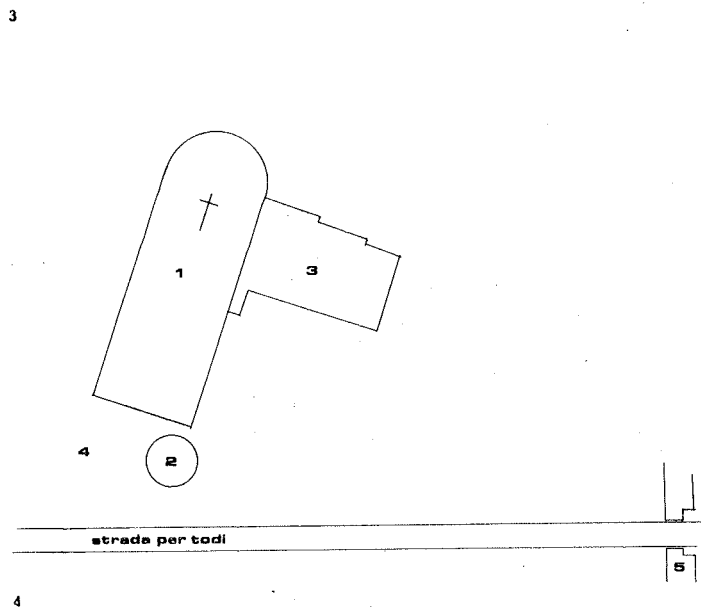
Infatti abbiamo notizia che, nell'anno 1453 e cioè intorno alla metà del IV secolo di sua vita, della somma di 900 fiorini, ricavati dalla vendita di alcuni terreni varia-



1 - Fasi statiche strutturali della volta. Legenda: A - Fase iniziale '400; B - Fase di deformazione (apprezzabile intorno al '500); C - Fase di primo consolidamento mediante archi a catena ('600); 2 - Sintesi della situazione prima dell'intervento: schema assometrico della volta all'origine.



3 - Legenda: 1 - Basilica; 2 - Aula Magna; 4 - Legenda: 1 - Basilica; 2 - Campanile; 3 - Parte del monastero di più antica costruzione; 4 - Zona del cimitero cristiano; 5 - Porta medioevale.

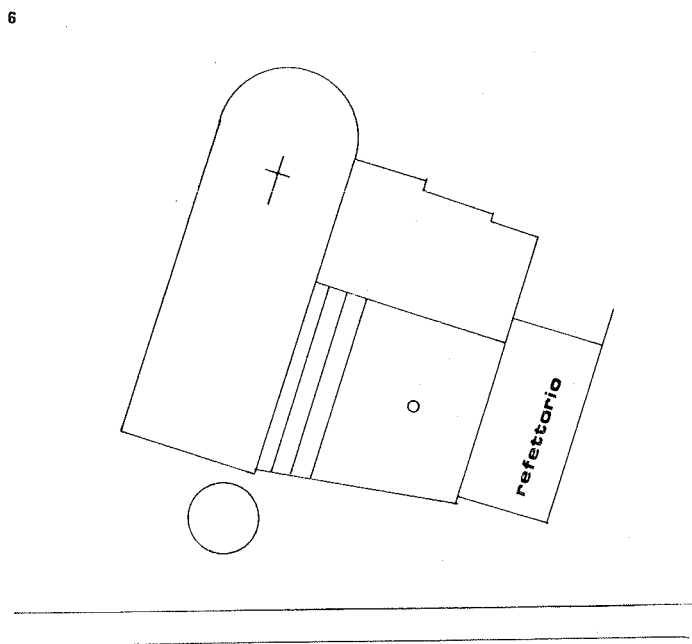


mente dislocati, ne furono spesi 500 per la costruzione del « refettorio e della cucina » (fig. 6).

E' quindi intorno alla metà del IV secolo della sua esistenza che dobbiamo far risalire la costruzione della grande volta oggi in restauro ed imprudentemente gravata poi del pesante carico di cui si è trattato e che costrinse alla costruzione dei grandi archi di rinforzo.

Da un'altra nota di spesa apprendiamo che nell'anno 1478 l'Abate Don Gaspare da Pavia « ...fece venire da Firenze i lavori di terracotta, per ornamento del refettorio, cioè i tre festoni di frutti con Santi ivi racchiusi e collocati nella sua volta, il pulpito di esso ed i lavamani con la storia della Samaritana. Questi lavori si eseguirono a Firenze da mastro Benedetto Buglione, scultore ».

La grande volta poteva così ritenersi ultimata e dobbiamo quindi riconoscere in circa 500 anni la sua veneranda età. Prima di trattare del successivo accrescersi della fabbrica del Monastero e cioè della costruzione dei due nuovi chiostri, vogliamo dire delle modifiche apportate a quello già esistente e raffigurato nella matricola del Collegio del Cambio, modifiche che portarono alla riduzione della sua ampiezza. Infatti, per disporre di nuovi locali, furono chiuse le finestre bifore con « colonnette ed ornati »



sul muro che delimitava a nord il chiostro e fu costruita un'altra parete parallela a questa, su grandi archi e colonne, così come oggi appare.

Il recente ritrovamento nell'interno di una muratura della bifora « con colonnette ed ornati », di cui si è trattato, conferma quanto detto.

Il monastero ebbe un nuovo sviluppo verso ovest nell'anno 1570, quando dal Comune di Perugia ottenne la cessione della strada, che dalla vecchia porta medioevale conduceva alla città. Per tale cessione « il Monastero si impegnò alla costruzione di una nuova porta ed alla consegna alla città del campo in cui è il pubblico passeggio

CONSIDERAZIONI SULLE SITUAZIONI STORICO-STATICHE DELLA STRUTTURA

L'esame della configurazione di assetto, caratteristica della situazione preintervento, consente di formulare alcune considerazioni storico-statiche, che possono essere riassunte nei punti seguenti:

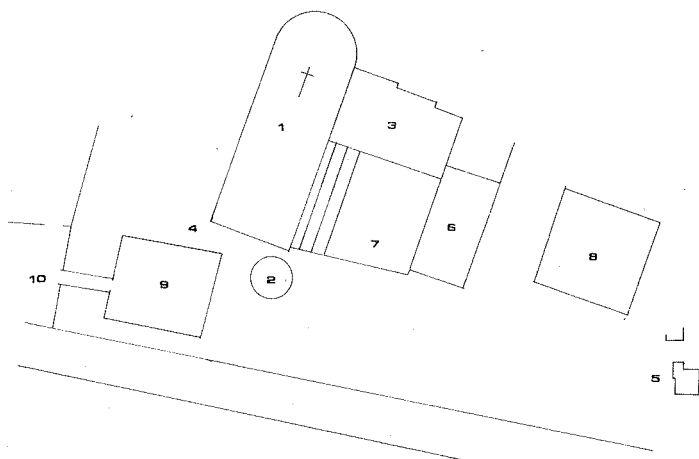
— la configurazione della linea d'asse della volta non era tale da assicurare un comportamento in campo elastico, in relazione allo schema di carico;

— l'alterazione delle proprietà meccaniche dei materiali, soprattutto dei leganti, dovuta principalmente alle trasformazioni chimiche legate ai fenomeni igrotermici ed alle conseguenti sollecitazioni, ha imposto alla struttura una ricerca graduale di configurazioni più coerenti con quella ottimale;

— una di tali configurazioni è stata acquisita grazie all'effetto delle due volticine di rinfiacco del solaio, che hanno contribuito, con le loro reazioni di imposta, ad aumentare il raggio di curvatura della zona di chiave, determinando così un campo più vasto per lo scarico della reazione d'imposta, campo compreso fra l'asse della volta, l'imposta delle lunette e l'asse delle volticine di rinfiacco (fig. 8). L'efficienza dei contrasti laterali e delle catene ha consentito un funzionamento in campo elastico-plastico soddisfacente per un certo periodo.

Tale schema complesso non ha rappresentato tuttavia una soluzione statica valida nel tempo, anche perché l'alterazione dei materiali non poteva essere bloccata.

Tutta la struttura ha avuto un comportamento statico accettabile per circa due secoli dalla costruzione, dopo di



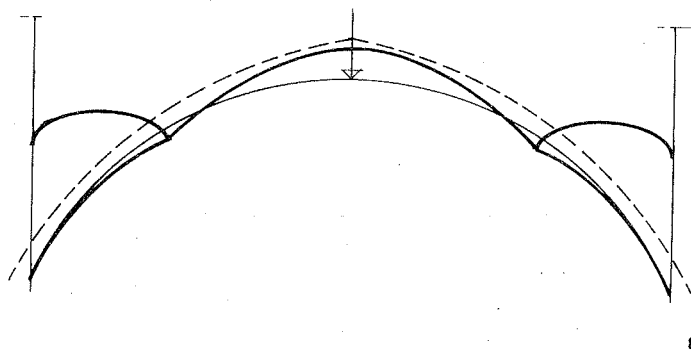
7 - Legenda: 1 - Basilica; 2 - Campanile; 3 - Parte del monastero di più antica costruzione; 4 - Zona del cimitero cristiano; 5 - Torre della vecchia porta della città; 6 - Refettorio della metà del 15° secolo; 7 - Chiostro del capitolo dopo la sua ricostruzione nella foggia attuale; 8 - Chiostro dell'Alessi costruito intorno al 1570; 9 - Chiostro costruito dal 1599 al 1705; 10 - Ingresso alla basilica ed al monastero.

del Frontone». I lavori di ampliamento ebbero subito inizio e sorse così, su disegno dell'architetto Galeazzo Alessi, il nuovo chiostro detto poi delle stelle.

E fu nell'anno 1599 che si pose mano alla costruzione del chiostro d'ingresso, chiamato dei tre portoni, su disegno dell'architetto Valentino Martelli, il cui compimento, a causa di continue difficoltà economiche, avvenne soltanto nell'anno 1705 e cioè ad oltre un secolo di distanza dal suo inizio, così che il cronista dell'epoca ebbe a scrivere che « l'Abate Baldizoppi si meritò plauso, per aver condotto a termine il bel chiostro della porta, che già da un secolo erasi principiato a costruire » (fig. 7).

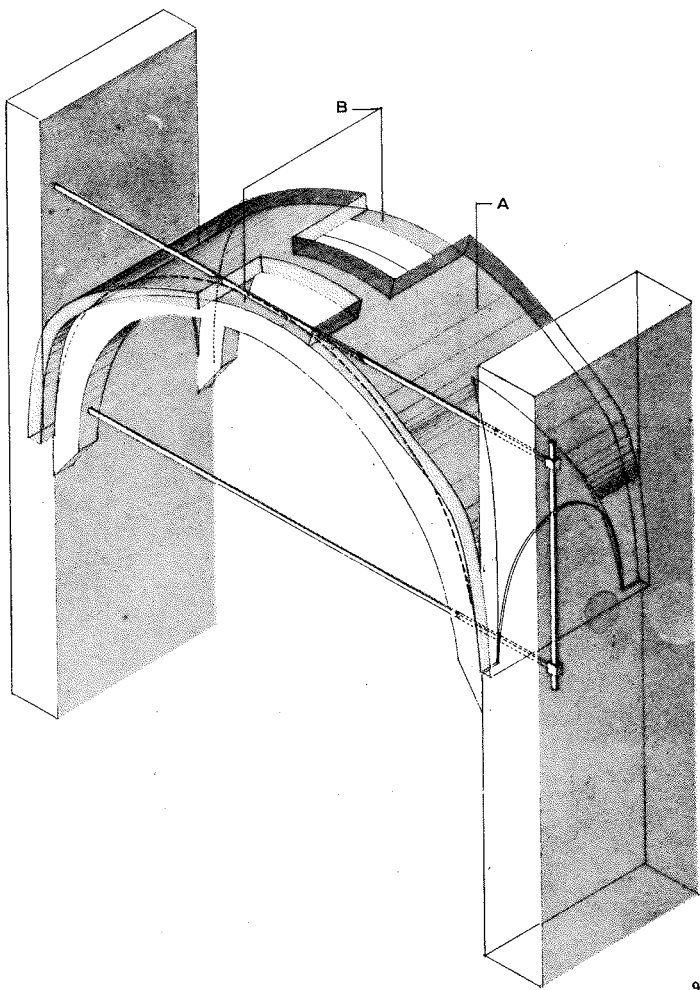
Ad eccezione di opere di manutenzione o di adattamento, nessun'altra impresa di rilievo sarà affrontata dal monastero, così che la sua attuale topografia è quella che la grande fabbrica raggiunse con quest'ultimo chiostro e con la quale, a seguito del Regio Decreto 21 gennaio 1892, pervenne all'Ente « Fondazione per l'Istruzione Agraria in Perugia » (1).

(1) Per le notizie storiche si fa riferimento al testo « Mille anni della Chiesa di S. Pietro in Perugia e del suo Patrimonio » di Mario Montanari - Ed. Poligrafica F. Salvati - Foligno (Perugia).



che si ritenne necessario eseguire delle opere di consolidamento costituite da archi di sostegno, intervallati fra di loro di circa 6 ml, che hanno bloccato la deformata lungo le sezioni trasversali della volta (fig. 9).

Gli archi, aumentando la possibilità d'individuare una linea d'asse più vicina a quella delle pressioni, innescavano contemporaneamente un comportamento statico anomalo sui campi di volta compresi tra gli archi e riducevano la collaborazione delle volticine di rinfiacco.



9 - Sintesi della situazione prima dell'intervento. Legenda: A - Volta deformata; B - Archi di primo consolidamento.

ANALISI DELLA PROBLEMATICAZIONE DI INTERVENTO

L'indagine sulla situazione dei materiali aveva evidenziato le precarie condizioni delle zone di legante, primate ad andare in crisi per alterazioni chimiche e meccaniche, mentre le parti di laterizi si presentavano in condizioni meno allarmanti, tranne alcune zone limitate, di maggior logorio statico, già vicine alla crisi:

— l'eliminazione dei carichi e delle sovrastrutture, anche se collaboranti secondo le osservazioni del capitolo precedente, poteva essere agevolmente effettuata con le necessarie precauzioni, in quanto il peso della struttura si poteva assegnare alla sola volta primaria;

— i cedimenti differenziali ai due lati della volta (di cm 45 da un lato e di cm 39 dall'altro) conducevano ad ipotesi tensionali di notevole impegno per i materiali; tale fatto consigliava quindi tecniche di intervento improntate ad un severo e continuo controllo in ogni fase operativa;

— la demolizione della struttura presentava notevoli difficoltà ai fini dell'equilibrio generale del sistema.

L'importanza storica dell'opera poneva sinceri scrupoli di rispetto:

— si indirizzava quindi la scelta verso un'ipotesi d'intervento non distruttivo, almeno per la parte d'intradosso, con più ampie libertà d'intervento relativamente all'estradosso;

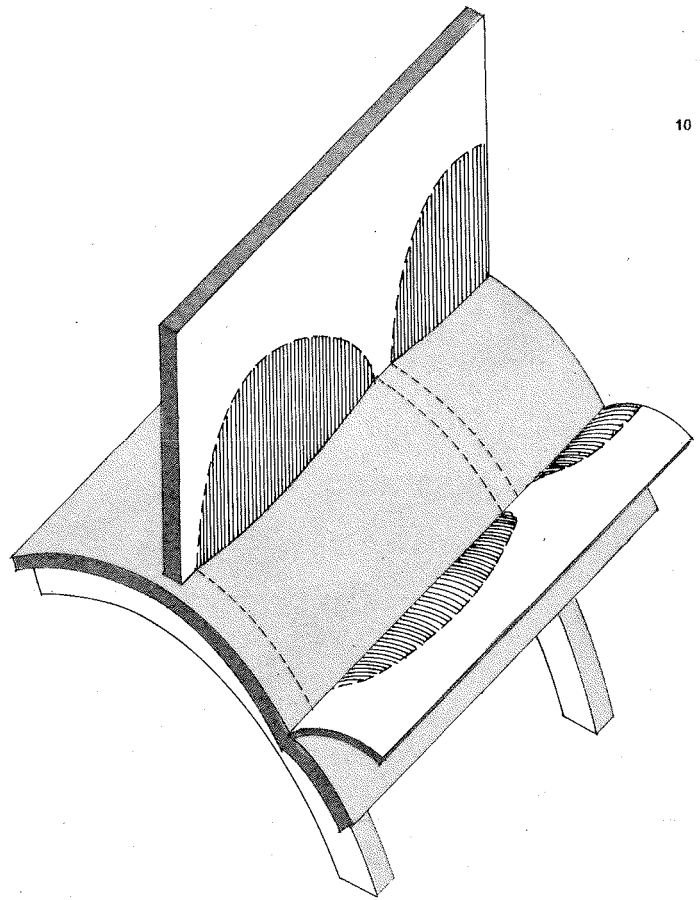
Tale provvedimento ha guidato la struttura verso un nuovo schema di comportamento statico, imponendo lo scarico di tutte le sovrastrutture sugli archi.

Tale situazione era evidente in sede di diagnosi statica, per la configurazione del panorama fessurativo delle sovrastanti strutture. Da questa fase in poi risultò sempre più evidente, nel comportamento d'insieme, la sovrapposizione di due schemi statici:

il primo rappresentato da una membrana (volta originaria);

il secondo da membrature curve discontinue, provocate dal distacco parabolico delle sovrastanti murature, di freccia pari ai 2/3 della distanza degli archi di rinforzo (fig. 10).

Il proseguire delle alterazioni portava comunque ad un graduale aumento delle deformazioni differenziali, verso la crisi dei campi di struttura fra gli archi, preannunciata dal distacco di placche di intonaco, nelle parti dove la sollecitazione tangenziale fra le superfici intonaco-struttura aveva superato l'aderenza delle stesse.



— si assunse come schema ipotetico un intervento tendente al ripristino graduale della configurazione originaria, caricando l'intera struttura per fasi nella zona di intradosso.

Il ripristino dell'originario raggio di curvatura portava una graduale modificazione nel laterizio ed un grave nocimento al materiale legante.

Si è ricorsi pertanto all'asportazione dall'estradosso di tutto il materiale legante, per circa metà dello spessore della volta; ad una pulitura profonda, mediante aria compressa ed alla sostituzione del legante originario con materiale di più sicuro e stabile comportamento meccanico e chimico:

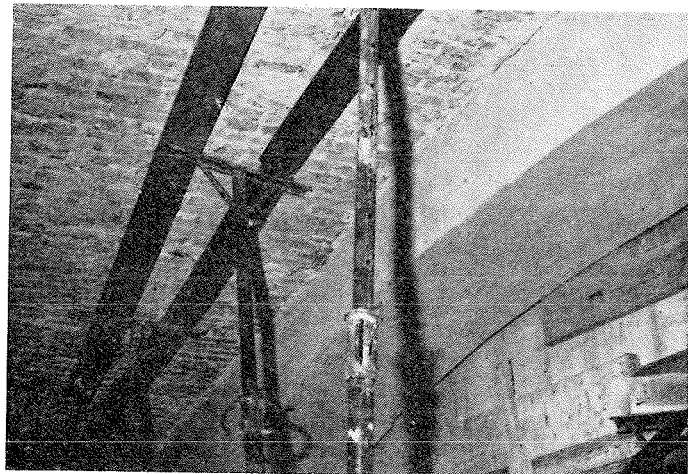
— un tale materiale poteva essere rappresentato dal calcestruzzo armato a ritiro contenuto.

Il consolidamento generale della volta richiedeva necessariamente la completa demolizione delle strutture soprastanti. Questa operazione non presentava problemi operativi particolari, per quanto riguardava le strutture verticali, mentre per i solai superiori a volta e per il tetto si rendeva necessaria la realizzazione di ponteggi provvisori.

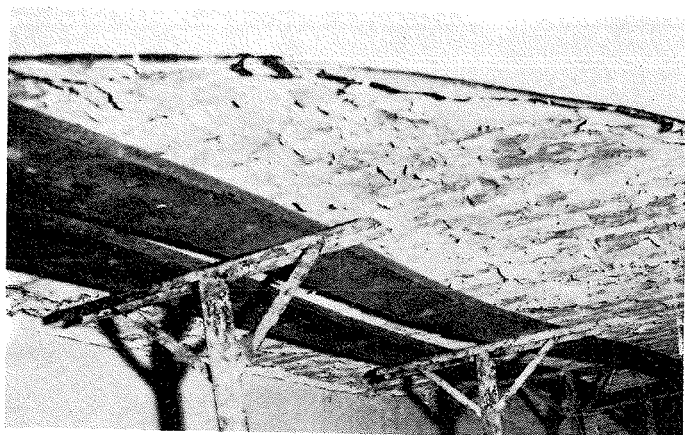
11-12-13-14 - Deformazione delle volte tra gli archi di rinforzo prima dell'intervento; 15 - Carpenterie di sollevamento.

L'operazione di eliminazione dei carichi insistenti sulla volta primaria poneva la necessità di un controllo dei regimi statici durante le varie fasi, poiché l'assetto della linea d'asse era legato a tali carichi ed era impossibile una loro eliminazione simultanea.

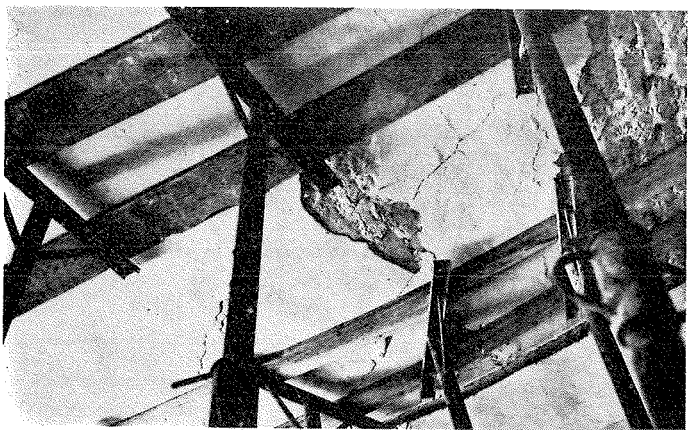
Si sarebbe inoltre dovuta tenere in considerazione la probabilità della presenza, nella struttura, di zone a com-



13

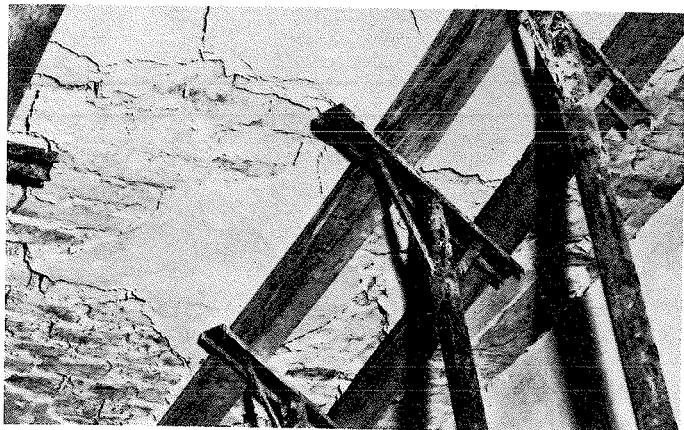


11

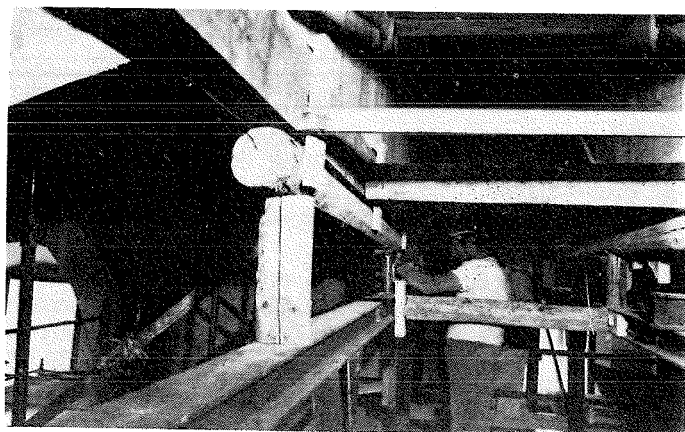


14

12



15



portamento ancora elastico, non chiaramente individuabili anche per la complessità delle vicissitudini storiche dei diagrammi di sollecitazione.

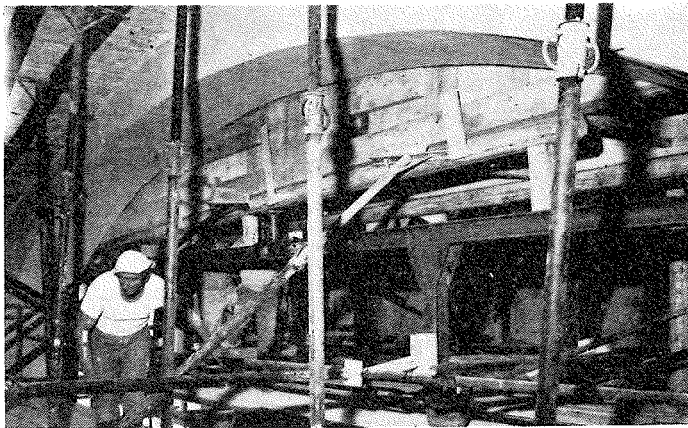
Queste osservazioni, con un razionale controllo statico, avrebbero potuto guidare la scelta dello schema d'intervento, sia in relazione alle modalità di eliminazione dei carichi, sia alla distribuzione e conformazione dei ponteggi ausiliari.

L'impossibilità di affrontare analiticamente il problema faceva prevedere il ricorso a considerazioni intuitive, verificate e corrette secondo le circostanze che venivano a crearsi, successivamente, nel corso delle operazioni. Tutto ciò imponeva un'assidua e costante sorveglianza tecnica.

La possibilità di intervenire contemporaneamente su tutta la superficie dell'intradosso non si presentava razionale, poiché tale intervento avrebbe richiesto la costruzione di un complicato supporto di difficile controllo.

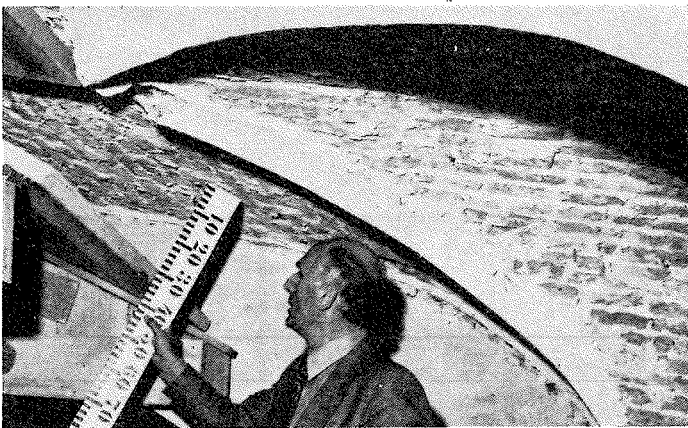
Lo schema operativo più efficiente, anche in relazione alle disponibilità tecnologiche, sembrò il seguente:

a) puntellazione non forzata distribuita in tutto l'intradosso, eseguita con elementi modulari per sezioni trasversali indipendenti, che consentisse un funzionamento statico a campi limitati;



16

16 - Carpenterie di sollevamento; 17 - Deformazione differenziata in prossimità dell'arco durante il sollevamento.



17

b) eliminazione dei carichi di estradosso;

c) correzione graduale dell'asse, per fasce trasversali di volta e contemporaneo controllo della puntellazione delle zone adiacenti;

d) preparazione dell'estradosso per l'intervento di consolidamento;

e) predisposizione delle armature e getto;

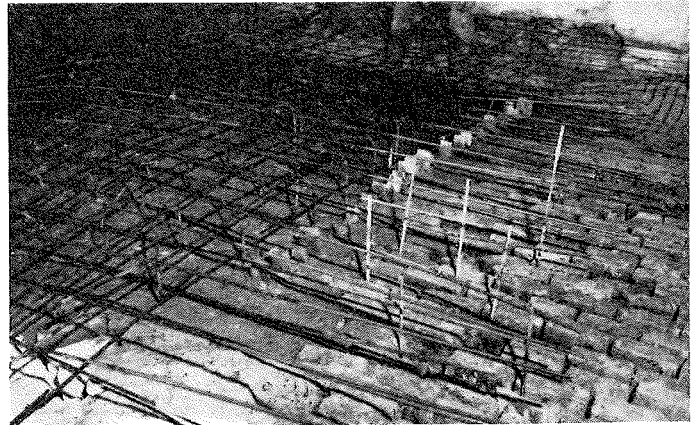
f) ripetizione ciclica delle operazioni per le zone adiacenti;

g) demolizione degli archi.

L'intervento su ciascuna fascia doveva essere eseguito mediante una sagoma continua sollevata e ruotata in varie fasi fino all'assetto voluto.

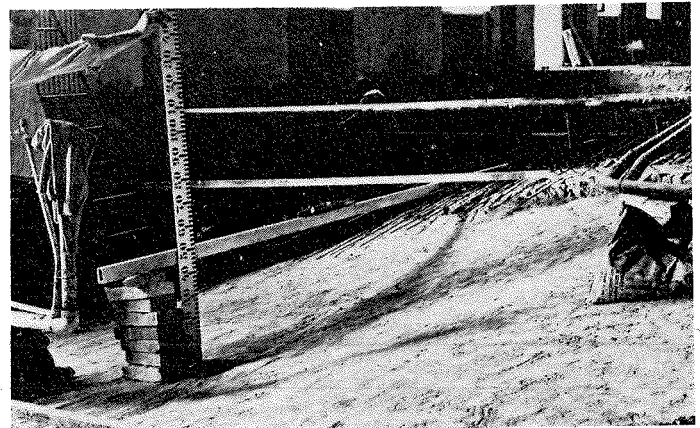
Tale operazione comportava sollecitazioni ancora di tipo concentrato quasi analoghe e di senso contrario a quelle precedenti, con inversione di tensioni nei campi strutturali.

La congruenza non poteva essere totalmente assicurata; infatti la continuità strutturale doveva essere affidata soltanto a schemi parziali di volta ed all'attrito legante-mattone.



18

18 - Sostituzione del legante; posa in opera di chiodature e di armatura metallica; 19 - Estradosso della volta dopo il rialzamento della prima fascia.



19

17

Per garantire la continuità strutturale si doveva ottenere il sollevamento della forma con il criterio del massimo contatto con la struttura e con la minima rotazione relativa dei conci.

L'operazione sarebbe risultata più agevole, disponendo di forme a profilo variabile in modo da operare sempre a contatto continuo forma-volta.

Tale attrezzatura doveva essere però esclusa, per la complessità della sua costruzione.

Per il controllo, durante le fasi operative, il calcolo non forniva un valido aiuto, in quanto non risultava possibile prevedere e localizzare le zone a concentrazione di tensione legate a condizioni statiche passate e, soprattutto, conoscere il loro segno, che avrebbe potuto guidare le modalità di intervento.

Ci si doveva dunque aspettare un quadro fessurativo di grande entità nelle zone di contorno dei campi parziali, su cui si operava di volta in volta, la cui delimitazione e caratteristica statica sarebbe divenuta via via evidente durante l'operazione: ciò faceva prevedere modifiche anche sostanziali alla disposizione della puntellazione preordita.

Un altro aspetto della problematica riguardava l'interrelazione strutturale fra i materiali preesistenti ed il materiale impiegato nell'intervento per la determinazione del panorama tensionale finale.

Importanza maggiore rivestiva il materiale esistente, in quanto poteva verificarsi, in alcuni punti, una somma di tensioni di segno concorde durante le fasi; cosa non agevole da calcolare. Risultava così evidente la necessità di scaricare, per quanto possibile, la struttura esistente dai quadri tensionali precedenti e ciò poteva effettuarsi con una rimozione accurata del legante, ad assetto finale raggiunto, durante il sostegno sulla sagoma.

La diversità dei moduli di elasticità fra il materiale esi-

stente (laterizio e legante) ed il calcestruzzo richiedeva un attento studio statico della struttura completa.

CARATTERISTICHE OPERATIVE DELLE ATTREZZATURE

L'impostazione del cantiere doveva tener conto di alcuni importanti elementi.

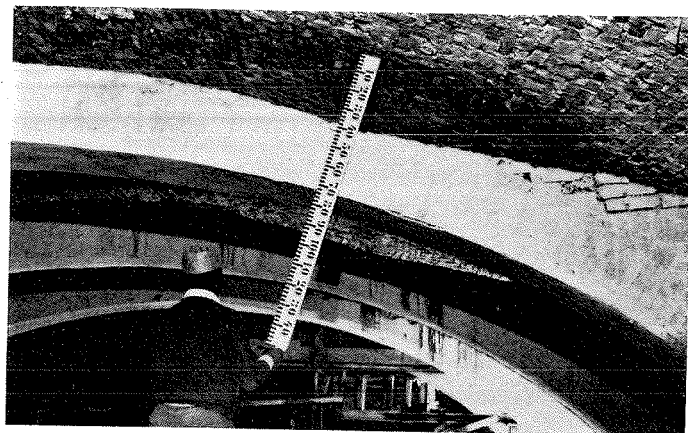
La zona di intervento fa parte di un complesso universitario funzionante a planimetria complessa; nasceva pertanto la necessità di delimitare al massimo la zona interessata dalle operazioni e di svincolare i collegamenti del cantiere dall'esterno e dai percorsi interni necessari al funzionamento degli istituti.

Un'indagine sulla topografia della zona mise in rilievo la possibilità di individuare tali collegamenti al di sopra delle coperture, mediante l'impiego di una gru fissa collocata in un piazzale di proprietà del complesso, in diretta comunicazione con la viabilità esterna ed i magazzini.

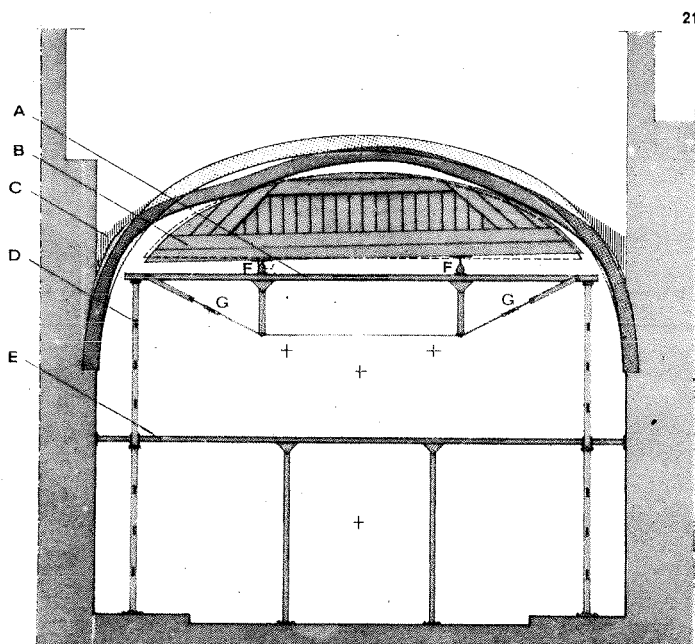
Questo schema presupponeva la formazione di un piano ausiliario di cantiere al di sopra della copertura adiacente alla volta, in comunicazione, per mezzo delle finestre situate all'imposta della volta stessa, con il piano di supporto interno. Tale supporto doveva essere sostenuto mediante tralicciatura in tubi metallici a piccolo passo e consentire la presenza di alcune corsie di servizio a livello del pavimento: una centrale, per ispezioni e servizi ausiliari, e due laterali, predisposte per lo spostamento dei dispositivi di scarico delle reazioni dei martinetti di sollevamento.

L'organizzazione cantieristica interna venne delineata, suddividendo lo spazio in due zone distinte: una superiore al piano di supporto adibita alla collocazione e movimentazione delle attrezzature di sollevamento e di collegamento del cantiere con l'esterno; una inferiore, acco-

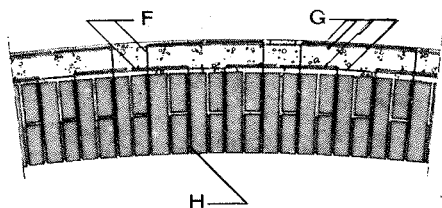
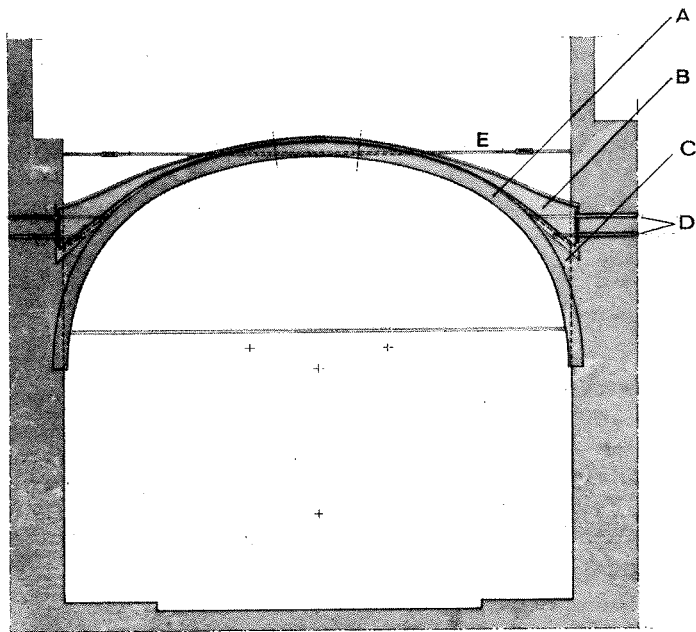
20 - Vista d'insieme degli archi di sostegno dopo il rialzamento della volta; 21 - Dispositivi per l'innalzamento della volta deformata e ripristino della originaria curvatura. Legenda: A - Ponte; B - Centina; C - Rinfianco; D - Strutture orizzontali per carico di punta; E - Struttura di rinforzo; F - Martinetti idraulici; G - Tiranti.



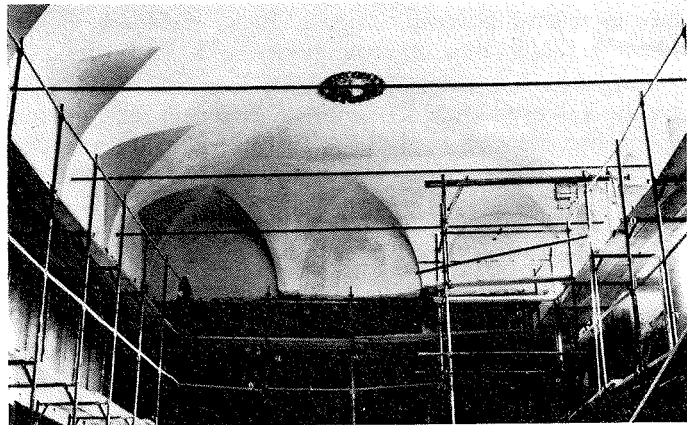
20



21



22



23



24

22 - Struttura di consolidamento in c.a. e particolare del collegamento tra lo strato strutturale di intervento e la volta. Legenda: A - Volta in mattoni; B - Strato strutturale di intervento in c.a.; C - Rinfianco in muratura originale; D - Barre \varnothing 30 Fe Bk 44 a quinconce ogni 15 cm; E - Catena con tiranti; F - Chiodatura; G - Maglia doppia \varnothing 10; H - Calce della muratura originale; 23 - Intradosso della volta liberato dagli archi di sostegno a restauro ultimato; 24 - Parete esterna del refettorio. In evidenza le feritoie rinvenute durante il corso dei lavori.

gliente tutte le strutture di sostegno del piano e comprendente le tre corsie già viste.

La distinzione fra reazioni delle strutture fisse e delle attrezzature mobili si presentò più razionale e più rispondente agli organi di controllo disponibili.

La volta era sostenuta dal piano di supporto mediante una puntellazione connessa operativamente con le attrezzature di sollevamento.

Queste erano costituite da una centinatura, ad estradosso adeguato all'assetto finale della volta e profilo inferiore attrezzato per l'applicazione dei sistemi di sollevamento, costituita da tre elementi verticali in pacchi di tavole a diverso orientamento, rinforzate ai bordi.

Le centinature venivano connesse mediante tralicci mobili, che consentivano agevolmente lo spostamento d'insieme.

Le sollecitazioni di sollevamento erano applicate alla centinatura mediante una membratura trasversale in ferro, del tipo trave-sottoarmato, vincolata agli estremi su montanti metallici con supporti, sul pavimento, correnti lungo le due corsie laterali.

Detti montanti erano costruiti in laminati metallici controventati, a varie quote, da dispositivi che ne consentivano la rimozione e lo spostamento in senso longitudinale.

Il controllo della cinematica dell'intervento era effettuato mediante aste graduate su punti di riferimento predistribuiti.

FASI DELL'INTERVENTO

Dopo la demolizione delle strutture di estradosso, a puntellazione ultimata si è proceduto per settori alla correzione della linea d'asse della volta. L'operazione veniva effettuata a bassissima velocità, con intermittenze di parecchie ore, per consentire un graduale scarico, soprattutto nei campi adiacenti, delle sollecitazioni indotte e della relativa energia elastica (fig. 21).

Infatti lo stato tensionale indotto nella zona d'intervento si diffondeva, ovviamente, nelle zone limitrofe, smorzandosi a distanza di circa quattro volte la zona stessa.

Questo fatto, notato sin dalla prima operazione, avvalo-

19

rava lo schema previsto, conducendo ad escludere definitivamente l'intervento contemporaneo su tutta la volta.

Raggiunta la configurazione finale si procedeva all'asportazione dall'estradosso del materiale di sutura fra i mattoni, operazione eseguita mediante scalpelli e getti ad aria compressa, per ridurre entro limiti modesti le sollecitazioni di tipo vibrazionale.

Veniva poi eseguito un getto in calcestruzzo, con additivi a ritiro controllato, dopo aver inserito delle chiodature metalliche con la funzione di rendere effettiva la continuità statica degli strati strutturali.

Si procedeva quindi alla disposizione di un doppio strato di rete metallica a nodi sfalsati connessa alle chiodature.

La trasmissione della componente verticale della reazione di imposta veniva affidata alla muratura perimetrale mediante barre di acciaio di grosso diametro introdotte in fori trapanati, sul muro di spalla consolidato, e connesse all'armatura della volta (fig. 22).

Il consolidamento della parte d'imposta della parete era stato eseguito in precedenza, con sostituzione del materiale alterato, con getto di calcestruzzo.

L'operazione successiva riguardava il getto di conglomerato dello strato sopra l'estradosso, ad asse e caratteristiche statiche calcolate in sede di progetto.

Avvenuta la maturazione del getto, si procedeva in ciclo nelle zone di volta adiacenti, fino al completamento.

Veniva inoltre realizzato un collegamento dei rosoni più efficiente di quello preesistente, senza intervenire nella superficie in vista, per non danneggiare i particolari deco-

rativi; mentre le lunette laterali non presentavano particolari problemi d'intervento. La orizzontalità veniva realizzata mediante setti in muratura intervallati con solette portanti in conglomerato armato, su un cassero a perdere costituito da tavole di laterizi.

Come ultima fase si procedeva, a strutture ausiliarie smontate, alla stesura degli intonaci, al restauro di alcuni particolari non strutturali ed alla pavimentazione.

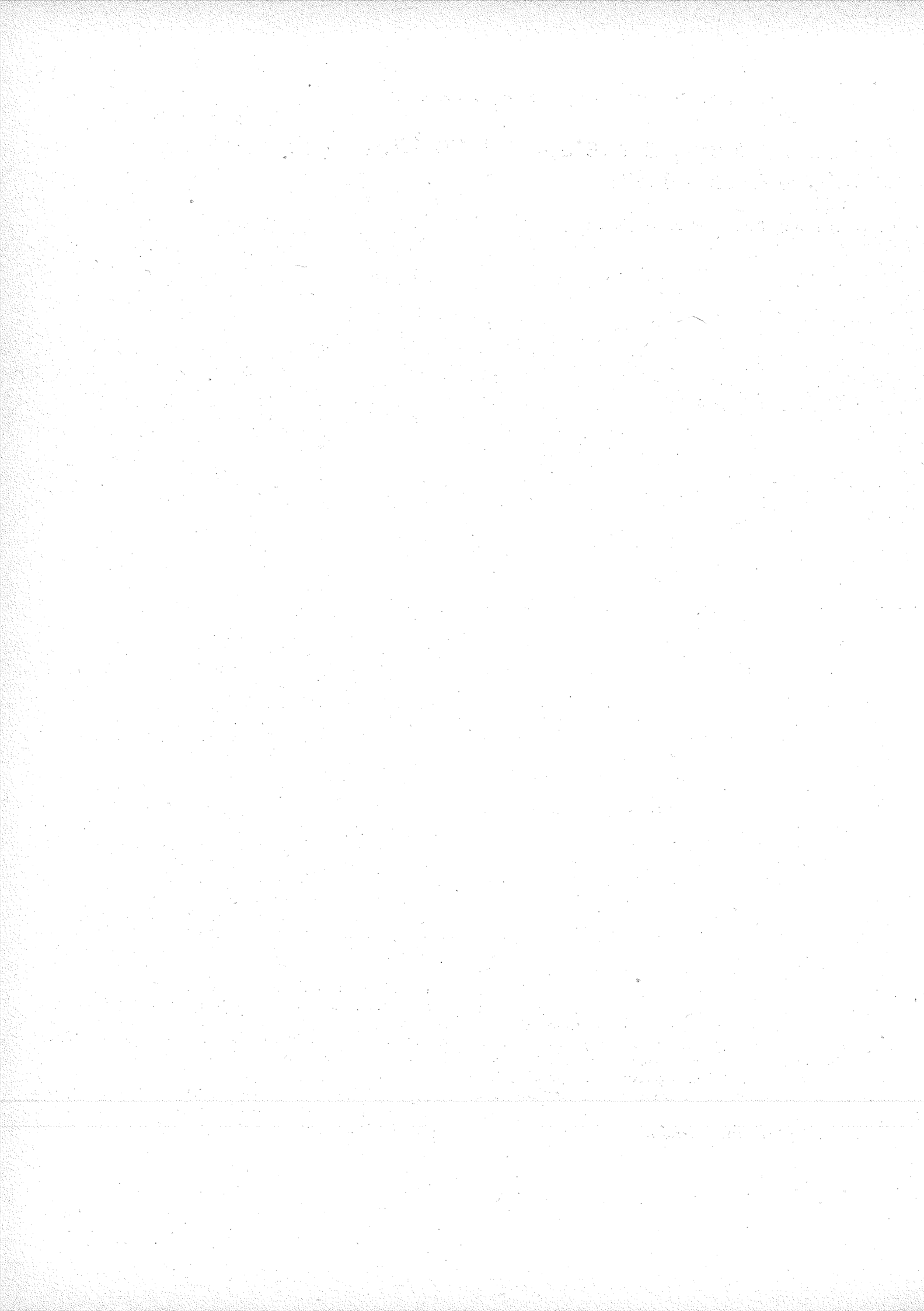
CONSIDERAZIONI CONSUNTIVE

L'analisi dello schema operativo seguito consente di trarre alcune considerazioni.

Il restauro statico-architettonico realizzato non pregiudica il significato ed il valore formale dell'opera, in quanto l'intervento non lascia tracce, più o meno occulte, sovrapponibili al linguaggio formale originario.

Ciò è stato reso possibile soprattutto dai materiali attualmente disponibili, come il calcestruzzo armato, che unisce all'intrinseca capacità portante, la caratteristica di adattabilità di forma; di possibilità di funzionamenti tensioni-deformazioni diversi; di materiale di sutura.

La prima caratteristica ha consentito di realizzare una struttura particolarmente adatta all'esigenze statiche del caso, la seconda di regolare mediante la distribuzione del carico nel tempo i regimi tensionali del complesso strutturale, la terza il consolidamento statico della parte deteriorata della zona di laterizi.



Consolidamento e restauro della Chiesa di S. Michele in Vito d'Asio - Friuli

Comunicazione del Dott. Ing. Giuseppe Tosti (*)

PREMESSA

La chiesa di Vito d'Asio, che sorge vicino al campanile e al cimitero arroccata nella parte più alta del villaggio non raggiungibile da automezzi, rappresenta una delle poche cose rimaste dopo il terremoto del Friuli.

Ai suoi piedi l'85% delle abitazioni sono distrutte e 17 dei suoi figli sono rimaste vittime sotto le macerie.

Tale complesso, chiesa e campanile, anche se non costituisce una testimonianza di alto pregio artistico di un'epoca, è certamente una testimonianza storica di altissimo valore che ricorda la civiltà, i sacrifici e la laboriosità di quella gente, che come sempre, ancora una volta, dopo il tragico evento, si è stretta intorno alla sua chiesa, rifugiata in modeste baracche, vicino ai suoi morti, per continuare a vivere.

Per questa ragione la Chiesa di Vito d'Asio va salvata.

Però è importante che i tecnici, impegnati in questo delicato lavoro di ricostruzione, si avvicinino ad essa con estrema umiltà, nel rispetto più assoluto per l'opera da restaurare.

L'alternativa di certe correnti che in molti casi tenta di risolvere il problema, annullando le strutture esistenti, in genere murature continue, con l'inserimento di strutture in cemento armato opportunamente camuffate, spesso non lo risolve: sia perché un organismo del tipo di quello della Chiesa di Vito d'Asio, ottenuto con la stratificazione

di interventi successivi nel tempo, va rispettato, anche nei suoi contenuti statici originari, scaturiti a volte dal buon senso delle maestranze locali più che dai rigorosi principi della Scienza; sia perché non è la soluzione più economica e nel Friuli, dove l'enorme impiego di mezzi necessari alla ricostruzione prospetta inesorabile il problema delle priorità, questo è importante e non può essere ignorato.

NOTIZIE STORICHE

Il nome di Vito d'Asio compare per la prima volta in un documento del 1220.

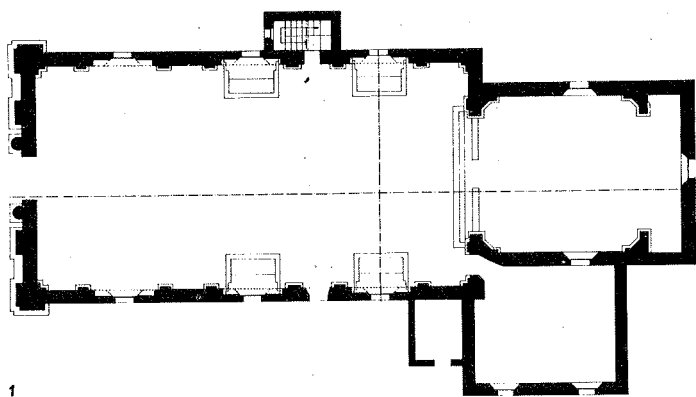
In quel tempo un gruppo di famiglie, incalzate dalle invasioni barbariche, abbandonano frettolosamente le loro case e, attraverso le impervie colline delle prealpi carniche, trovano scampo sull'aspro pendio del monte Pala.

Qui, con tenace volontà e con il solo ausilio di pochi muli, riproducono sul pendio accidentato ciò che avevano lasciato sul fondo pianeggiante, dando così vita alla pieve d'Asio.

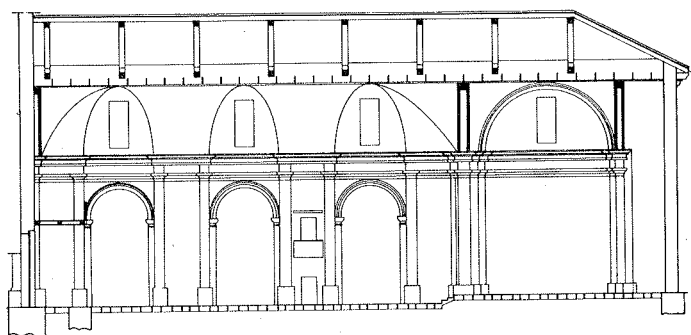
La Chiesa principale della Pieve rimane per lungo tempo San Martino, ma più tardi, aumentata la popolazione ed istituiti i Comuni di Vito, Clauzetto ed Anduins, si ha il distacco delle chiese filiali dalla matrice e la formazione di nuove parrocchie, tra cui S. Michele.

La prima notizia storica sulla sua esistenza risale al 1436, ma è certo che la sua fondazione doveva rifarsi a due o tre secoli prima, se alla fine del XV sec. dovette essere demolita, perché oramai troppo angusta e pericolante.

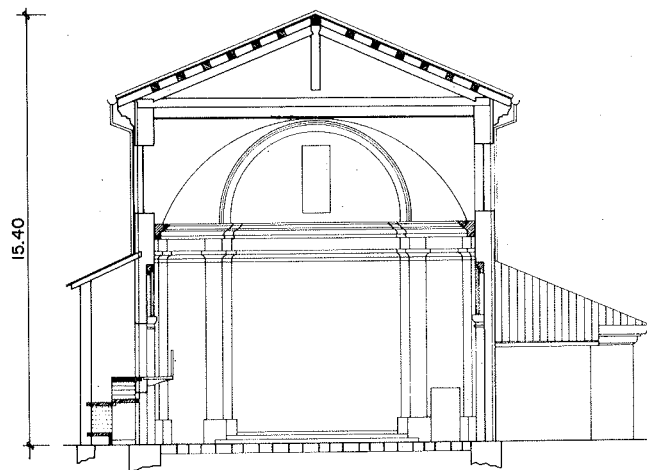
(*) Libero Professionista - Perugia.



1



2



3

1 - Sezione orizzontale a quota 2,00; 2 - Sezione longitudinale; 3 - Sezione trasversale.

I lavori di ricostruzione e di ingrandimento della Chiesa di S. Michele iniziano l'11 Marzo 1493 con l'approvazione del Vescovo di Concordia, Nicola Chieregato ed il consenso di tutti gli abitanti.

Della vecchia chiesa, rimane soltanto l'altare dedicato a S. Michele e la campanella.

Nella nuova vengono eretti altri due altari in onore di S. Vito e di S. Gottardo ed eseguiti lavori di pittura ed ornamento da parte del pittore udinese Giovanni Martino.

Nel 1584 la Chiesa di S. Michele, già consacrata, riceve la visita ufficiale del delegato del Vescovo, il quale non trovando l'Eucarestia conservata in modo regolamentare, prescriveva un tabernacolo di legno rivestito all'interno con tessuto di seta e posto sopra l'altar maggiore.

Matteo I Sanudo nel 1593 dà altre prescrizioni: « ...La caldiera del fonte sia stagnata; si faccia una finestra per tenere gli oli Santi. Al tabernacolo del SS.mo si provveda di un pavioncino », (primo accenno alla lampada davanti al SS.mo); « ...tutte le sopraddette cose si facciano in termine di anno uno sotto pena d'interdetto della Chiesa e tal R.do pievano, se non eseguirà, di sospensione a divinis... ».

Nel 1625 il curato Peverino, nonostante la sua povertà, riesce a costruire la sacrestia e nello stesso anno il cameraro Antonio Zancano « ...fece tirare le corde delle campane di dentro... » (il campanile era sistemato sulla fac-

ciata della chiesa e le campane si suonavano dal di fuori), « ...fare una scala et un pergoleto, fece ornare et dipingere di figure... per tutto L. 40 ».

Nel 1687 si ha l'installazione definitiva delle campane, che vengono fuse « in loco per mancanza di strade atte a farle venire fuori ». Tali campane, tolte dalle nicchie della facciata della chiesa, vengono sistemate sul nuovo campanile, che gli abitanti di Vito, in concorrenza con quelli di Clauzetto, nel frattempo hanno costruito.

Nel 1727 il vescovo Erizzo benedice la campana grande « ...havendoli posto il nome di Maria Michele, qual andò sopra il campanile per le scale interiori a far le funzioni con vento et neve tempo pessimo » ⁽¹⁾.

Tra il 1719 ed il 1780 nella chiesa si eseguono ulteriori lavori di ingrandimento e di abbellimento tra cui i pavimenti in pietra viva ed i soffitti.

Nel 1800, a spese della famiglia Sabbadini, viene eretto l'altare dedicato a S. Floriano martire.

Infine il 24 Settembre 1828 la Chiesa di S. Michele, divenuta per gli abitanti delle contrade vicine il fulcro della loro vita spirituale e civile, riceve dal Vescovo Fontanini la consacrazione solenne tra gran massa di popolo ed alla presenza di trenta sacerdoti.

(1) Per le notizie storiche si fa riferimento al testo « La Pieve di S. Martino d'Asio » di B. Tonello. Grafiche Buttazoni - S. Daniele (Friuli), Agosto 1974.

NOTE SULL'ORGANISMO DELL'OPERA

L'organismo architettonico della chiesa si articola in due corpi distinti non connessi staticamente: il Campanile e la Chiesa.

Il campanile a pianta quadrata è costruito in pietre squadrate e di dimensioni pressoché uguali su base tronco-piramidale.

La chiesa, a pianta rettangolare, è composta da una navata e dall'abside dislocate sullo stesso asse longitudinale, dalla sacrestia a lato dell'abside e da un pulpito individuato sul lato opposto della sacrestia.

Le strutture portanti verticali si presentano con un valore architettonico nettamente differenziato.

Le pareti laterali e l'abside sono in muratura a pietra-me esternamente intonacate ed internamente con modanature in stucco di buona fattura.

La facciata, aggiunta posteriormente, si presenta con una scanditura di tipo rinascimentale formata da un doppio ordine di lesene laterali, da un portale datato 1700 e da un timpano riccamente elaborato; il tutto realizzato in pietra da taglio lavorata a mano, a testimonianza dell'operosità e dell'alto livello qualitativo raggiunto dalle genti friulane.

La struttura di copertura è costituita da capriate in legno portanti un manto in coppi di laterizio.

La controsoffittatura interna, che si aggancia alle capriate, è costituita da una centinatura a listelli di legno, realizzando una volta a botte lunettata.

Di particolare interesse risulta il materiale conservato nell'archivio parrocchiale con ampia documentazione della vita religiosa e civile della zona dal 1400 in poi.

OSSERVAZIONI DEI FENOMENI DI DISSESTO DOPO IL SISMA RELATIVE ALLA CHIESA

L'elemento di maggiore evidenza è costituito dal panorama fessurativo in corrispondenza delle zone d'angolo dell'edificio.

Nella zona anteriore le lesioni hanno un andamento pressoché verticale ed interessano una porzione molto limitata, adiacente all'angolo delle pareti perpendicolari alla facciata; questa non presenta segni di rilievo tranne poche modeste fessure in corrispondenza delle giunture degli elementi in pietra della parete. Le lesioni si smorzano verso il basso fino a scomparire alla base.

Nelle pareti d'asse maggiore non sono presenti altre fessure importanti; soltanto in corrispondenza degli angoli delle finestre si notano lesioni a direzione inclinata con smorzamento verso la base dell'edificio.

La fessurazione della zona d'angolo posteriore si presenta più complessa e di maggiore estensione, interessando tutta la parete posteriore dell'edificio con ampie lesioni a volte intersecantisi sulla metà superiore della parete stessa.

Anche la zona interessata dalla sacrestia presenta segni di intense e complesse sollecitazioni, sempre in corrispondenza delle connessioni d'angolo.

La verticalità delle pareti non sembra essere alterata in maniera apprezzabile.

La copertura, vista dal campanile, presenta dissesti legati agli spostamenti delle pareti, ma può considerarsi ancora staticamente efficiente, tranne in alcuni elementi secondari.

All'interno si notano dissesti in alcune parti delle edicole, distacchi in campi limitati di intonaco, sconessioni evidenziate da infiltrazioni d'acqua provenienti dalla copertura.

Il pavimento si presenta ingombro delle parti crollate, appartenenti a strutture secondarie e prevalentemente decorative.

Gli elementi evidenziati consentono di formulare, almeno qualitativamente, alcune ipotesi nel comportamento statico più probabile della struttura sotto le sollecitazioni sismiche.

CONSIDERAZIONI SULLA IMPOSTAZIONE DELLA TECNOLOGIA DI INTERVENTO

L'ipotesi d'intervento viene formulata sulla base di alcune considerazioni relative al comportamento statico di campi strutturali piani assimilabili a lastre.

L'organismo strutturale, oggetto dell'intervento, può essere ricondotto ad un insieme di lastre, di caratteristiche statiche pressoché uniformi (muratura in materiale lapideo e legante idraulico di modeste caratteristiche meccaniche), mutuamente connesse senza particolari accorgimenti o addirittura non connesse.

La variazione brusca di alcune caratteristiche statiche, ad esempio del modulo di elasticità, in zone limitate della lastra, determina ovviamente un regime statico notevolmente diverso rispetto alla situazione di omogeneità del campo.

Infatti l'inserimento nella muratura di membrature aventi caratteristiche statiche molto diverse, come ad esempio il calcestruzzo armato o l'acciaio, determina dei punti di concentrazione delle tensioni nelle zone a modulo di elasticità più elevato.

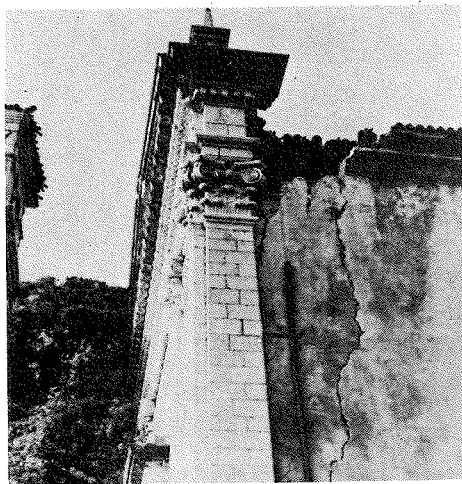
Tali zone di concentrazione sono legate essenzialmente alla difficoltà di conservazione della congruenza e agli effetti statici indotti dalla sovrapposizione di schemi strutturali (interagenti ma non collaboranti), a diversa risposta alle sollecitazioni sismiche.

La carenza statica più evidente è senz'altro nel campo delle trazioni che la muratura può assorbire al massimo con l'aderenza del legante, (o possono essere contenute entro le pressioni dovute al peso proprio della muratura).

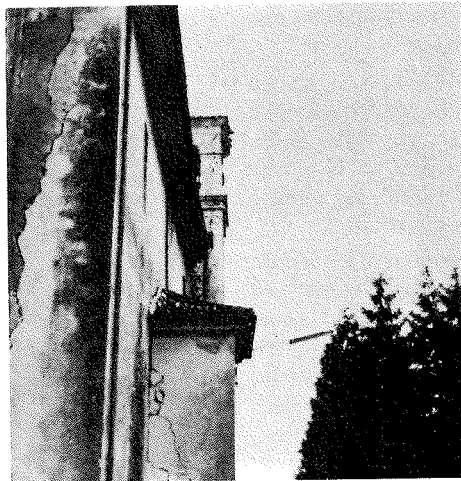
Maggiori possibilità possono invece essere offerte nel campo delle τ e delle σ di compressione.

Nel caso di inserimento nella muratura di membrature in c.a., osservando che in situazione sismica le sollecitazioni sono di origine inerziale e quindi legate alla massa, essendo queste di valore pressoché uguale per il calcestruzzo e la muratura, i carichi possono considerarsi distribuiti in maniera uniforme.

I valori delle rigidezze unitarie (fascia di 1 ml) del



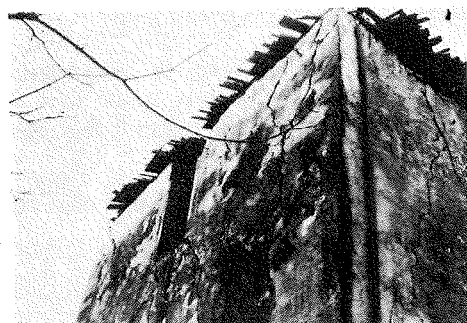
4



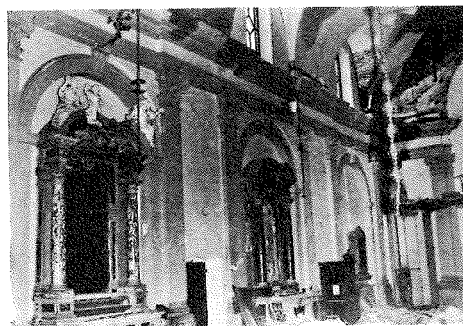
5



6



7



8

4 - Stato fessurativo in corrispondenza della connessione parete longitudinale-facciata; 5 - Stato fessurativo in corrispondenza della connessione parete longitudinale-parete abside; 6 - Stato fessurativo della parete posteriore; 7 - Stato fessurativo in corrispondenza della connessione parete posteriore-parete abside; 8 - Condizione all'interno.

campo di muratura e della membratura in c.a. risultano, a parità di spessore e di altezza, legate essenzialmente ai moduli di elasticità con rapporto di circa 1 a 3 (80.000-200.000).

Per avere la necessaria efficienza d'insieme, risulterebbe indispensabile poter contare su dispositivi di trasferimento e diffusione delle sollecitazioni fra i diversi campi strutturali ed, inoltre, su membrature di rigidità sufficiente a sopportare le sollecitazioni dei campi adiacenti.

Ciò comporterebbe interassi e dimensioni delle membrature sicuramente non economici e quindi irrazionali, anche in considerazione dello stato di dissesto della struttura da consolidare.

Per quanto sopra esposto quindi, sembra più razionale un intervento diretto:

- alla revisione dello schema statico generale,
- all'incremento delle capacità statiche carenti della struttura dissestata,
- alla realizzazione di una presollecitazione della muratura, che consenta, in caso di sisma, il contenimento dei valori tensionali e dello spostamento delle murature entro un campo di accettabilità legato alle caratteristiche statiche della struttura stessa.

Il nuovo schema strutturale dovrà consentire la realizzazione di una corretta distribuzione delle sollecitazioni e

una utilizzazione del campo strutturale con la massima riduzione delle punte di diagramma.

Considerato quanto sopra, riprendiamo in esame le strutture portanti da consolidare della Chiesa di Vito d'Asio.

La facciata può considerarsi come un elemento quasi indipendente, dal punto di vista statico, dalle altre strutture adiacenti con caratteristiche meccaniche diverse a causa della diversa strutturazione.

La modesta estensione delle fessure riscontrate in facciata e la loro direzione chiaramente lo confermano.

Durante il sisma infatti le connessioni fra le pareti perpendicolari devono essere state eliminate istantaneamente, rendendo pressoché indipendenti le pareti della facciata. Questa non è stata quindi più interessata dalle sollecitazioni parallele al suo piano e trasmesse dalle pareti adiacenti, durante il sisma.

Le azioni perpendicolari al piano della facciata, d'altra parte, dovevano essere molto modeste, tenuto conto della grande rigidità offerta dalle pareti laterali, che, di conseguenza, erano chiamate a sopportare soltanto quelle sollecitazioni legate alla propria massa.

La differenza del quadro fessurativo fra la facciata e le pareti laterali è legata alla conformazione della prima rispetto alla seconda: la facciata risulta infatti eseguita in muratura di pietra perfettamente squadrate e ad elevata super-

ficie di contatto, le pareti laterali costituite da ciottolame di pietra legato a calce e il tutto intonacato.

La parete posteriore, costruita con lo stesso criterio delle pareti laterali, si trova in condizioni molto diverse rispetto alla facciata e con un panorama fessurativo notevolmente più complesso. Questa infatti non è possibile considerarla indipendente dalle pareti laterali in quanto costruita in connessione e con lo stesso materiale.

Durante il sisma gli angoli hanno trasmesso le azioni mutue fino a quando le tensioni dei momenti flettenti ed in misura minore le sollecitazioni di taglio, hanno innescato le fessurazioni; anche qui si è arrivati quindi, sia pure con maggiori sconessioni, alla situazione di pareti indipendenti, ma l'energia non è stata dissipata prevalentemente con vibrazioni libere, come per la facciata, bensì mediante sollecitazioni complesse riguardanti tutta la zona.

Anche senza addentrarsi nell'ipotesi di una direzione di massima sollecitazione, è possibile trarre alcune considerazioni sull'intensità almeno in relazione alla situazione di pareti libere.

Schematizzando in campo statico una struttura modello, come in fig. 9, per la componente perpendicolare al piano della parete l'equilibrio impone:

$$\frac{M}{F} < \frac{b}{2} k$$

e cioè:

$$\frac{\alpha (F^1 h^1 + F h)}{F^1 + F} < \frac{b}{2} k$$

$$\alpha (F^1 h^1 + F h) < \frac{b k}{2} (F + F^1)$$

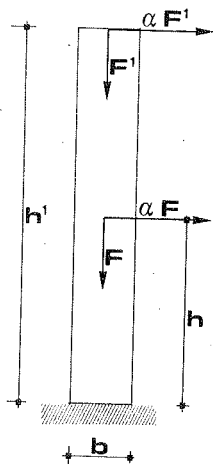
$$\alpha < \frac{b k (F + F^1)}{2 (F^1 h^1 + F h)}$$

ove:

F^1 = peso della copertura

F = peso della parete

k = coefficiente che riporta l'eccentricità all'interno del nocciolo centrale d'inerzia



9

b = spessore della parete (nel nostro caso 60 cm)

α = coefficiente sismico

h^1 = altezza totale della parete (nel nostro caso 12 ml)

h = altezza del baricentro della parete (6 ml)

potendo porre

$$\frac{d}{2} K = \frac{60}{2} \cdot 0,7 = 21 \text{ cm}$$

$$F = 2.000 \cdot 0,60 \cdot 12 = 14.440 \text{ kg}$$

$$F^1 = 300 \cdot 7 = 2.100 \text{ kg}$$

indicando con 300 kg/m² il peso totale del tetto preso in orizzontale (la luce della capriata in orizzontale è 14 ml).

Con i dati sopra riportati si otterrebbe

$$\alpha = \frac{0,60 \cdot 0,7 (14.440 - 2.100)}{2 (2.100 \cdot 12 + 14.400 \cdot 6)} = \frac{6.946}{223.200} = 0,031$$

l'intensità quindi sarebbe risultata secondo la componente perpendicolare al piano della parete, minore della metà di quanto previsto, per le zone di seconda categoria, dal regolamento $\alpha = 0,07$.

Per la componente parallela al piano della parete (fig. 10) si potrebbe porre:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{\alpha (F h + F^1 h^1)}{\frac{b l^2}{6}} < \sigma^*$$

dove σ^* è il coefficiente a rottura di resistenza a trazione della muratura che, trascurando l'azione del legante, è stata posta uguale alla pressione dovuta al carico verticale e che alla base della parete sarà:

$$\sigma^* = \frac{(12 \cdot 1 \cdot 2.000 \cdot 0,60) + (7 \cdot 300)}{100 \cdot 60} = 2,75 \text{ kg/cm}$$

e quindi per la parete più corta:

$$\alpha < \frac{\sigma^* b l^2}{6 (F h + F^1 h^1)} = 1,1$$

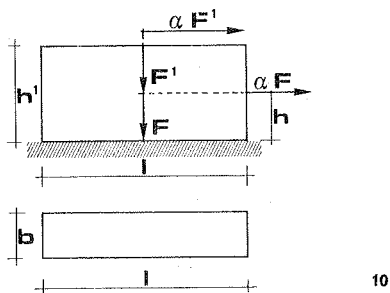
I valori delle sollecitazioni dovute alle componenti parallele al piano della parete possono ridursi notevolmente con il variare del valore di l legato alla fessurazione della parete.

Il valore di α ad esempio è direttamente proporzionale al quadrato di l .

Tali considerazioni portano ad evidenziare che per buone murature (come la facciata) la resistenza alle sollecitazioni nel piano della parete possono essere notevoli e che la crisi può essere causata principalmente dalle sollecitazioni perpendicolari al piano della parete.

Tali conclusioni portano anche ad affermare che la notevole fessurazione della parte posteriore della costruzione è dovuta essenzialmente alle sollecitazioni flessio-tor-

sionali, legate alla connessione delle pareti perpendicolari, trasmesse principalmente dalle pareti laterali di notevole lunghezza ed altezza, in relazione alla distanza di posizionamento delle pareti trasversali (fig. 11).



DEFINIZIONE DELLA LINEA DI INTERVENTO

Le considerazioni precedentemente avanzate conducono chiaramente all'esclusione di una soluzione del tipo « struttura su struttura » caratterizzata dall'imposizione di uno schema ex novo « portante quello originario ».

E' necessario quindi orientare la linea d'intervento verso una soluzione che preveda l'ottimizzazione strutturale improntata ad una migliore e più completa utilizzazione statica del materiale originario con conseguente appiattimento dei diagrammi di sollecitazione e contenimento dei valori tensionali massimi entro i limiti di resistenza caratteristica del materiale stesso.

Una tale scelta impone essenzialmente le seguenti operazioni progettuali:

A) Revisione dello schema statico generale, volta alla ricerca di un'organizzazione ottimale del sistema di vincoli interni al fine di rendere, in situazione sismica, tutti gli elementi strutturali collaboranti, con funzioni specifiche, nella statica d'insieme.

B) Miglioramento delle caratteristiche statiche del materiale originario, mediante l'inserimento di unità statiche integrative correlate ovviamente allo schema statico imposto e attrezzate con i necessari dispositivi di trasferimento e diffusione delle sollecitazioni, secondo schemi e valori stabiliti.

Dal punto di vista esecutivo è necessario tener conto della condizione di dissesto dell'edificio, poiché l'intervento impone operazioni distruttive anche se di entità modesta. Tutte le operazioni vengono effettuate prevalentemente dall'esterno, per non turbare la configurazione e lo stato degli elementi formali all'interno dell'edificio.

Per quanto riguarda la revisione dello schema statico generale di cui al punto A, è necessario analizzare la struttura originaria pre sisma ed intervenire sulla base di tutte le considerazioni avanzate in situazione sismica.

La struttura originaria pre sisma si presenta infatti come un insieme di elementi piani assimilabili a lastre di materiale lapideo a modeste caratteristiche meccaniche.

Tali elementi si presentano connessi mutuamente senza particolari accorgimenti e, a volte, anche solamente affiancati ai lati verticali come nel caso della facciata; alla base sono invece appoggiate al terreno fondale roccioso ed, in sommità, libere.

In tale situazione la struttura in fase sismica, sollecitata da carichi orizzontali legati alle masse, viene caratterizzata da una distribuzione di sollecitazioni ad elevata concentrazione in corrispondenza delle zone di connessione, mentre tutte le altre zone convenientemente distanti dagli spigoli saranno soltanto debolmente impegnate.

Un tale quadro di sollecitazioni determina un panorama tensionale a punte notevoli, legato essenzialmente alla difficoltà della conservazione della congruenza interna a causa della elevata differenziazione dei valori degli spostamenti.

Tutto ciò, una volta superato il limite della resistenza alla connessione, trasforma la struttura in un insieme di elementi non più collaboranti direttamente, ma soltanto interagenti a modesta iperstaticità o anche solamente iso-statici.

L'ottimizzazione strutturale risulta quindi essere legata essenzialmente alla possibilità di imporre un sistema che riduca al massimo la diversità degli spostamenti di zone adiacenti, graduandone il valore degli incrementi, secondo le caratteristiche elastiche del materiale.

Tale scopo può essere raggiunto agevolmente, realizzando una membratura ausiliaria in c.a., di adeguata rigidità, alla sommità delle pareti con funzione di anello d'irrigidimento del bordo superiore di tutte le lastre e di controllo degli spostamenti delle pareti secondo la perpendicolare dell'anello.

Gli spostamenti secondo l'asse dell'anello o membratura sono ovviamente trascurabili, per l'effetto di controvento delle pareti stesse.

Una volta eseguito l'anello d'irrigidimento in c.a., i dispositivi necessari per il controllo della rotazione della sommità delle pareti si riducono a due schemi tipo:

- 1) dispositivi che controllano direttamente la rotazione torsionale dell'anello di irrigidimento;
- 2) dispositivi di sollecitazione equivalenti a momenti d'incastro per le pareti.

Il primo tipo di dispositivo può essere rappresentato da uno schema di collegamento rigido delle membrature opposte dell'anello (fig. 12).

Questo può trovare applicazione nel caso sia disponibile una struttura rigida di copertura (graticcio di travature in c.a. o acciaio).

I dispositivi di cui al punto secondo possono essere: o un sistema di forze con adeguata eccentricità rispetto all'asse dell'anello, oppure un sistema di presollecitazioni delle pareti (fig. 13).

Per quanto riguarda lo studio per il miglioramento delle caratteristiche statiche del materiale di cui al punto B, una volta appurato che la carenza statica più evidente delle

murature è nel campo delle tensioni di trazione, le unità statiche integrative dovranno sopperire essenzialmente a questa carenza.

Esse saranno impiegate prevalentemente in corrispondenza delle zone sollecitate a trazione dai momenti e per l'assorbimento di tutte quelle reazioni vincolari relative, ad esempio, alle connessioni mutue delle pareti in tutti i loro lati.

L'efficienza delle unità statiche integrative è legata al corretto funzionamento d'insieme dei relativi dispositivi di trasferimento e diffusione delle sollecitazioni.

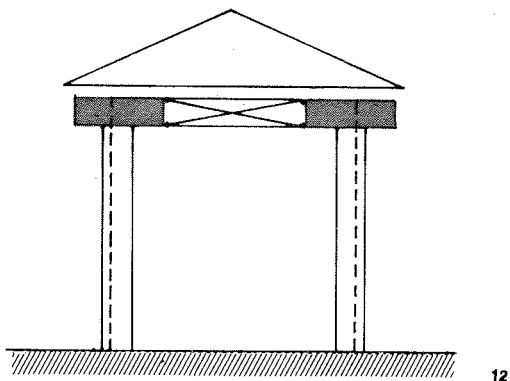
Il problema legato ad essi consiste essenzialmente nel riportare alle murature l'effetto statico dei dispositivi integrativi con valori di tensione determinati.

Tali dispositivi saranno ovviamente direttamente proporzionali al quadro fessurativo generale.

Un altro tipo di unità statica integrativa può essere individuato nel campo delle sollecitazioni di taglio.

Il restauro statico di un elemento strutturale suddiviso in pareti, richiede il ripristino della continuità in grado di trasmettere almeno le componenti elementari di sollecitazioni.

Tale ripristino può essere effettuato mediante ricucitura, con elementi in murature armate o cemento armato, sem-



12

sommità delle pareti, avente funzione di riduzione e graduazione dello spostamento delle stesse (fig. 14).

Tale anello costituisce un dispositivo con funzione di trasferimento di parte delle sollecitazioni d'insieme agli elementi di maggior rigidità. Questi elementi contribuiscono, di volta in volta, all'effetto di controvento in misura correlata alla posizione relativa del loro piano rispetto a quello delle sollecitazioni sismiche (fig. 15).

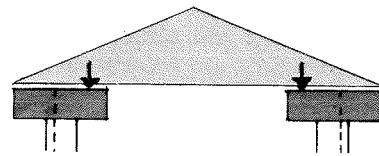
Dal punto di vista esecutivo questa operazione non comporta nessun onere particolare, dovendo comunque liberare la sommità delle pareti per la ricostruzione della copertura.

Lo spazio necessario per l'inserimento non visibile della struttura, è sufficiente per poter conferire alla stessa la necessaria rigidità.

2) Collocazione a modesto incasso, nella parte esterna delle pareti, di unità statiche integrative, costituite da coppie di barre filettate ad elevata resistenza.

Tali coppie ad orientamento verticale e orizzontale con funzioni d'incremento della capacità resistiva della muratura, per le sollecitazioni di trazione e contemporaneamente di connessione mutua agli angoli delle pareti.

Con le unità integrative sono previsti adeguati dispositivi di trasferimento e diffusione delle sollecitazioni.



13

pre perpendicolari alla frattura; risultano infine particolarmente interessanti le suture con malte espansive.

L'insieme dei vari tipi di unità statiche integrative, dovrà essere organizzato in modo tale da consentire, con l'utilizzazione delle capacità portanti delle murature, l'individuazione di quegli schemi statici limite che assicurino, anche in condizione di massimo impegno sismico, un funzionamento d'insieme staticamente accettabile.

CARATTERISTICHE STATICHE DELLO SCHEMA DI INTERVENTO ADOTTATO

Il progetto di restauro statico sulla scorta degli elementi considerati in precedenza si concretizza nelle seguenti operazioni:

1) Esecuzione di un anello d'irrigidimento posto alla

3) Posa in opera della nuova struttura di copertura in capriate metalliche, con eccentricità adeguata rispetto all'asse dell'anello, con funzione di presollecitazione flessionale al lembo superiore della lastra-parete secondo lo schema in figura (fig. 16).

4) Esecuzione degli interventi di restauro statico con l'intento di restituire la continuità agli elementi di parete sconnessa. Interventi previsti in muratura armata, in c.a. e mediante suture con malta espansiva.

5) Interventi di restauro degli elementi decorativi.

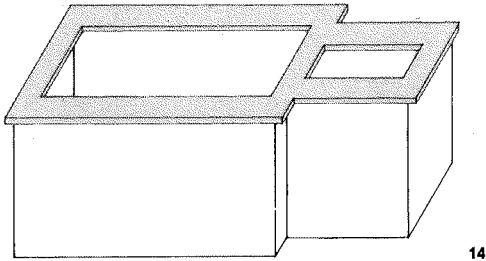
Il funzionamento statico d'insieme può essere qualitativamente verificato mediante calcolazioni elementari in campo statico secondo la normativa riguardante le zone sismiche di prima categoria.

Un'analisi in campo dinamico, certamente più complessa, condurrebbe ovviamente a considerazioni più interessanti,

ma richiederebbe un corredo di parametri non ottenibili agevolmente.

Quello che qui interessa è soprattutto la possibilità di ottenere dati significativi sulla sicurezza, almeno entro i limiti fissati dalle norme.

Si procederà pertanto all'individuazione in seno alla struttura di alcuni campi parziali significativi, considerati come schemi limite ed analizzandone il comportamento sarà possibile estrapolarne i risultati alle zone adiacenti ed infine al comportamento statico d'insieme.



14

Per l'esame delle componenti perpendicolari alla parete si assumono due campi tipo: il primo, relativo alla zona di connessione d'angolo; il secondo, nella zona di mezzeria (fig. 30).

Il primo campo si considera appartenente alla lastra parete pensata incastrata ai quattro lati e l'incastro di sommità per le zone d'angolo è assicurato dalla rigidità torsionale dell'anello.

Assumendo:

$$\gamma = 2.000 \text{ kg/m}^3 \text{ (per le murature),}$$

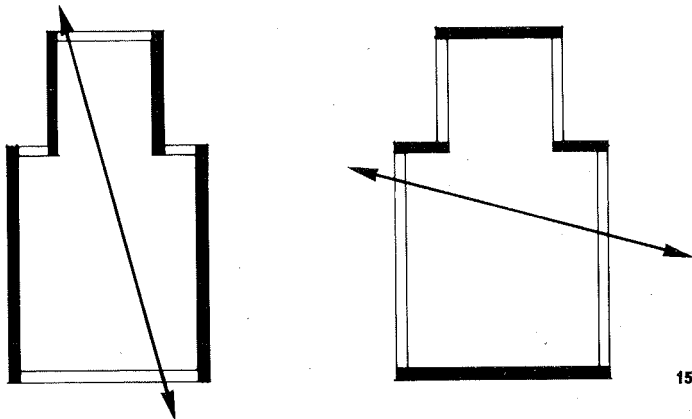
il carico unitario sismico, per le zone di I categoria con pareti di 60 cm di spessore risulta:

$$q = 2.000 \cdot 0,60 \cdot 0,1 = 120 \text{ kg/m}^2.$$

Per la lastra $a = 12 \text{ ml}$ e $b = 24 \text{ ml}$ si ottiene:

$$M_a = \frac{q a^2}{24,25} = 712 \text{ kg/ml}$$

$$M_b = \frac{q a^2}{63,30} = 272 \text{ kg/ml}$$



15

ponendo

$$w = \frac{100 s^2}{6} = 60.000 \text{ cm}^3$$

si ottengono le tensioni:

$$\sigma_a = \pm \frac{71.200}{60.000} = \pm 1,18 \text{ kg/cm}.$$

Volendo assegnare gli sforzi di trazione alle unità integrative, la forza necessaria per ogni fascia di 1 ml sarà:

$$1,18 \cdot 100 \cdot 60 : 4 = 1.770 \text{ kg/m}.$$

Il valore massimo del taglio nella zona limitata alla mezzeria sarà:

$$T = \frac{120 \cdot 24}{2} = 1.440 \text{ kg/m}$$

con

$$\tau = \frac{1.440}{100 \cdot 60} = 0,24 \text{ kg/cm}^2.$$

Per il secondo campo, zona di mezzeria della parete più lunga e cioè 24 ml, presa in esame una fascia da 1 ml di larghezza e di luce pari all'altezza dell'edificio e cioè 12 ml, si considera con un vincolo d'incastro al piede e una cerniera cedevole in sommità a causa dello spostamento elastico dovuto alla deformazione dell'anello d'irrigidimento sotto carico (fig. 31).

Indicando con a i termini relativi all'anello e con m quelli relativi alla muratura per l'anello si può scrivere:

$$j_a = 150^3 \cdot 40 : 12 = 11.250.000 \text{ cm}^4$$

$$E_a = 300.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_a = 120 \cdot 6 + 144 = 864 \text{ kg/m}$$

carico sismico sull'anello dovuto alla parete e copertura.

$$\eta_a = \frac{8,64 \cdot 2.400^4}{384 E_a j_a} = 0,220 \text{ cm}$$

spostamento in mezzeria dell'anello considerato incastrato.

Per la muratura:

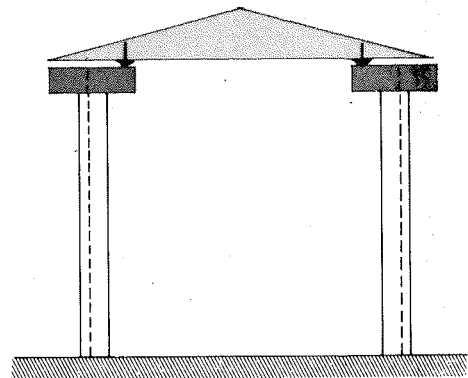
$$q = 120 \text{ kg/m}^2$$

$$j_m = 60^3 \cdot 100 : 12 = 1.800.000 \text{ cm}^4$$

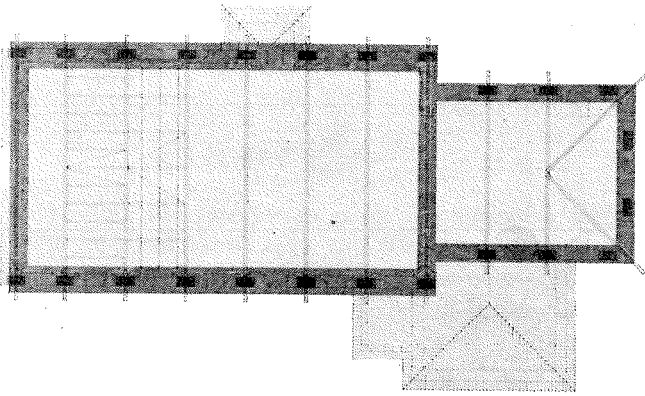
$$E_m = 100.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\eta_m = \frac{1,2 \cdot 1.200^4}{8 E_m j_m} = 1,72 \text{ cm}$$

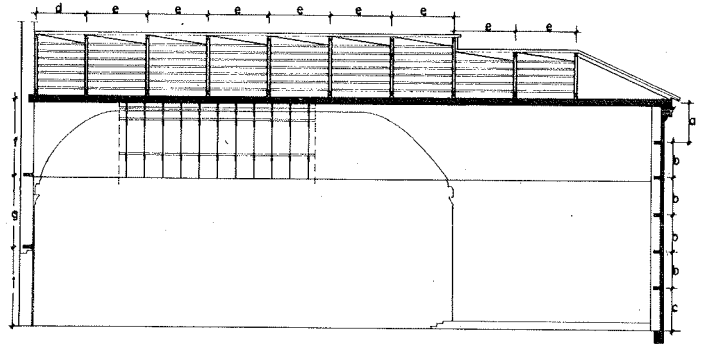
spostamento in sommità della parete libera.



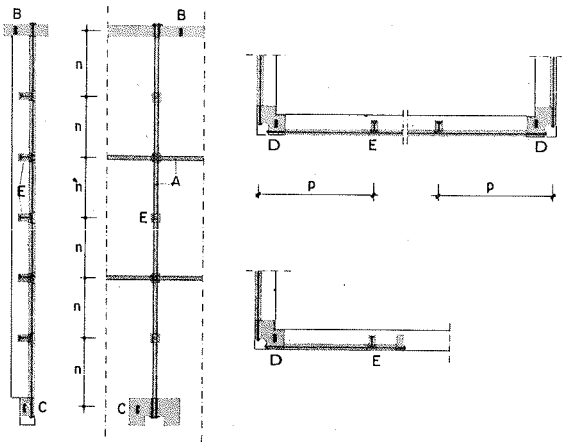
16



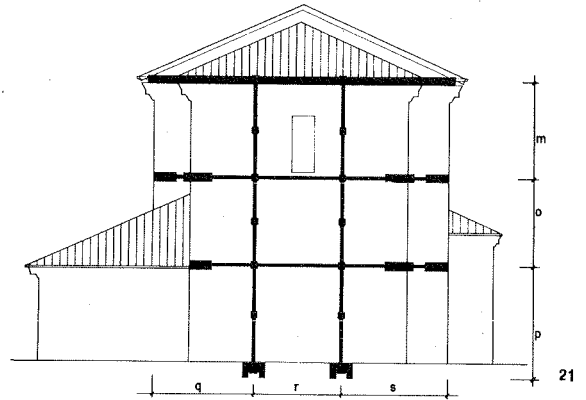
17



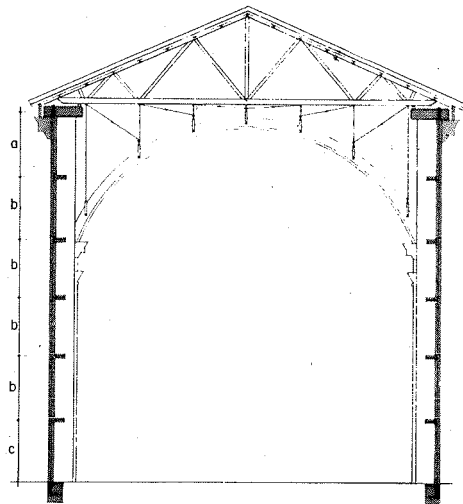
20



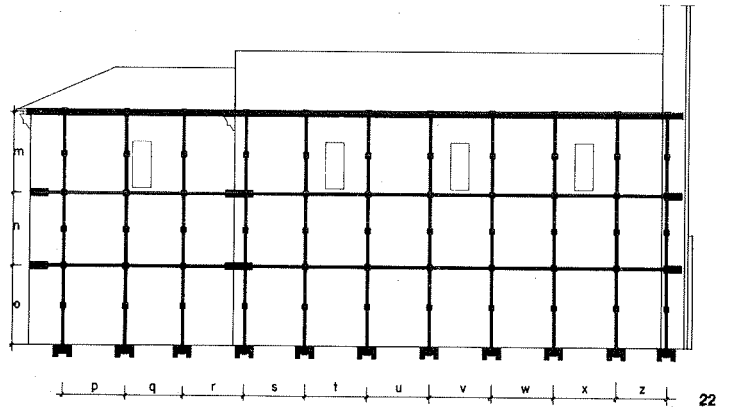
18



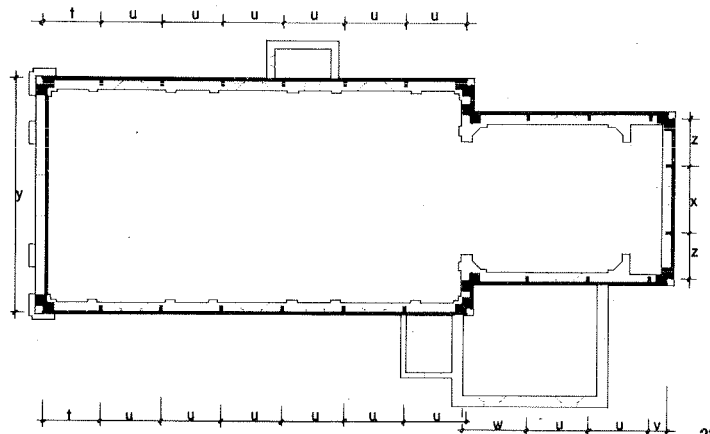
21



19

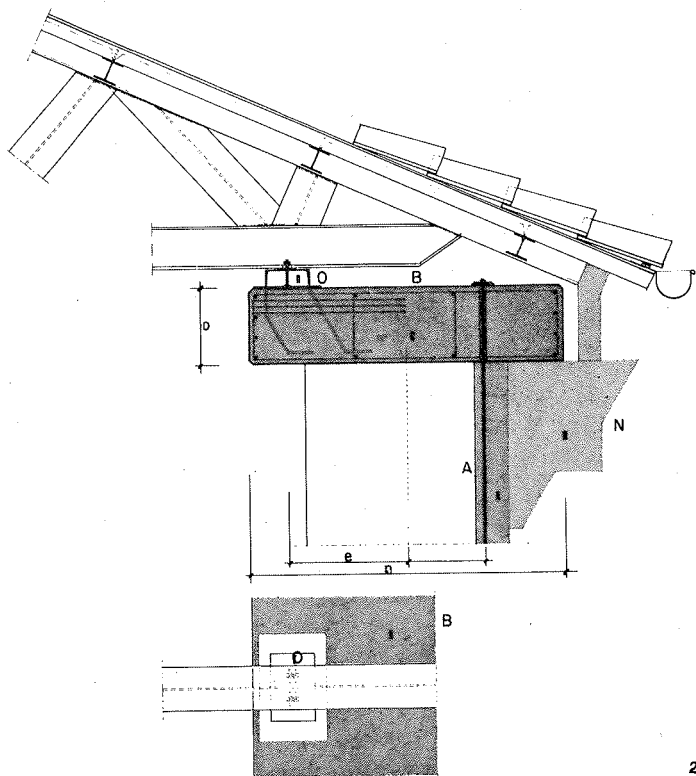


22

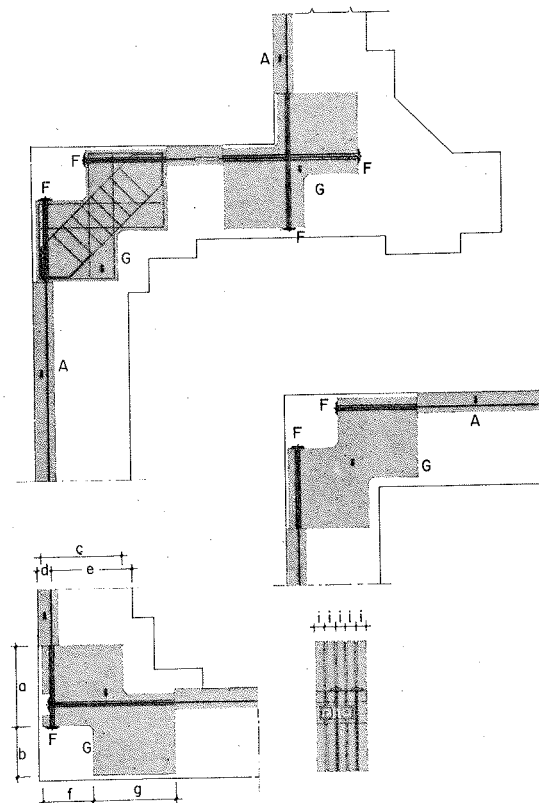


23

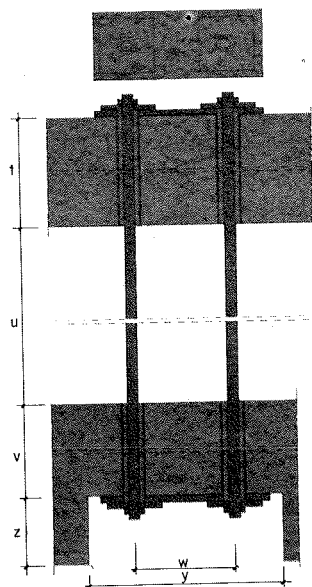
17 - Schema distributivo delle unità statiche integrative. Anello di irrigidimento superiore e supporto di base; 18 - Unità statiche integrative verticali e orizzontali. Legenda: A - Barre; B - Membratura superiore; C - Ancoraggio di base; D - Ancoraggio di angolo; E - Supporto intermedio; 19 - Sezione trasversale; 20 - Sezione longitudinale; 21 - Parete posteriore; 22 - Fianco; 23 - Sezione orizzontale.



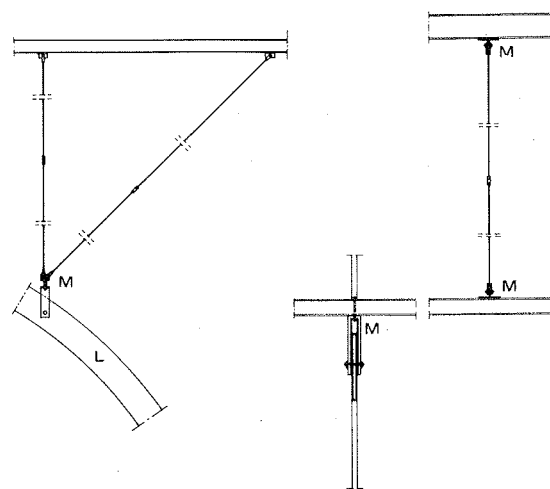
24



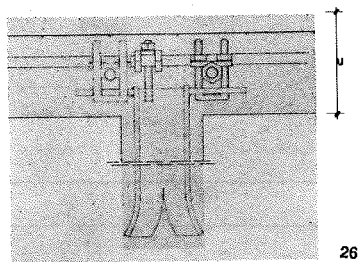
28



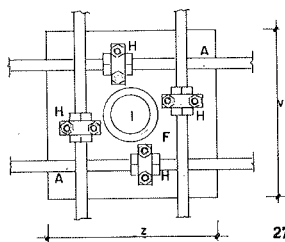
25



29



26



27

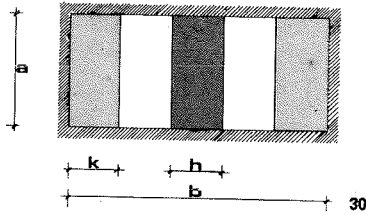
24 - Dispositivi di trasferimento e diffusione delle sollecitazioni. Particolari della sezione trasversale ed orizzontale. Legenda: A - Barra verticale - B - Membratura superiore (anello di irrigidimento); N - Elemento decorativo; O - Cerniera capriata; 25 - Particolare degli ancoraggi delle unità statiche integrative; 26 - Sezione verticale del supporto intermedio. Legenda: A - Barre; F - Piastra metallica; H - Dispositivi di fissaggio; I - Foro di iniezione malte; 28 - Dispositivi di trasferimento e diffusione delle sollecitazioni. Sezioni orizzontali. Legenda: A - Barre; F - Piastre d'ancoraggio; G - Blocco prefabbricato in c.a. ad elementi componibili: sezione orizzontale e prospetto; 29 - Schema di supporto delle strutture della volta alla copertura. Legenda: L - Centine di legno; M - Tiranti.

Imponendo la congruenza alla cerniera si ottiene il valore dell'incognita iperstatica X dall'espressione:

$$\frac{1,72 \cdot 0,33 \cdot 1.200^3}{E_m j_m} = \frac{0,220 + 2.400^3 X}{192 E_a j_a}$$

da cui

$$X = 478 \text{ kg.}$$



Il momento massimo al piede della parete risulta:

$$M = \frac{120 \cdot 12^2}{2} - 478 \cdot 12 = 8.640 - 5.736 = 2.904 \text{ kg/m}$$

che comporta

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \pm 4,8 \text{ kg/cm}^2$$

considerando l'effetto delle pressioni dovute al peso della muratura

$$\sigma_1 = -2,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = +7,2 \text{ kg/cm}^2.$$

La forza da fornire alle unità statiche integrative è:

$$F_1 = 3.600 \text{ kg/ml.}$$

In secondo tempo si considera l'effetto del momento indotto in sommità dall'eccentricità di posa della copertura con:

$$F_1 = 2.000 \text{ kg/m}$$

$$M = 1.200 \text{ kg/m}$$

$$e = 60 \text{ cm}$$

si ottengono i diagrammi indicati che conducono alla situazione finale mediante la sovrapposizione degli effetti.

L'effetto ottenuto è lo spostamento del campo massimo di trazione nella parte esterna delle pareti munite delle unità statiche integrative e nella zona di base, per la quale va considerato l'effetto del peso della muratura come riduttore dei valori delle trazioni (fig. 32).

Trascurando la pressoflessione nella zona oltre il 3° della base, il valore di

$$M = 1.551 \text{ kg/m}$$

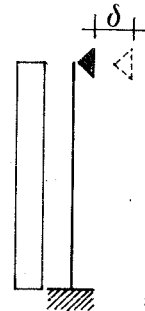
da

$$\sigma \pm 2,58 \text{ kg/cm}^2.$$

Per la zona di base della parete, considerando la pressoflessione ed uno spessore $s = 70 \text{ cm}$ (zoccolatura) si ottiene

$$\sigma_1 = -7,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = +6,6 \text{ kg/cm}^2.$$



I valori delle tensioni finora ottenuti risultano ampiamente accettabili.

Per il dimensionamento dell'anello secondo lo schema parziale di lati incastrati all'estremità (ipotesi certamente non molto discosta dalla realtà, considerando l'effetto dell'attrito muratura-calcestruzzo) si ottiene:

con

$$q = 864 \text{ kg/m}$$

$$l = 24 \text{ m}$$

assumendo

$$M_+ = M_- = \frac{q l^2}{12} = 41.472 \text{ kg/m}$$

$$T = 10.368 \text{ kg}$$

$$A_f = 12,2 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_c < 60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = 2.600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 1,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Il collegamento locale anello-muratura può essere verificato con la $\frac{F}{N} < n$ dove N è il carico verticale, F

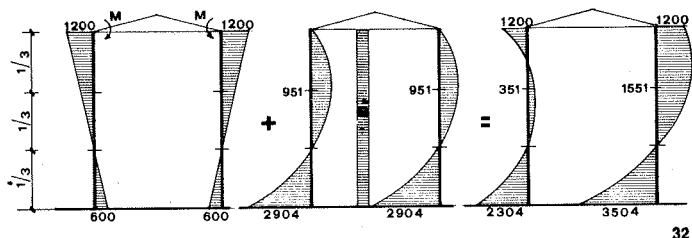
$$\text{quello orizzontale, } n \text{ il coefficiente di attrito: } \frac{720}{3444} = 0,20 \text{ valore certamente accettabile.}$$

Per tale collegamento inoltre possono essere considerate attive anche le unità statiche integrative, sia come resistenza diretta al taglio, sia come aumento della componente N.

L'azione complessiva massima trasmessa dall'anello alle pareti che fungono da controvento risulta:

$F = 2 T = 20.736$ kg (nel piano della parete).

La componente trasversale al piano della parete dovuta essenzialmente alla deformazione nel suo piano dell'anello può ritenersi trascurabile.



Per le sollecitazioni si ottiene:

$$\tau = \frac{20.736}{60 \cdot 1000} = 0,354 \text{ kg/cm}^2$$

(per le dimensioni in pianta della parete) valore sicuramente accettabile.

Nei calcoli precedenti non è stato considerato l'effetto sismico della copertura sull'anello (200 kg/m) perché il collegamento della capriata sull'anello, consente spostamenti orizzontali, necessari per contenere le sollecitazioni da fenomeni, igrotermici ed inoltre, perché il valore del carico sismico considerato per l'anello, risulta in realtà minore, se si considerano le pareti vincolate ai quattro lati.

Le due zone considerate rappresentano situazioni particolari e sicuramente limite.

Dai valori ottenuti può essere dedotto un regime di poco discosto anche per le zone adiacenti.

La graduazione delle variazioni sarà affidata alle unità statiche integrative.

Per le componenti di sollecitazione nel piano delle pareti (situazione di controvento) si può porre:

per le pareti più corte secondo lo schema indicato ipotizzando lo schema di parete vincolato alla base ed in sommità:

$$F = 2 \cdot 1.114 \cdot 12 = 26.736 \text{ kg}$$

$$F' = 120 \cdot 12 \cdot 13,5 = 19.440 \text{ kg}$$

$$M = 437.508 \text{ kg/m}$$

$$p = 0,7 \cdot 2.200 \cdot 12 \cdot 13,5 = 249.480 \text{ kg}$$

$I = 1,75$ $I' = 2,25$ estremo di nocciolo con tensioni molto modeste.

Volendo instaurare degli schemi ausiliari tirante-puntone, costituito questo da elementi di muratura, con interasse 4 m dei tiranti si può porre con $\varphi = 30^\circ$ (fig. 33)

$$T = 2 (F + F') = 92.346 \text{ kg}$$

$$P = 2,2 (F + F') = 101.580 \text{ kg}$$

individuando almeno 3 schemi si otterrebbe con $\sigma_f = 4.000$ kg/cm

$$A_{ft} = 3 \times 7,7 \text{ cm}^2 \text{ per il tirante}$$

per il puntone con $\sigma_c = 30$ kg/cm

$$A_c = 3 \cdot 16 \cdot 70 \text{ cm}^2 \text{ (3 puntone da } 16 \times 70 \text{ cm)}$$

per la parete lunga si può considerare una sollecitazione ridotta alla metà, per la geometria dell'edificio.

Per la parte posteriore sarebbero necessarie considerazioni particolari; tuttavia si può ritenere accettabile, ai fini della sicurezza quanto detto sopra.

La connessione mutua fra le strutture presenti e quelle ausiliarie richiede considerazioni particolari.

Per consentire un regime tensionale più uniforme possibile, al fine di eliminare le punte, soprattutto delle trazioni, non possono essere adottate legature discontinue se non con funzionamento particolarmente efficace per la diffusione.

Avendo a disposizione vaste superfici di contatto, potrebbe essere preso in considerazione un collegamento statico per attrito fra gli elementi adiacenti, instaurando in fase di intervento dei dispositivi atti a non deteriorare nel tempo e sotto sforzo le condizioni necessarie per rendere efficiente l'attrito.

Lo scopo può essere raggiunto utilizzando ancora dei tiranti orizzontali a passo adeguato ed eseguendo il risarcimento delle zone lesionate d'angolo con malte a ritiro contenuto e successiva tensione dei tiranti.

Per il collegamento verticale, supponendo ora la lastra incastrata ai 4 lati si avrebbe per la parete più lunga

$$M = q \cdot h^2 : 17,5 = 988 \text{ kg/m.}$$

Considerando per la sezione reagente $b = 60$ cm per avere tensioni uguali a zero si dovrebbe avere

$$e = \frac{M}{N} = 60 : 6 = 10 \text{ da cui } N = \frac{M}{10} = 9.880 \text{ kg/m}$$

con passo dei tiranti 4 m si otterrebbe con $\sigma_f = 4.000$ kg/cm²

$$A_f = 9,8 \text{ cm}^2$$

La tensione massima di compressione risulterebbe 1,6 kg/cm² sulle murature ipotizzando un coefficiente di attrito 0,5, il valore che si otterrebbe ha possibilità di trasmettere una σ pari a 0,8 kg/cm². La σ richiesta risulterebbe mediamente

$$\sigma = 120 \times 12 : 100 : 60 = 0,24 \text{ kg/cm}^2.$$

Volendo posizionare il tirante alla superficie esterna si dovrebbe tener conto della eccentricità.

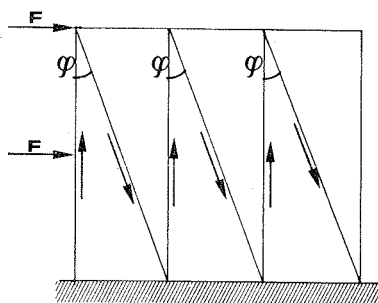
Ipotizzando un'eccentricità all'estremo del nocciolo di inerzia si otterrebbero, nel caso di uguaglianza delle ten-

sioni minime del momento e della precompressione, i diagrammi a lato che potrebbero consentire un soddisfacente funzionamento.

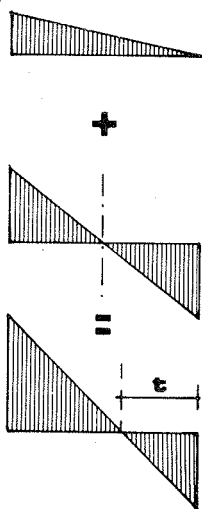
L'ampiezza della zona tesa potrà essere ridotta a piacere, regolando la precompressione dei tiranti.

I dispositivi di diffusione potranno essere dimensionati in fase operativa secondo le necessità.

Nelle zone d'angolo una razionale diffusione delle tensioni richiede un passo piccolo dei tiranti; tale condizione potrà essere raggiunta inserendo eventualmente fra i tiranti, a tutta lunghezza, dei tiranti corti interessanti una zona



33



34

almeno pari ad $1/4$ della lunghezza della parete in corrispondenza dell'estensione probabile della zona tesa, collocando l'ancoraggio a monte di un gruppo di tiranti verticali, che potrebbero essere dimensionati anche per questo nuovo compito insieme alle murature.

La diffusione delle azioni dei tiranti in angolo dovrà essere curata in maniera adeguata utilizzando nuclei diffusori di calcestruzzo armato o di profilati metallici atti a riportare a tassi accettabili, per le murature, le sollecitazioni imposte.

Il risarcimento delle fessure potrà essere effettuato con malte a ritiro eliminato, modificando l'andamento della fessura in modo da ripristinare l'equilibrio della zona di muratura fra le fessure adiacenti ed eliminare le eventuali spinte. La connessione fra gli elementi potrà essere realizzata con chiavi in calcestruzzo.

CONSIDERAZIONI OPERATIVE

Prima di dar corso al restauro statico della chiesa e predisporre la sua struttura a resistere ad eventuali sollecitazioni sismiche, fino alla prima categoria, è necessario conoscere la situazione statica dei vari elementi della struttura stessa.

Una diagnosi dell'insieme mostra un comportamento statico compatibile a sopportare qualunque intervento con alcune eccezioni per la zona posteriore e per alcuni elementi strutturali secondari o solamente decorativi.

In queste zone la sicurezza operativa richiede accorgimenti particolari che consistono essenzialmente nell'adattamento di strutture ausiliarie provvisorie per il ripristino o l'integrazione delle capacità portanti.

Per la parete posteriore è necessaria, insieme ad un'adeguata impalcatura, una struttura di controvento con dei tiranti posti nei due sensi della parete stessa e distribuiti su strutture metalliche provvisorie poste all'esterno in modo da contrastare le spinte generate dagli elementi dissestati.

L'esame particolare delle zone maggiormente sconnesse suggerisce, di volta in volta, la necessità di eventuali e modeste sostituzioni di materiale, non più efficiente, mediante la tecnologia più idonea per l'operazione, secondo i criteri esposti precedentemente.

Il consolidamento delle pareti deve essere eseguito come operazione preliminare e può essere effettuato contemporaneamente ed indipendentemente per tutte le pareti.

Durante questa fase devono essere posizionati tutti i dispositivi di trasferimento e diffusione delle sollecitazioni, insieme alla predisposizione delle scanalature, per la collocazione dei dispositivi metallici.

Successivamente è necessario verificare la verticalità delle pareti e la possibilità di effettuare eventuali correzioni utilizzando le barre dell'unità integrative, insieme a supporti regolabili con forzature idrauliche.

Una volta eseguite tutte le operazioni di cui sopra e raggiunto l'assetto finale, controllato staticamente ad ogni fase, può essere realizzato il ripristino delle connessioni mutue fra le pareti.

La costruzione dell'anello d'irrigidimento può essere eseguita in questa fase preferibilmente a getto unico oppure ad elementi connessi meccanicamente in fase successiva o ancora per ripresa di getto ad assetto finale raggiunto.

La messa a punto ed il bloccaggio dei sistemi integrativi, come da progetto, devono essere stabiliti in rapporto a considerazioni e rilievi relativi alle varie fasi, operando ove necessario lo scarico tensionale delle sollecitazioni di servizio accumulate durante l'intervento.

OSSERVAZIONI DEI FENOMENI DI DISSESTO DOPO IL SISMA RELATIVE AL CAMPANILE

Il campanile, la cui configurazione è stata determinata in modo evidente dai quattro tiranti posti sullo stesso piano, al di sopra della zona stessa, presenta un gruppo importante di fessurazioni nella zona superiore alla base tronco-conica.

Le fessure hanno un andamento inclinato rispetto alla verticale, lungo le giunzioni delle pietre, che solo nella zona più bassa in prossimità della rastremazione della sezione del campanile mostrano rotture in prevalenza verticali.

Alcune estrusioni dell'ordine di 5 cm, nella zona di ancoraggio dei tiranti, evidenziano rotazioni nel piano orizzontale dovute a sollecitazioni di tipo torsionale.

La presenza di un maggior numero di tiranti alla base avrebbe sicuramente condotto ad effetti molto modesti.

Per il resto, a parte qualche distacco di elementi decorativi ed il dissesto della copertura, non vengono evidenziati traumi di particolare rilievo.

All'interno alcuni elementi della zona campana, precipitati, hanno demolito parte dei solai in legno e della scala, che consente comunque di raggiungere la sommità.

Il tipo fessurativo denota gli effetti combinati del momento torcente, flettente e del taglio alla zona di base, zona evidentemente più sollecitata nello schema statico assimilabile alla struttura.

Con un'analisi quantitativa di massima, potendo supporre la sezione reagente in figura, si ha (fig. 36):

$$P = 2.200 \cdot 3,7 \cdot 0,6 \cdot 4 = 19.536 \text{ kg/m (peso fascia unitaria orizzontale)}$$

$$W = 9,67 \text{ m}^3 = 9,67 \cdot 10^6 \text{ cm}^3 \text{ (modulo di resistenza)}$$

$$A = 8,88 \text{ m}^2 \text{ (area)}$$

$$\omega = \frac{W}{A} = 1,08 \text{ m (estremo nocciolo d'inerzia)}$$

Il momento massimo sarebbe risultato

$$M = 9,67 \cdot 4,4 \cdot 10^4 = 425.480 \text{ kg/m}$$

ed essendo $p = 4,4 \text{ kg/cm}^2$ la pressione alla base del peso proprio, avrebbe raggiunto i valori:

$$\sigma = 0 + 8,8 \text{ kg/cm}^2$$

Tali valori porterebbero a

$$\alpha P \cdot h/2 = M$$

$$\alpha = 2M/P \cdot h = 0,108$$

corrispondente alla I categoria sismica.

Per il taglio si sarebbero ottenute tensioni dell'ordine di $0,5 \text{ kg/cm}^2$.

Di maggiore difficoltà risulta la determinazione del qua-

dro tensionale reale dovuto al complesso di sollecitazioni realmente subite dalla struttura.

Si è ottenuta comunque una giustificazione della situazione d'intervento nell'osservazione che il problema fondamentale è anche qui non quello di realizzare membrane atte a sopportare le sollecitazioni sismiche del complesso, quanto quello di imporre un sistema di dispositivi atto a consentire un migliore comportamento statico del complesso stesso.

La delineazione dei campi di fessurazione denota chiaramente che tali dispositivi devono interessare principalmente la connessione mutua dei vari elementi componenti, sopperendo alla modesta funzione del legante attuale per le tensioni di trazione e di scorrimento.

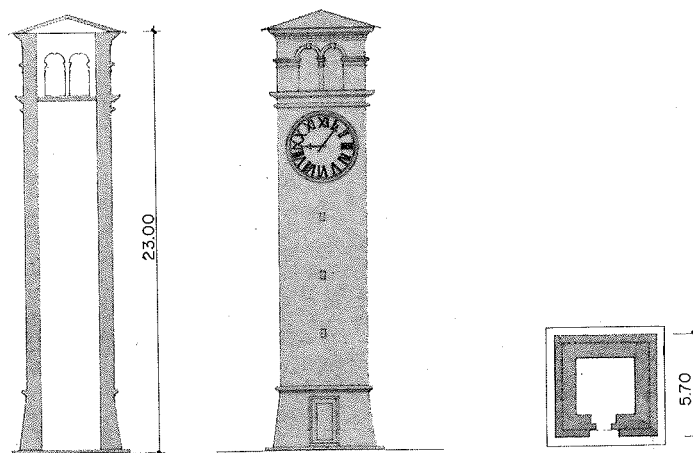
Lo scopo può essere raggiunto con due schemi principali ausiliari, dall'interno; uno a funzionamento verticale e l'altro orizzontale (fig. 38).

Il primo ha la funzione di utilizzare in fase sismica le pressioni dovute al peso proprio su tutta la struttura, rendendo più efficiente la distribuzione dell'effetto stabilizzante della zona basale.

La realizzazione di questo primo schema può essere anche in questo caso assimilato ad una presollecitazione verticale mediante tiranti e trasferita a varie quote per mezzo di adeguati dispositivi predisposti nelle murature, oppure mediante membrane orizzontali in c.a.

A causa della modesta estensione del perimetro, lo schema può essere inserito soltanto in corrispondenza degli angoli, risultando questi, per ovvie considerazioni di congruenza, le zone a maggior impegno, come d'altra parte lo dimostra l'attuale panorama fessurativo.

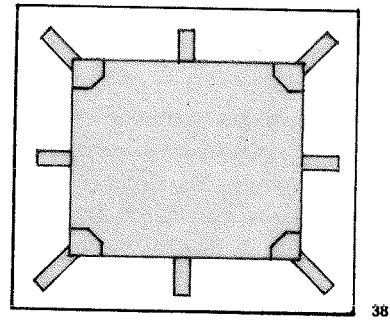
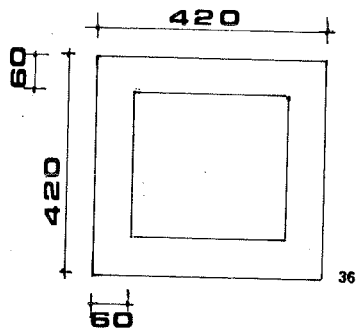
Allo schema verticale, ai fini del calcolo, può essere affidata la forza F pari ad un valore percentuale del peso della muratura compresa fra due dispositivi di trasferimento delle sollecitazioni e legata alla quota del settore.



35 - Rilievo: Sezione orizzontale; Sezione verticale; Prospetto.

Il valore di M è legato all'eccentricità dell'ancoraggio, Z rappresenta il valore dell'azione di contrasto fra le membrature verticali e la struttura; il suo valore è direttamente proporzionale all'efficienza delle strutture orizzontali.

Per la determinazione, in fase progettuale, della forza F entrano in gioco considerazioni dipendenti dal grado di efficienza richiesto allo schema ausiliario in fase sismica.



Per quanto concerne il secondo schema, a funzionamento orizzontale, questo durante il sisma può avere fondamentale importanza e la fessurazione infatti evidenzia elementi d'angolo con traslazione verso l'esterno; questo fatto è dovuto alla forma caratteristica fessurativa assunta da tali elementi che presentano un profilo del tipo spingente, legato al comportamento, certamente complesso, in fase sismica.

In questo caso lo schema orizzontale acquista un'importanza determinante per la sua funzione di cerchiatura

e determina, per lo schema verticale, essenzialmente un ruolo di coadiuvante di tale effetto.

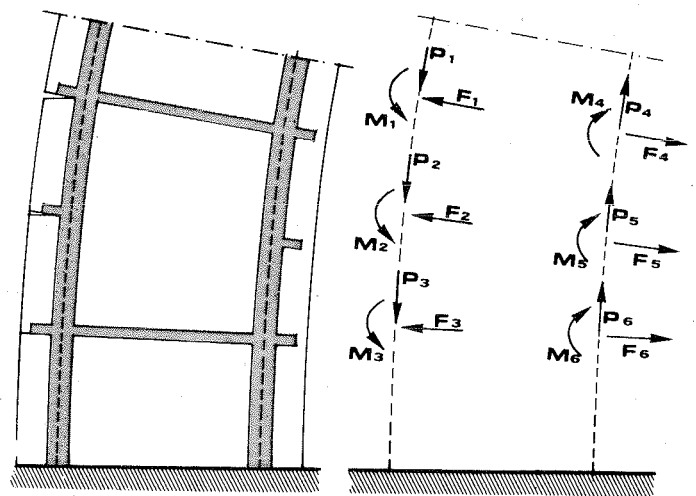
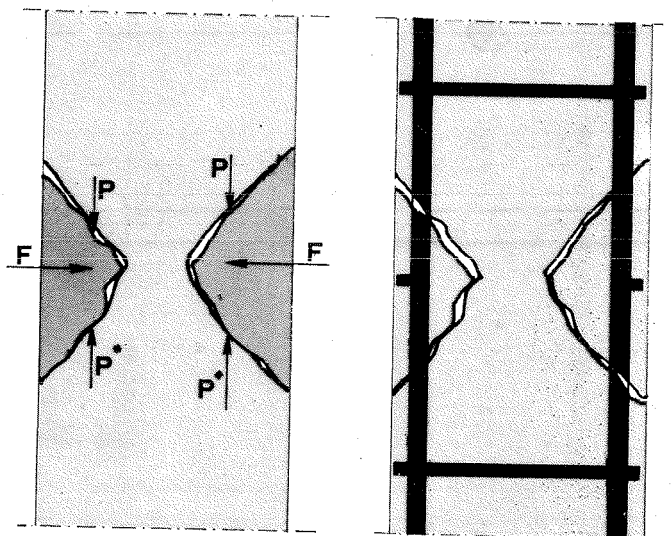
Le zone di cerchiatura sono state individuate alle quote degli orizzontamenti di scala, costituite da solette in calcestruzzo ancorate alle membrature.

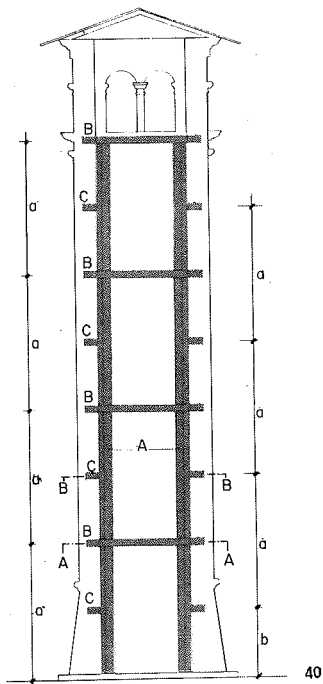
Per il dimensionamento delle cerchiature è necessario individuare uno schema di fessurazione limite di progetto con la determinazione qualitativa delle pressioni P ,

legate queste, all'estensione e alla configurazione dei lati obliqui dell'elemento, e imporne l'equilibrio (fig. 37).

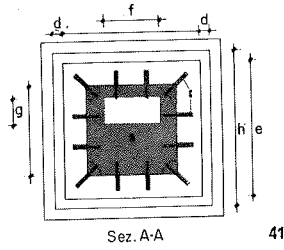
Per la scelta della configurazione di progetto dell'elemento può guidare, ovviamente, l'interasse previsto per le cerchiature e l'efficienza di ripartizione fra i campi dello schema verticale, che viene dimensionato come membratura continua su appoggi (schema orizzontale) e caricato con le componenti orizzontali relative ai campi compresi fra gli ancoraggi orizzontali (fig. 39).

A questo punto la calcolazione va impostata su consi-

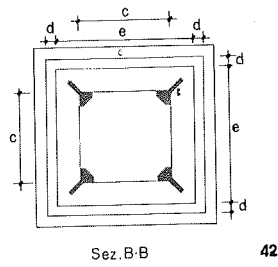




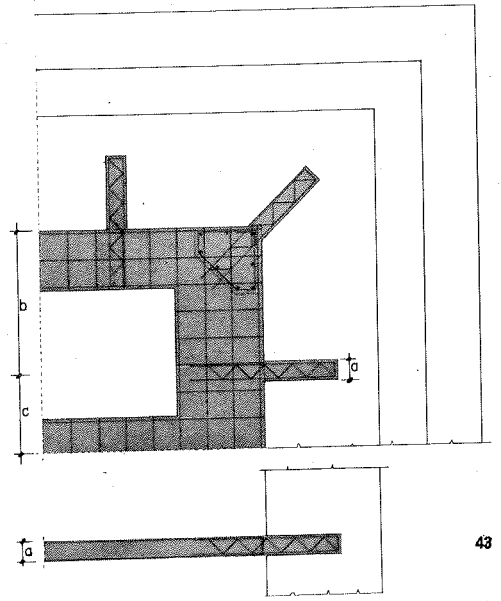
40



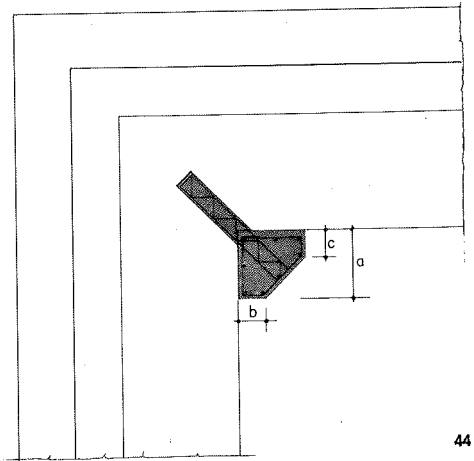
41



42



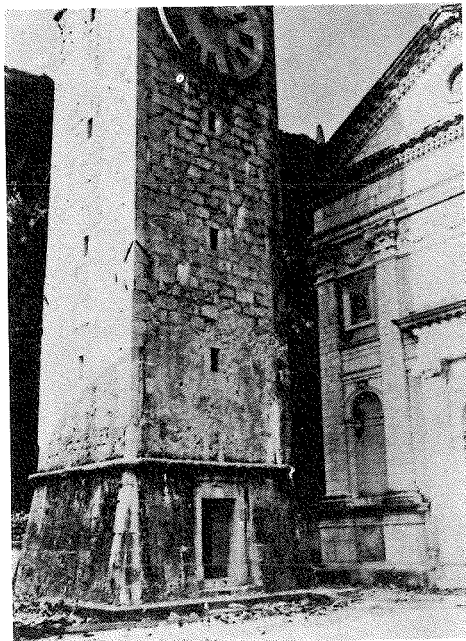
43



44

40-41-42 - Schema distributivo delle unità statiche integrative. Legenda:
 A - Membrature verticali; B - Piastre; C - Ancoraggi; 43 - Particolare degli ancoraggi di piastra; 44 - Particolare degli ancoraggi delle membrature verticali; 45 - Panorama fessurativo in corrispondenza dei quattro tiranti; 46 - Estrusione di materiale in corrispondenza degli angoli; 47 - Particolare dello stato di dissesto in corrispondenza dei quattro tiranti.

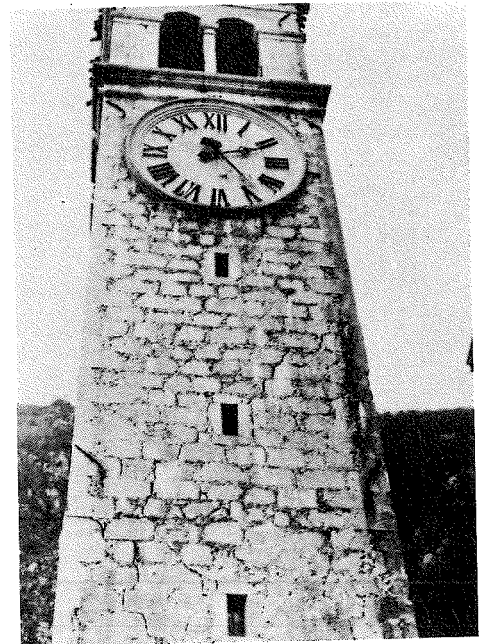
45



46



47



derazioni intuitive ed è basata anche sul grado di efficienza che si vuole raggiungere in fase sismica.

Durante la fase di consolidamento dovranno essere previste, oltre ad alcune opere provvisorie di minore importanza, delle cerchiature esterne ausiliarie nella zona di base, che poi verranno rimosse ad operazione di restauro ultimata.

Tutte le lesioni vanno risarcite mediante la realizzazione di elementi strutturali armati perpendicolari alle lesioni stesse.

E' necessario inoltre ricercare tutte quelle zone ancora

sede di concentrazione di pressione e provvedere al livellamento delle sollecitazioni.

La rettifica del profilo di spigolo può avvenire dopo il consolidamento delle zone adiacenti e sarà eseguita o con sostituzione di pietra d'angolo o mediante il ripristino della posizione iniziale con l'ausilio di martinetti idraulici.

L'ancoraggio del supporto delle campane ha richiesto uno studio particolare ed un dimensionamento adeguato agli schemi d'intervento, con considerazioni statico dinamiche.

Esperienza e validità dei sistemi di consolidamento e ristrutturazione di edifici storici e monumentali dissestati dal sisma nelle Marche

Comunicazione di: Dott. Ing. Paolo Beer (*)
Dott. Ing. Vittorio Guidi (**)
Prof. Ing. Giovanni Menditto (***)
Dott. Ing. Giorgio Parra (****)

1. INTRODUZIONE

Il restauro di un organismo strutturale, si propone di restituire all'opera la funzionalità perduta o menomata da faticenza, da improvvisi incrementi delle azioni esterne (p. es. quelle dovute ad effetti sismici) o dalla concomitante azione di questi effetti.

In genere rispetto ad una costruzione ex-novo, sia il progettista che il costruttore trovano, nei modi e nei tempi degli interventi risanatori, vincoli costituiti essenzialmente da schemi strutturali già fissati, da scelte tipologiche e di materiali già effettuate, da ingombri che condizionano l'impiego dei mezzi di lavoro, la mobilità degli operatori, e la accessibilità ai luoghi.

Interventi estesi anche alle opere artistiche vanno programmati in modo da non pregiudicare il successivo restauro delle opere stesse specie quando si richiede ai materiali impiegati di garantire soprattutto i fattori termo-acustici e luminosi, e pertanto a volte, possono seguire nella fase realizzativa un iter sostanzialmente diverso da quello di routine.

Di norma ogni intervento di risanamento o di ristrutturazione è preceduto da un rilievo del quadro fessurativo che consente di trarre indicazioni sulle direzioni principali della sollecitazione e quindi sulle cause del dissesto. A tale rilievo è buona norma affiancare una campionatura dei materiali in opera ed un'accurata indagine dello stato del suolo interessato dalle fondazioni, la cui consistenza originaria, spesso, si presenta alterata specie in conseguenza degli effetti tellurici.

Si hanno così utili informazioni per orientare la tipologia di restauro che, è bene sottolinearlo, resta essenzialmente affidata all'abilità ed all'intuito degli operatori per cui sovente si verifica l'adozione di procedimenti diversi nella soluzione di dissesti analoghi.

(*) Libero professionista, collaboratore presso l'Istituto di Tecnica delle Costruzioni - Università di Ancona.

(**) Imprenditore

(***) Straordinario di Tecnica delle Costruzioni - Università di Ancona.

(****) Libero professionista, contrattista presso l'Istituto di Tecnica delle Costruzioni - Università di Ancona.

Per la campionatura dei materiali, si ricorre a carotaggio da effettuare con le dovute cautele e successive analisi meccaniche, chimiche e diffrattometriche ai raggi X.

Sondaggi vengono di norma effettuati per l'identificazione geologica e stratigrafica del sottosuolo e per il riconoscimento delle falde acquifere.

Le tecniche di consolidamento e di ristrutturazione attualmente sono tutte orientate in un impiego sistematico del conglomerato cementizio con l'aggiunta di armatura lenta e/o leggermente pretesa e sostanzialmente realizzano microcuciture, fasciature, tirantature, ingabbiature etc. Solo in presenza di forti sollecitazioni, e nel caso che occorra contenere gli ingombri, si impiegano tralicciature o intelaiature metalliche opportunamente mascherate.

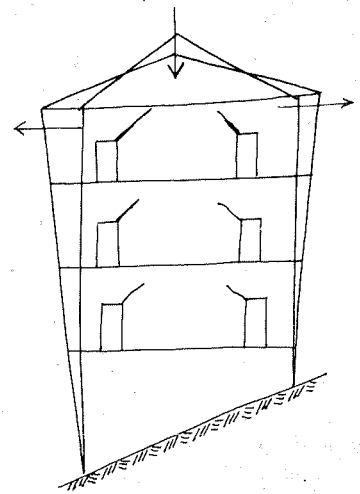
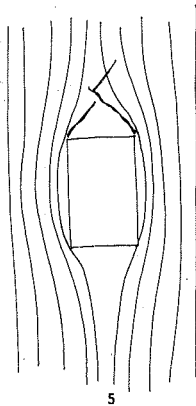
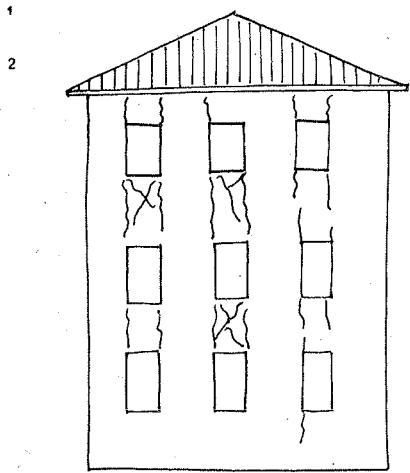
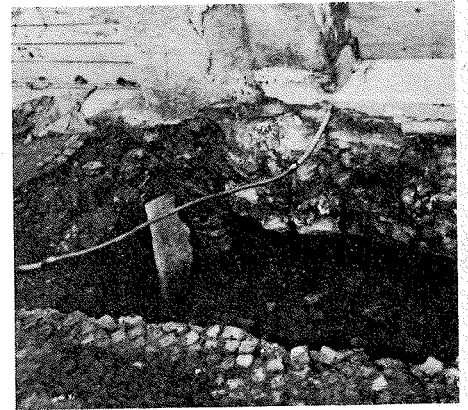
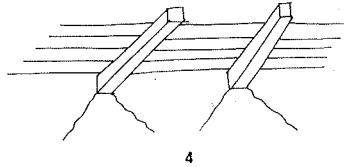
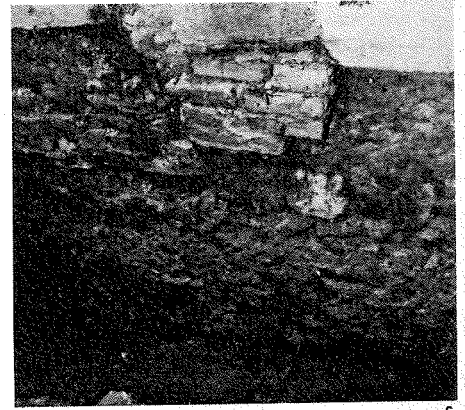
2. CONSIDERAZIONI PRELIMINARI

Prima di entrare nel merito delle tecniche di risanamento o di ristrutturazione adottate si ritiene opportuno dare un cenno delle « risposte » all'evento sismico fornite da organismi strutturali murari.

Le strutture murarie, com'è noto, sono particolarmente sensibili agli effetti derivanti dall'azione combinata dei carichi statici e dinamici presenti in un evento sismico. In particolare i danni maggiori si producono laddove esistono concentrazioni di carico che inducono pericolose punte di tensione come visualizza il tracciamento delle linee isostatiche.

Occorre pertanto eliminare concentrazioni di tali linee con interventi atti ad omogeneizzarne la distribuzione: p. es. evitando nell'organismo strutturale la presenza di brusche interruzioni o intagli a spigoli vivi. Ciò purtroppo non è sempre realizzabile: si pensi, ad esempio, agli spigoli dei vani porta e dei vani finestra, sicché diventa indispensabile attuare interventi protettivi con l'impiego, ad esempio, di telai, architravi, etc., del resto richiesti dalla normativa vigente. (D.M. 3 marzo 1975) (figg. 1, 2, 3, 4, 5, 8).

In molti organismi strutturali interessati dal sisma si è rilevato ai lati dei vani finestre la formazione di veri e propri pilastri che vengono ad essere interessati dai carichi verticali così da scaricare la zona muraria in corrispondenza della fila di finestre.



Ciò comporta, assieme agli effetti dovuti alla concentrazione delle tensioni in corrispondenza degli intagli ed alla presenza delle tensioni principali di trazione prodotte dalle azioni taglianti orizzontali, l'insorgere di lesioni alla altezza degli spigoli con una progressione in direzione verticale od obliqua nella zona del parapetto delle finestre ⁽¹⁾.

⁽¹⁾ Gli eventi sismici che nel 1972 colpirono la città di Ancona evidenziarono in genere una buona capacità resistente delle strutture spaziali e ad arco, attribuibile, probabilmente, all'assenza in questi organismi di spigoli vivi ed alla particolare forma arcuata che favorisce un flusso ordinato delle linee isostatiche.

Sotto l'azione del sisma le pareti murarie dei piani alti risultarono generalmente sollecitate da spinte verso l'esterno sia per la presenza di tetto a falde inclinate sia per la tendenza del materiale di coperta a scivolare verso il basso.

Spinte analoghe si verificarono sulle pareti perimetrali esterne dell'edificio a causa del rado e non buon ammortamento che esse trovarono con le pareti trasversali (figg. 9, 10, 11, 12). Si innescarono di conseguenza lesioni nelle murature trasversali, più accentuate ai piani superiori.

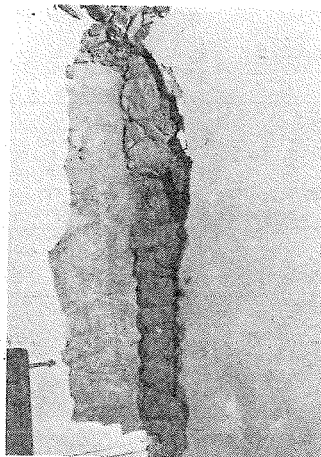
Aggiungasi a quanto esposto la cattiva tessitura degli elementi nelle vecchie costruzioni murarie.



9



10



11



12

Spesso, infatti le murature principali sono del tipo « a sacco » realizzate con i due paramenti esterni di mattoni pieni (a volte anche messi di coltello) e con un riempimento di materiale vario gettato alla rinfusa. Talvolta gli stessi paramenti esterni sono costituiti da pietrame o comunque da materiale disposto caoticamente.

Circa lo stato delle fondazioni è da rilevare che queste appaiono a volte estremamente superficiali, costituite da agglomerati di pietre e sassi con legante dilavato e incoerente. Se si tiene conto del fatto che la sostituzione dei solai in legno con altri in latero-cemento, può comportare un aggravio dei carichi in fondazione, si vede come nel ristrutturare, occorra ipotizzare cedimenti fondali anche se parziali (figg. 7, 8).

Gli inconvenienti descritti possono essere notevolmente ridotti dalla presenza ad ogni piano di un solaio rigido munito di cordolo su tutto lo spessore delle murature portanti.

Vengono così eliminate le concentrazioni di carico dovute alle singole travi dei solai ed agli intagli a spigolo vivo in corrispondenza dell'appoggio delle travi dei solai e si attenuano notevolmente le conseguenze dei difetti costruttivi.

La presenza del cordolo effettua un buon collegamento delle murature portanti, una volta ottenuto con l'apposizione di catene a livello dei solai soprattutto in corrispon-

denza degli innesti fra i muri di facciata e quelli di spina. Oggi si tende a limitare l'impiego di tali apparecchi in quanto realizzano pur sempre una pericolosa concentrazione di sforzi in corrispondenza dei vincoli a contrasto sulla muratura.

Non sono infatti rari i casi in cui una lesione si è innescata proprio a partire dalla chiave di una catena, specie se tale vincolo è fornito di un'insufficiente superficie di appoggio come si verifica ad esempio nei vecchi apparecchi a cuneo (fig. 13).

L'elevata rigidità del solaio nel proprio piano costituisce inoltre un buon controventamento orizzontale per l'organismo murario e, contenendo le deformazioni verticali, dà tranquillità psicologica agli utenti dell'edificio ristrutturato.

Infine la realizzazione di un solaio rigido di sottotetto con relativo cordolo consente di assorbire la spinta orizzontale della copertura.

3. RISTRUTTURAZIONI DI OPERE DI NOTEVOLE RILIEVO ARCHITETTONICO

Si illustrano i criteri adottati dagli Autori nel ristrutturare opere di notevole rilievo architettonico come ad esempio cupole, campanili, torri, pinnacoli, etc.

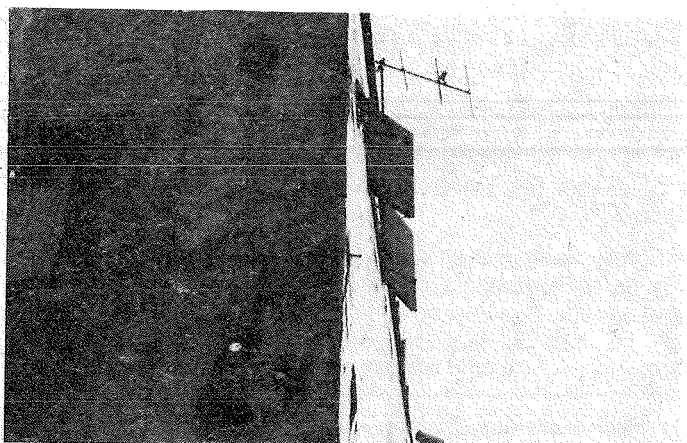
3.1. Fondazioni

Accertata la presenza di un cedimento di fondazione dovuto ad alterazione dei terreni di posa a volte accompagnata da una diminuita consistenza delle murature per alterazione della malta, l'intervento più efficace è risultato quello dei micropali.

Si tratta di pali trivellati eseguiti con macchine a rotazione di modesto ingombro, che possono essere portate anche all'interno degli edifici attraverso normali porte e che non hanno problemi di altezza.

Il palo viene eseguito con diametro a scelta tra gli 8, 10, 12 e 14 cm, anche variando il diametro lungo l'avanzamento. L'armatura metallica si realizza con tubo (come i pali tipo Rodio) o con normale tondino.

Si esegue quindi il getto con iniezione a pressione (aria compressa) della malta, il che realizza anche una bonifica delle murature di fondazione.



13

La lunghezza dei pali deriva dalla portanza richiesta, nei limiti della massima portanza caratteristica di ciascun diametro.

E' da avvertire, in proposito, che le tabelle fornite da alcune ditte esecutrici di tali pali indicano le portanze indipendentemente dalla lunghezza del palo stesso ma calcolate con riferimento alla sola resistenza allo schiacciamento della sezione di testa. E' necessaria quindi una verifica della lunghezza del palo in funzione della caratteristica dei terreni attraversati.

Questi interventi, non solo non alterano, nel corso del lavoro, la situazione statica dell'edificio (come invece si verifica ogni volta che si lavora per campioni, con tagli dell'ordine di metri), ma consentono anche di lavorare in piena sicurezza. Inoltre poiché le macchine sono in grado di realizzare pali con diversa inclinazione rispetto alla verticale, si può, all'occorrenza ottenere perforazioni a ventaglio e cuciture tali da coinvolgere ampie zone di terreno.

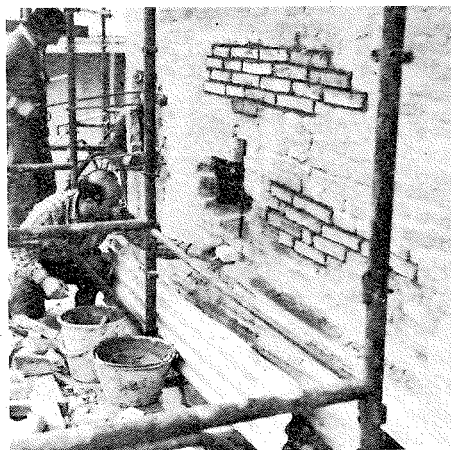
3.2. Murature in elevazione

Individuata in pianta una maglia delle principali murature portanti costituita da quadrilateri chiusi più o meno regolari ed equilibrati, si sono inseriti nelle murature stesse trefoli da c.a. precompresso previa perforazione con trapani

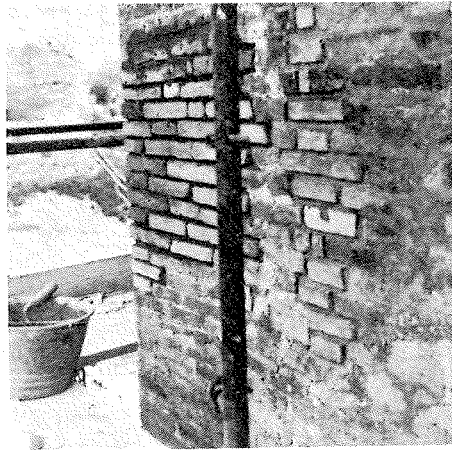
speciali a motore idraulico ed a basso numero di giri per evitare eccessive vibrazioni alle murature. I fori generalmente di $5 \div 6$ cm di diametro possono essere realizzati di qualunque lunghezza (anche 50 m) ed in qualunque posizione. Infatti il motore idraulico non solo dà alla macchina il minimo ingombro e la massima maneggevolezza (trattasi di un cilindro di circa 15 cm di diametro per una lunghezza di 1 m. L'apparecchiatura è stata messa a punto dal Geom. Antonio Carli, di Piobbico, titolare dell'omonima ditta di costruzioni) ma consente anche di lavorare a varie altezze lasciando il compressore a terra in quanto la trasmissione del liquido avviene con tubazioni in gomma con varie decine di metri di lunghezza. L'avanzamento della punta si controlla ogni tanto (è evidente infatti la necessità di ottenere un foro rettilineo) creando dei piccoli tasselli sulla muratura ed inserendo se necessario dei supporti guida.

L'asta perforatrice ha un foro assiale attraverso il quale è possibile iniettare acqua (nel caso di pareti affrescate è ovviamente da escludere l'impiego dell'acqua) od aria ad una pressione di $15 \div 20$ atmosfere in modo da facilitare l'avanzamento eliminando polvere e detriti dovuti alla perforazione.

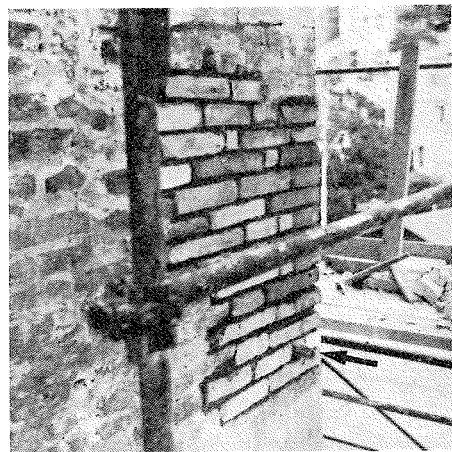
Durante l'avanzamento il peso dell'asta tende a far



14



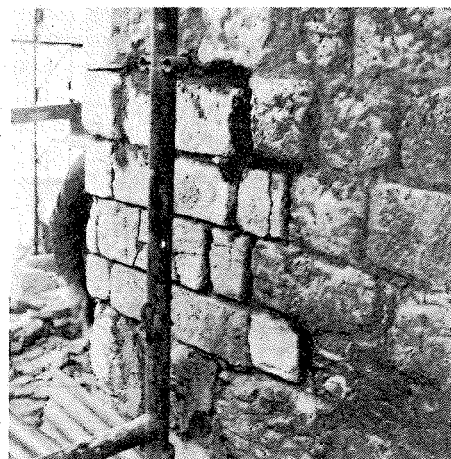
15



16

14 - Palazzo Ferretti - Ancona: Fori di assaggio per controllo perforazioni; 15 - Palazzo Ferretti - Ancona: Lavori di rafforzamento; 16 - Palazzo Ferretti - Ancona: Particolare muratura esterna (si noti il tubicino per l'iniezione di cemento e resina); 17 - Palazzo Ferretti - Ancona; 18 - Palazzo Ferretti - Ancona: Particolare della parete esterna; ancoraggio dei trefoli e ricostituzione del paramento esterno in pietra; 19 - Palazzo Ferretti - Ancona: Particolare dell'ancoraggio dei trefoli di rafforzamento delle murature.

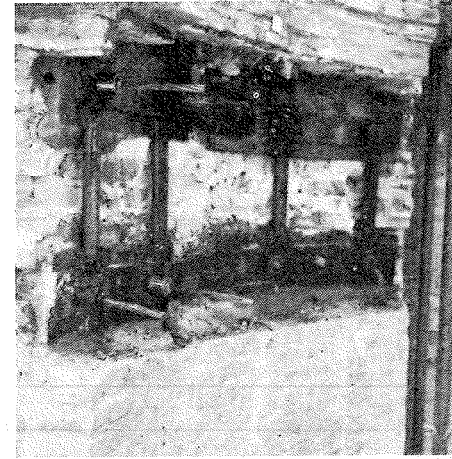
17

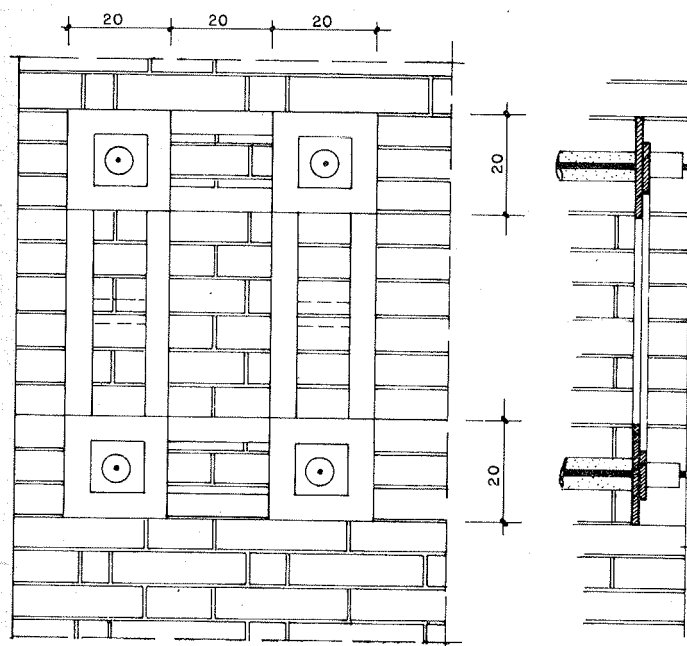


18



19





20 - Particolare dell'ancoraggio.

abbassare la punta: inoltre si possono trovare ostacoli di varia natura, barre di ferro o pietra di eccezionale durezza od anche deviate rispetto all'avanzamento, o addirittura pezzi di legno che costituiscono il peggiore ostacolo. La lunghezza del foro non presenta particolari difficoltà alla penetrazione della punta in quanto questa ha diametro superiore di diversi millimetri a quello dell'asta e sull'asta quindi non c'è attrito laterale.

All'interno dei fori si inseriscono trefoles da precompresso. Generalmente si eseguono gruppi di 4 fori all'altezza dei solai in modo da realizzare una specie di maglia di cordoli di piano (figg. da 14 a 19).

Il diametro dei trefoles non è determinante in quanto l'acciaio viene comunque utilizzato molto al di sotto delle sue possibilità. Si è scelto il $\varnothing 16$ perché presenta una buona rigidità trasversale, utile sia in esercizio che nella fase di montaggio specialmente quando deve essere infilato in fori lunghi alcune decine di metri.

Si è ritenuto che la presenza di 4 barre rigide con cemento intorno costituisca insieme alla staffatura descritta in seguito una specie di maglia di contenimento della muratura per ridurre gli effetti della disomogeneità dei materiali.

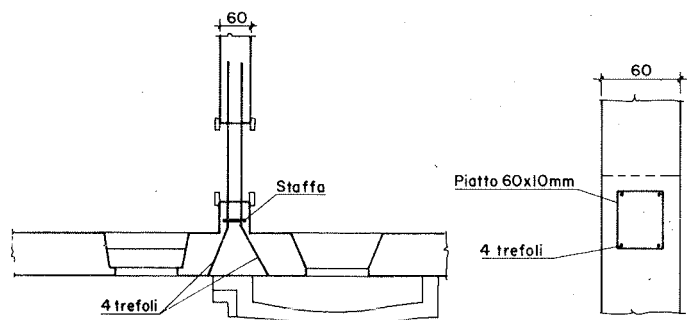
I trefoles da c.a. precompresso sono protetti da guaina in plastica lubrificata internamente.

Questa scelta offre i seguenti vantaggi:

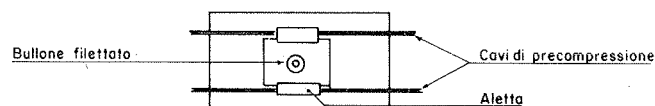
a) possono essere posti in opera tiranti di qualunque lunghezza senza saldatura perché si tagliano sul posto da rotoli da 1.000 ml;

b) la presenza della guaina preserva il ferro da processi ossidativi indipendentemente dalla riuscita ottimale della iniezione di cemento;

c) la guaina e la lubrificazione interna consentono di operare la trazione sui trefoles dopo iniettato il cemento e quindi dopo eseguito il consolidamento delle murature, mentre con le normali catene in ferro con tenditori a vite si esercita la trazione sulle murature aperte.



21



22

L'iniezione della malta di cemento additivata con resine consente anche una bonifica della muratura attraversata. Le resine con diversi dosaggi a seconda delle necessità, fluidificano la malta di cemento e favoriscono la penetrazione nelle malte esistenti oltre al riempimento dei vuoti (murature a sacco).

Anche la resistenza meccanica alla compressione aumenta sensibilmente.

L'iniezione si esegue da più parti, per non richiedere alla malta lunghi percorsi ed in ogni caso si praticano dei fori-spia per controllare il riempimento.

I cordoli di 4 trefoles così realizzati vengono staffati prima di essere posti in trazione ogni $1,50 \div 2,00$ ml con staffe di vario diametro $\varnothing 12 \div 14$ inserite nelle murature in vari pezzi saldati sul posto (fig. 20).

La staffatura raggruppa le armature conferendo loro un comportamento a cordolo, ma soprattutto, nel caso di oscillazione per spinta sismica, impedisce la vibrazione trasversale di ogni singolo trefole che potrebbe essere disastrosa per le murature.

La fig. 21 illustra un caso particolare dovuto alla presenza di una mensola in pietra a sostegno di un balcone, previsto proprio nel punto in cui si sarebbero dovuti ancorare i trefoles.

Di conseguenza si è dovuto deviare il trefole staffando fortemente in corrispondenza del punto di deviazione. Si evidenzia così un altro vantaggio dei trefoles che per la loro flessibilità possono essere deviati senza dover ricorrere a sovrapposizioni o saldature.

All'incrocio delle murature portanti si pongono poi armature verticali come in un pilastro, non tanto per voler dare all'insieme un funzionamento a telaio, il che sarebbe d'altro impossibile, ma soprattutto per migliorare le zone di incrocio dei cordoli di piano; per realizzare un miglior collegamento tra i vari orizzontamenti e per iniettare le murature con cemento e resine.

Le armature in tal caso sono in barre d'acciaio ad aderenza migliorata in quanto la precompressione verticale salvo particolarissimi casi è inammissibile.

Anche in questo caso le armature vengono staffate con un passo di 50 ÷ 60 cm e con il sistema usato per le staffe dei cordoli (fig. 20).

Inoltre sulle murature in genere, ove necessario e sulle cornici, o fregi in pietra, si eseguono microcuciture di bonifica e di ancoraggio. I fori vengono fatti con trapani con punta di 2 o 3 cm e, previo inserimento di barre Ø 6 o Ø 8 di acciaio ad aderenza migliorata, vengono poi riempiti con cemento e resine a pressione.

Queste microcuciture sono particolarmente efficaci nella bonifica di murature a sacco o per collegare paramenti in pietra a murature di mattoni.

In qualche caso al posto di barre di acciaio si sono usate barre di ottone filettate per ovviare a possibili aggressioni di agenti atmosferici.

La tecnica dei trefoli ha consentito interessanti interventi anche in strutture ad arco e cupole ⁽²⁾.

La rigenerazione del nucleo murario è stata generalmente ottenuta secondo le seguenti fasi di intervento:

a) effettuando la rimozione dell'intonaco e la messa a nudo della muratura con spazzolatura e lavaggio a pressione;

b) effettuando perforazioni passanti ad interasse di circa 1 m con sonde a rotazione;

c) inserendo staffe sia in senso verticale che orizzontale e disponendo tubetti per iniezioni;

d) disponendo una rete di armatura con maglia generalmente di 25 × 25 cm sulle due facce del muro che, successivamente, vengono rivestite con gunita proiettata ad aria compressa;

e) eseguendo le iniezioni nella muratura in modo da saturare i vuoti.

Si ha così il vantaggio di non rimuovere pavimenti e rivestimenti; non si richiedono puntellature né tagli di murature o tamponature di vani.

Inoltre dato il piccolo spessore dei rivestimenti di gunita non si diminuisce la cubatura degli ambienti; né v'è pericolo che durante il corso dell'opera si verifichi una graduale estensione del quadro fessurativo o si manifestino cedimenti differenziali tra le zone successivamente trattate.

(2) Pur non avendo effettuato interventi in tal senso si ritiene utile indicare un dispositivo che consente di realizzare una precompressione dei cavi tutte le volte che questi devono essere necessariamente disposti sulla superficie esterna dell'organismo da ristrutturare secondo un tracciato di forma rettangolare, circolare o poligonale. Il dispositivo (fig. 22) consiste essenzialmente di un supporto alloggiato in cassette di lamierino metallico, predisposte nel getto che, a mezzo di due alette laterali, aggancia il cavo che occorre mettere in tensione.

Il supporto è attraversato da un bullone filettato la cui rotazione ne provoca la traslazione lungo la direzione dell'asse del bullone stesso.

Nel movimento il supporto trascina con sé i fili del cavo, consentendone uno spostamento radiale verso l'esterno. Ne consegue un allungamento dei fili e quindi uno sforzo di trazione in essi che realizza la precompressione radiale centripeta della struttura.

I dispositivi di traslazione del tipo illustrato affrancano il cavo in più punti opportunamente predisposti.

Un limite all'applicazione dell'intervento descritto può derivare dall'alterazione della tipologia originaria della parete specie quando ne è richiesta la conservazione per motivi artistici.

Nel caso in cui ragioni artistiche hanno imposto la conservazione delle « pietre » e della loro tessitura, se ne è tentato il risanamento:

a) pulendo la « pietra » con sofisticate apparecchiature impiegando, ad esempio, speciali generatori di ultrasuoni;

b) pretrattando la superficie con un « primer » contenente acido ossalico al fine di evitare cambiamenti eccessivi della colorazione della « pietra »;

c) impiegando infine miscele di resine siliciche in soluzione acquosa alcalina, di resine acriliche e di silicati di sodio e di potassio spruzzate o pennellate sulla superficie da conservare e restaurare.

4. RISTRUTTURAZIONE DI OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO

4.1. Colonne

Effettuato lo scarico della colonna con puntellatura dei traversi, si è rimosso il getto paramentale e scarnita la superficie esterna in modo da ottenerla scabra.

Successivamente si è proceduto al rafforzamento con la messa in opera di ferro tondo o piatto di piccola sezione (p. es. 5 × 20) ai lati di ciascun diedro cui si sono agganciate staffature in tondo ⁽³⁾ o ancorati con ferri piatti tessuti anche in forma reticolare.

Il tutto è stato poi sigillato con gunitizzazione o con l'impiego di prodotti reoplastici (ad es. Emaco).

4.2. Strutture lineari orizzontali

Strutture lineari orizzontali interessate da fessurazioni per flessione sono state risanate secondo l'importanza con una delle seguenti tecniche:

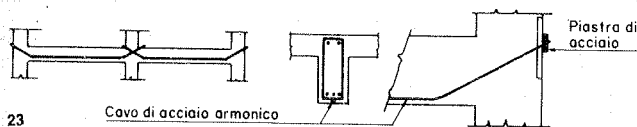
a) rinforzando gli elementi inflessi con ferri ad L, disposti lungo gli spigoli inferiori, saldati alle estremità a piastre che fasciano il pilastro in sommità. Una rete metallica a maglia fitta è stata poi distesa sulla trave e sul pilastro per riprendere l'intonaco (fig. 24);

b) inserendo in una traccia di alcuni centimetri ricavata all'intradosso dell'elemento uno o più cavetti da pre-compresso, attestati ad ampie piastre d'acciaio e pretesi per grado e sotto controllo delle deformazioni, fino alle condizioni volute. Ad operazioni effettuate si è provveduto alla protezione dei cavetti sigillando la traccia con prodotti reoplastici (fig. 23).

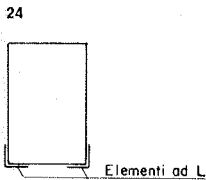
Pur non avendo effettuato interventi in tal senso si ritiene utile riferire sulla tecnica dei rinforzi lamellari (fig. 25) attuata e sperimentata (1970) in Francia dai Proff. L'Hermitte e Bresson per conto dell'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics.

Si tratta in effetti dell'impiego di una lamiera di spessore variabile da far aderire al calcestruzzo per interposizione di una pellicola di resina epossidica (béton plaqué o calcestruzzo rinforzato o plated concrete).

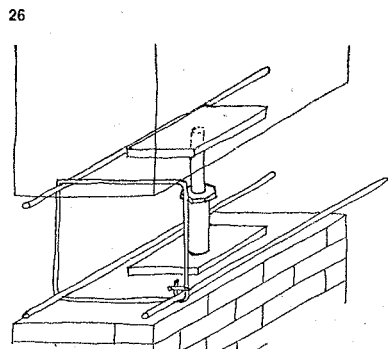
(3) Con armature elicoidali in Ø 6 ÷ 8 con passo di 3 ÷ 4 cm.



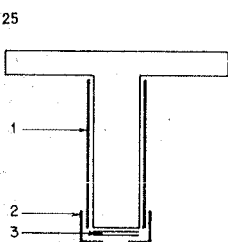
23 Cavo di acciaio armonico



24 Elementi ad L

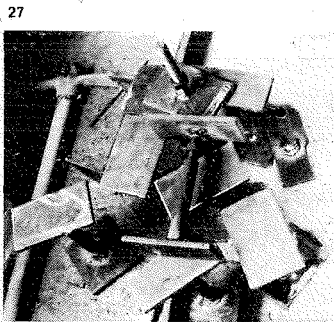


26

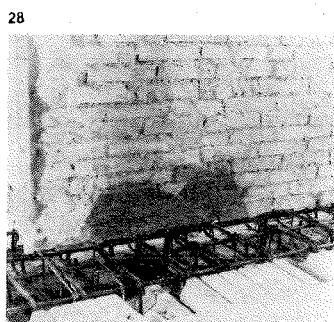


25

25 - 1 - Lamierini in acciaio, spessore mm 3, fissati con resina epossidica; 2 - Angolarini in acciaio da mm 3 x 150 x 200, fissati con resina epossidica; 3 - N. 2 lamierini in acciaio, spessore mm 2, fissati con resina epossidica.



27



28

Al fine di ottenere un buon incollaggio dell'elemento metallico al conglomerato viene suggerito l'impiego di piastre sottili (generalmente di 3 mm, al massimo di 4 mm) anche sovrapposte in due o tre strati che conviene proteggere da eventuali impatti e sovratensioni dovute a stati tensionali interni o ad escursioni termiche, disponendo di due angolari (spessore ciascuno 3 mm con flange da 100 mm) agli spigoli.

Un limite nell'applicazione del béton plaqué è costituito, per il momento, dalla scarsa resistenza al calore delle resine epossidiche impiegate, specie nel caso di incendi (al di sopra degli 80 ÷ 100° C si manifestano scorrimenti negli adesivi che tra i 250 ÷ 300° C si decompongono).

4.3. Impalcati

Una delle fasi più importanti e delicate nella ristrutturazione di edifici con struttura portante in muratura è costituita dalla posa in opera di nuovi solai in sostituzione di

quelli preesistenti, che si presentano ammalorati o, come spesso accade per effetto sismico, completamente lesionati e non più adatti ad una benché minima funzione portante.

Si presenta, infatti, particolarmente delicata la creazione nelle murature verticali — quasi sempre già alterate per faticenza o sisma — di tracce necessarie per accogliere il solaio ed il relativo cordolo di continuità indispensabile per il collegamento dell'impalcato al restante organismo strutturale.

Il problema è stato risolto, su un'idea dell'Ing. V. Guidi di Ancona e realizzato dalla ditta Bianchelli & Guidi di Ancona, rimuovendo il vecchio solaio ed eseguendo a tratti tagli integrali nella muratura in corrispondenza delle zone dove occorre appoggiare il nuovo solaio. La parete muraria viene sostenuta da martinetti meccanici costituiti da due piastre di acciaio collegate ad una barra regolabile in altezza mediante dado (figg. 26, 27).

Si dispongono le « pignatte » e si posiziona l'armatura del cordolo nella muratura. E' pure possibile inserire all'interno del cordolo un cavo d'acciaio protetto da guaina per una eventuale leggera precompressione (fig. 28).

Si esegue quindi il getto del cordolo e del solaio inglobando naturalmente il martinetto nel getto.

Buona norma sarebbe completare gli ultimi 2 ÷ 3 cm del getto del cordolo con cemento espansivo (fig. 28) ma si ottengono buoni risultati anche con l'impiego di calcestruzzo normale.

Il solaio realizzato risulta rigido, ben incastrato nella muratura. Si ottiene inoltre un ottimo collegamento fra le pareti portanti, ed una diffusione dei carichi abbastanza uniforme. L'intervento può avvenire per campi interi di solaio, a tutto vantaggio della semplicità e della rapidità di realizzazione.

Le caratteristiche degli orizzontamenti possono essere notevolmente migliorate con l'impiego di solai « a piastra ».

Con la tecnica dei martinetti dopo aver rimosso il vecchio solaio, è stato possibile eseguire dei tagli verticali a livello del futuro cordolo su tutte e quattro le pareti perimetrali.

Successivamente si sono tessuti nella direzione del lato minore travetti prefabbricati (p. es. del tipo con tralicciata in acciaio) tra i quali si sono disposti elementi di alleggerimento intervallandoli in modo da poter ricavare delle nervature trasversali che vengono successivamente armate.

Infine si è effettuato il getto del solaio e dei cordoli perimetrali nei quali, come al solito, oltre la normale armatura sono state inserite, quando necessari, cavi inguainati successivamente sottoposti a leggera tesatura.

Il solaio a piastra consente di collegare tutti e quattro i muri perimetrali, di ripartire il suo peso anche sulle pareti laterali, di assorbire meglio eventuali cedimenti differenziali delle murature e, infine, di collassare solo quando vengono a mancare tre appoggi.

Esso potrebbe trovare una limitazione d'impiego nel fatto che non sempre la tessitura delle pareti verticali è tale da formare campi rettangolari con rapporto fra i lati utile per un effettivo funzionamento a piastra.

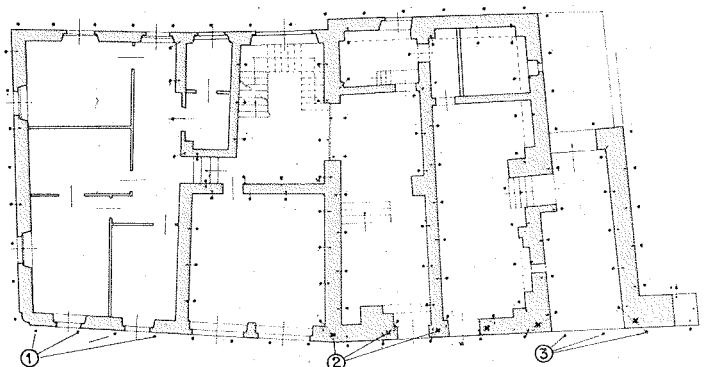
5. RASSEGNA DI INTERVENTI DI RISTRUTTURAZIONE EFFETTUATI NELLE MARCHE SU OPERE DI NOTEVOLE INTERESSE ARTISTICO

5.1. Palazzo del Senato - Ancona (*)

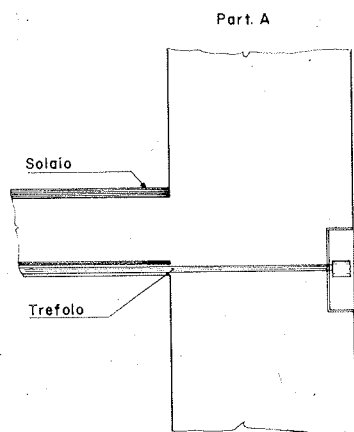
Lo spanciamento della facciata, messo in risalto dall'evento sismico del 1972, è stato attribuito in massima parte ad un marcato cedimento delle opere fondali.

Si aggiunga la mancata omogeneità strutturale dell'edificio realizzato in muratura e calcestruzzo armato.

Pertanto oltre che un rafforzamento delle fondazioni, si richiedeva un'omogeneizzazione dell'organismo strutturale realizzabile con una cucitura della facciata principale al restante edificio.



29 - Palazzo del Senato - Ancona: Pianta del piano terra; rafforzamento delle fondazioni con micropali. Legenda: 1 - Nella zona in cui i pali sono posti da un solo lato, l'inclinazione deve essere di 3° rispetto alla verticale; 2 - Ancoraggi verticali con trefoli; 3 - Micropali di fondazione \varnothing 85 tipo Rodio: profondità 14 m circa, inclinazione 10° circa (tratto contro la fondazione \varnothing 150).



31 - Particolare del rafforzamento della parete esterna su retro e fianco.

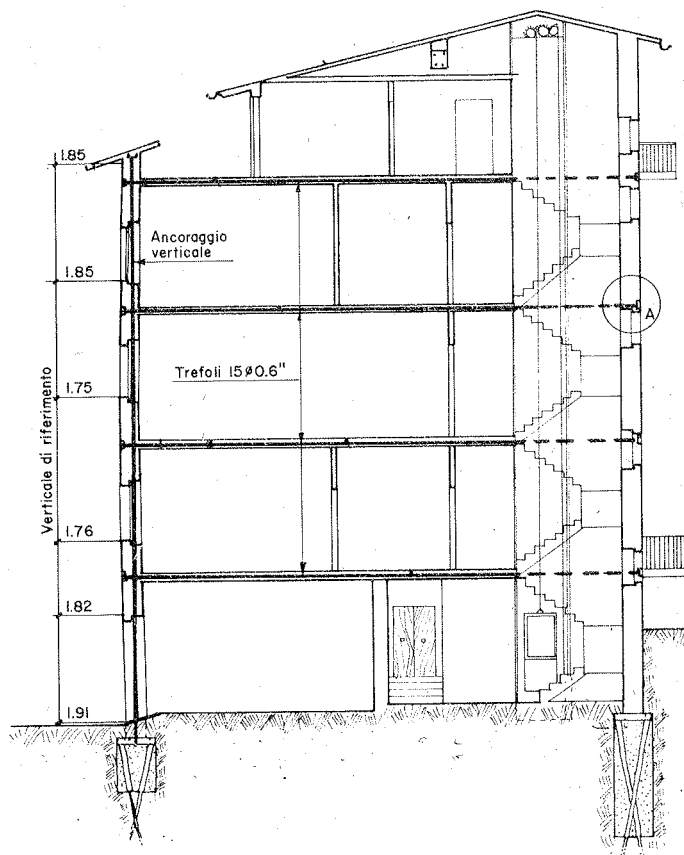
32 - Palazzo del Senato - Ancona: Particolare facciata e sezione delle fondazioni; rafforzamento con micropali.

L'intervento sulle fondazioni è stato eseguito a mezzo di micropali leggermente inclinati per ottenere un'adeguata cucitura delle opere fondali al terreno.

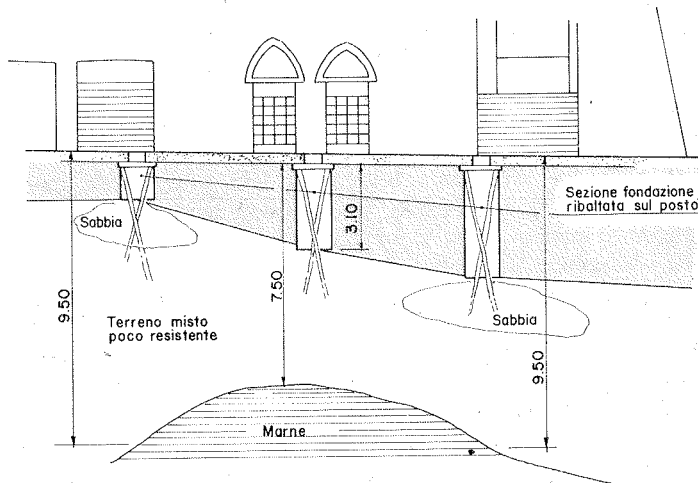
In elevazione si è intervenuti con microcuciture della parete esterna spanciata a mezzo di iniezioni di resine e con la introduzione in fori ottenuti con la tecnica già illustrata, di ferri di acciaio ad aderenza migliorata.

(*) Progetto dell'Ing. Paolo Beer.

(*) Progetto dell'Ing. Paolo Beer.



30 - Palazzo del Senato - Ancona: Sezione trasversale; rafforzamento della parete esterna.

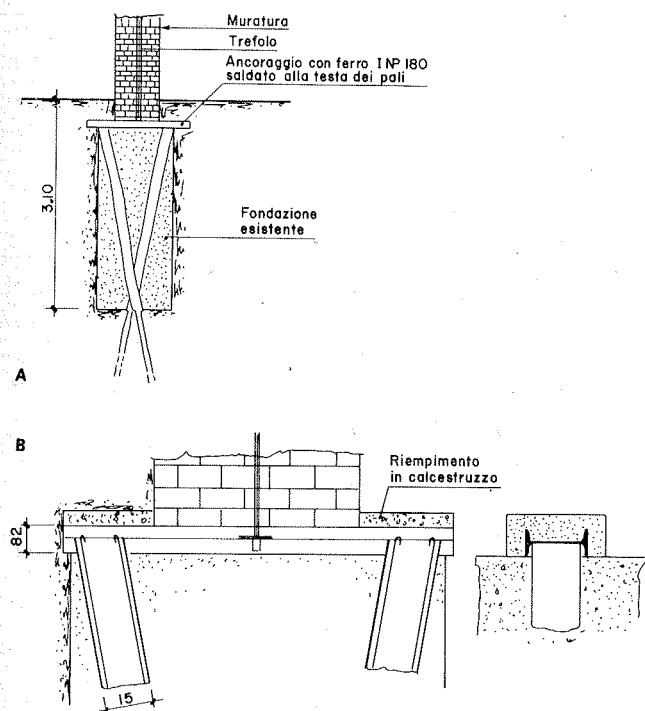


La messa in tensione di cinque trefoli verticali ancorati in alto ed al livello delle fondazioni ha consentito poi di rafforzare l'omogeneizzazione dell'opera.

Gli impalcati sono stati fasciati con ferri a C ed aggan- ciati alle strutture portanti verticali mediante trefoli di cucitura orizzontale.

5.2. Seminario vescovile - Urbania (*)

Un caso particolare di restauro si è affrontato nel rafforzamento di alcuni pilastri in muratura del Seminario



33 - Palazzo del Senato - Ancona: A - Fondazioni, sezione del rafforzamento con micropali; B - Particolare della fondazione.

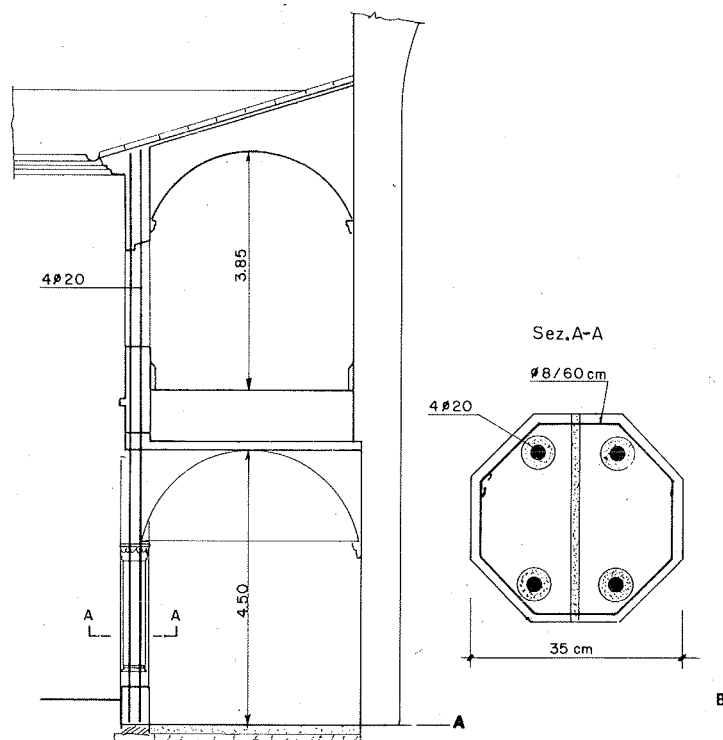
Vescovile di Urbana. Interventi successivi nel tempo avevano tamponato con pareti portanti dei pregevoli archi in muratura poggianti su pilastri pure in muratura e che costituivano un porticato su corte interna dell'edificio.

La Soprintendenza ai Monumenti di Ancona ha richiesto che nel restauro venissero eliminate le strutture di tamponamento e si ripristinasse la struttura originaria formata appunto da pilastri in muratura ed archi.

I pilastri, di pianta ottagonale con dimensione massima cm 36 sono formati di due soli mattoni di metà ottagono ciascuno per ogni corso e legati con malta di calce idraulica. Verificato il carico sovrastante si è rilevata una sollecitazione a compressione di ben 36 Kg/cm^2 . Il rafforzamento si è eseguito con perforazione dall'alto (del tetto) e inserimento di quattro barre d'acciaio (fig. 34) e con la cerchiatura del pilastro ad ogni corso di mattoni (8-9 cm) con una staffa $\varnothing 6$ di forma esagonale ricoperta da 1 cm circa di malta.

Da ultimo si è iniettato cemento a pressione additivato con resine. L'esecuzione dell'opera è stata preceduta da prove di laboratorio tese a verificare su campioni l'aumento della portanza delle murature. Si sono ottenuti coefficienti di sicurezza alla rottura di circa 2 e 5 rispettivamente per le murature sulle quali non si era o si era intervenuti con le descritte opere di risanamento.

Catene in trazione opportunamente ancorate nelle murature eliminano poi le spinte prodottesi al livello del tetto, alle quote di imposta degli archi ed assicurano una continuità tra murature esterne e quelle trasversali interne.



34 - Seminario Vescovile - Verbania: A - Porticato; B - Particolare pilastro - rafforzamento con armatura verticale, iniezione di cemento e resine, staffatura ad ogni corso di mattoni.

5.3. Basilica della Santa Casa - Loreto (6)

Il restauro è limitato ai lavori di riparazione e rafforzamento del campanile della Basilica, richiesti sia per il deterioramento dovuto ad agenti atmosferici, sia per fronteggiare gli effetti del vento e del sisma.

L'intervento interessa sia la cuspide che il rafforzamento dei pinnacoli di base della cuspide stessa.

Il maggior problema, riguardo la cuspide, era costituito dalla sostituzione del perno di sostegno della croce, della bandiera e della sfera in rame.

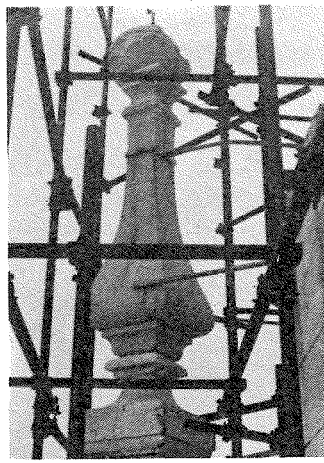
Si è operata l'introduzione di un tubo ad anima interna piena che permette di operare i necessari incastri e le dovute saldature.

Il ripristino del basamento in pietra della sfera è stato ottenuto assemblando con resine i pezzi componenti ed eseguendo delle microcuciture variamente dirette lungo la parte superiore della cuspide.

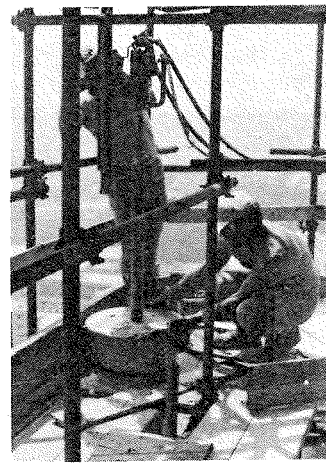
A circa 45 m dal suolo il campanile presenta un ripiano a terrazza sull'intero contorno, sulla balaustra del quale si trovano 8 pinnacoli in pietra alti circa m 3,50. Questi pinnacoli di forma molto elegante erano sostenuti da grappe in ferro che li collegavano al campanile. A causa della ruggine le grappe costituivano un ancoraggio poco sicuro ed architettonicamente apparivano come elemento esterno deturpante.

In vari punti i conci di pietra erano lesionati e tra

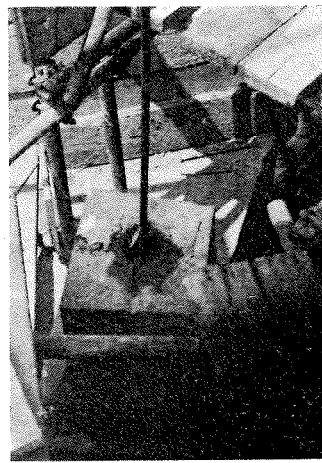
(6) Progetto dell'Ing. Paolo Beer.



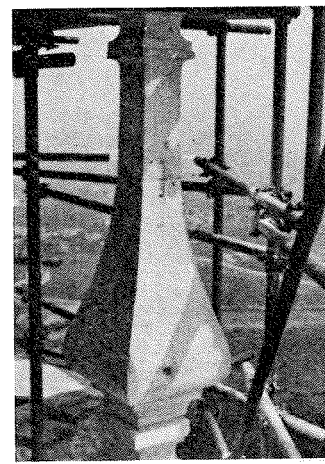
35



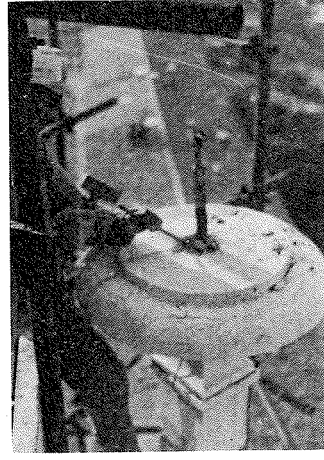
36



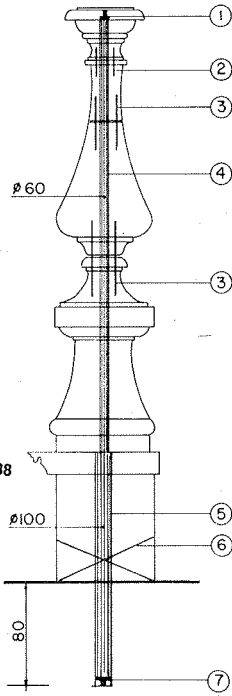
39



40



37



38 - Basilica della S. Casa - Loreto: Particolare campanile - rafforzamento pinnacolo. Legenda: 1 - Cunei in acciaio e piastra di ferro 60×6 mm; 2 - 4 barre di ottone filettato $\varnothing 6$; 3 - 4 barre di ottone filettato $\varnothing 8$; 4 - Trefolo $\varnothing 16$ con guaina e foro $\varnothing 60$. Il foro è intasato con cemento e resine; 5 - Trefolo sguainato e foro $\varnothing 100$. Il foro è intasato con calcestruzzo additivato con resine; 6 - Fori con barre inox $\varnothing 12$ iniettati con cemento; 7 - Piastra in ferro da 100×6 e cunei in acciaio.

loro mal collegati. Previo un carotaggio eseguito dall'alto lungo l'asse del pinnacolo si sono smontati i vari pezzi e ricomposti con barrette di ottone filettato di collegamento. Si è poi inserito nel foro centrale un trefolo con guaina (fig. 39), opportunamente ancorato nella massa muraria sottostante, tramite cunei in acciaio. Infine dopo aver iniettato cemento e resine a riempimento del foro, si è posto in tensione il trefolo. La trazione si è calcolata in funzione della spinta orizzontale cui può essere soggetto il pinnacolo per vento e sisma, tenendo conto della resistenza a compressione della pietra, delle variazioni termiche, nonché del rilassamento, ritiro, attrito ecc.

Da tutte le verifiche si è ottenuto un carico massimo sulla pietra di circa 30 Kg/cm^2 .

35 - Basilica della S. Casa - Loreto: Campanile; particolare del pinnacolo prima del rafforzamento; 36 - Basilica della S. Casa - Loreto: Campanile; particolare dei pinnacoli - perforazione; 37 - Basilica della S. Casa - Loreto: Campanile; particolare del pinnacolo - rafforzamento con trefoli; 39 - Basilica della S. Casa - Loreto: Rafforzamento del pinnacolo con trefolo; 40 - Basilica della S. Casa - Loreto: Campanile; pinnacolo dopo il rafforzamento e l'eliminazione delle graffe esterne.

Operato il restauro statico, tutte le superfici in pietra sono state ripulite, stuccate nei giunti e trattate con resine trasparenti impermeabilizzanti.

5.4. Museo Regionale delle Marche (ex Palazzo Ferretti) - Ancona (7)

Il rilievo architettonico ha mostrato che l'edificio è costituito da una costruzione poggiante su vecchie muraure sia a livello di fondazione che per la prima elevazione.

Il terremoto del 1972 ha provocato danni preoccupanti soprattutto nell'intersezione dei muri di spina con quelli esterni ed in corrispondenza delle strutture ad arco, anche per la mancata omogeneità e continuità strutturale.

La presenza di un cunicolo sotterraneo e di una falda d'acqua al livello delle fondazioni, benché risultate profonde e in ottimo stato, ha richiesto la formazione di un reticolo di micropali di cunicura per rafforzare le fondazioni e deviare le acque.

Gli impalcati sono stati delimitati da cordoli ottenuti mediante 4 trefoli, correnti in fori preventivamente eseguiti, e successivamente tesi, ottenendo ai bordi dei cavi, a mezzo di opportune piastre di ancoraggio, sollecitazioni di soli 5 Kg/cm^2 .

In presenza di aperture, l'interruzione dei trefoli è stata compensata da telai in ferro riquadranti le finestre, oppure, per grandi aperture, con telai piani costituiti da cordoli analoghi a quelli ricorrenti ai bordi del solaio.

Il ripristino della continuità angolare, nell'intersezione dei muri di spina con quelli perimetrali, è stato ottenuto impiegando barré $\varnothing 30$ ad aderenza migliorata, centrate nei fori per mezzo di idonee spiruline in acciaio, e quindi ricoperte con l'immissione di calcestruzzo e resine.

Particolarmente interessante è stato l'intervento su un solaio di 10 m di luce che era sostenuto da travi principali in

(7) Progetto dell'Ing. Paolo Beer.

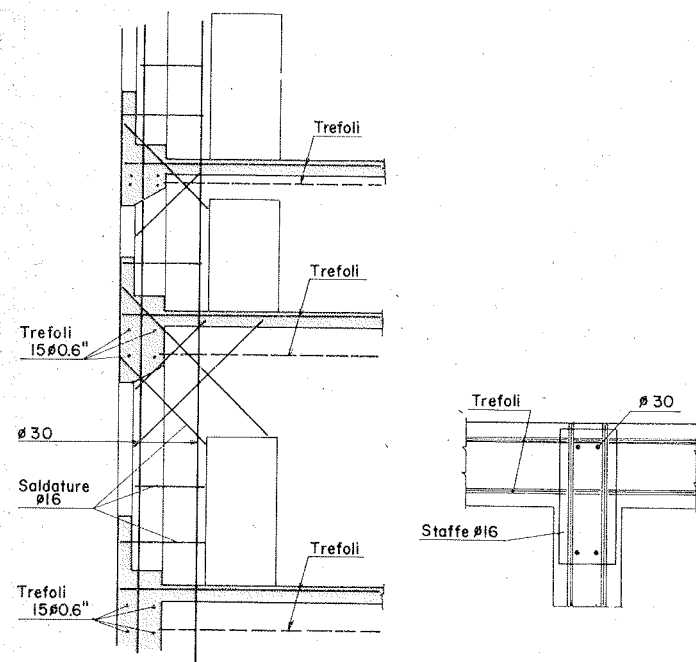
legno, coppie di IPE 330 che utilizzando punti in cui il cassettonato inferiore si abbassa, hanno costituito gli elementi irrigidenti dell'insieme. Con vari collegamenti trasversali e una soletta superiore si è data monoliticità all'insieme.

Si è così potuto realizzare una struttura a sostegno del pavimento del tutto indipendente da quella a sostegno del soffitto sottostante.

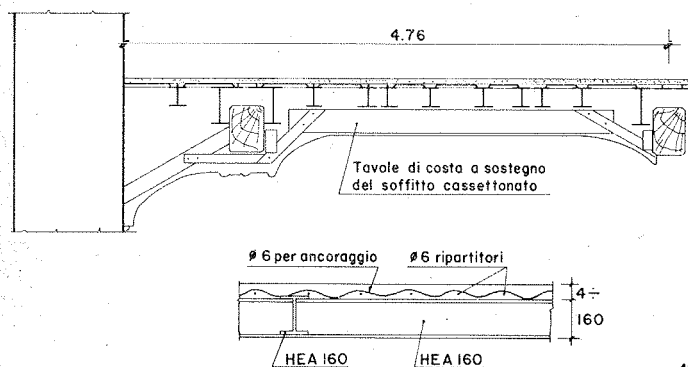
5.5. Chiesa di San Pellegrino in Ancona (8)

La Chiesa di S. Pellegrino è un edificio a pianta circolare sul cui perimetro si aprono 4 grandi archi a tutto sesto uguali e disposti simmetricamente sui 4 lati, che costituiscono: l'ingresso, i due altari laterali e l'altar maggiore. A loro volta gli archi reggono il tamburo su cui poggia la cupola parabolica con lanternino centrale.

L'effetto del terremoto è stato particolarmente vistoso in corrispondenza degli archi che delimitano gli altari e l'ingresso. Varie lesioni si sono pure riscontrate sul tamburo, sotto l'imposta della cupola e sul lanternino collocato al di sopra della cupola stessa.



41



42

41 - Museo regionale delle Marche ex Palazzo Ferretti - Ancona: Lavori di rafforzamento e particolare della sezione verticale e pianta di incrocio murature; 42 - Museo regionale delle Marche ex Palazzo Ferretti - Ancona: Lavori di rafforzamento e sostituzione del solaio in legno con solaio in ferro e tavole; 43 - Chiesa di San Pellegrino - Ancona: Sviluppo verticale e sezione del tamburo centrale, rafforzamento degli archi e tamburo.

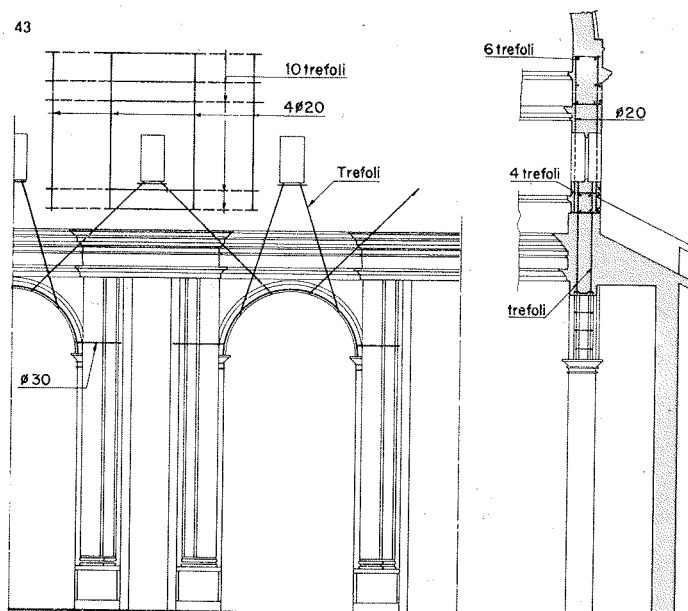
legno da 30 x 40 cm ad interasse di 3,50 ml circa, su cui poggiavano travi secondarie in legno 13 x 16.

Le stesse travi principali sostenevano anche un monumentale soffitto a cassettoni del piano sottostante.

I forti carichi che tale solaio doveva sostenere, trattandosi di sala di esposizione, rendevano precaria la situazione statica anche in considerazione delle sollecitazioni sismiche ed inoltre le variazioni di carico sul solaio potevano provocare danni all'artistico cassettonato sottostante.

L'intervento si è eseguito eliminando le travi secondarie ed utilizzando lo stesso spazio per ordire parallelamente alle travi principali in legno un nuovo solaio in ferro indipendentemente da queste (fig. 42). Disponendosi però di soli 16 cm di altezza, le travi in ferro HE 160 davano, sulla luce di 10 m, una freccia eccessiva; si è provveduto allora a disporre in corrispondenza delle travi in

43



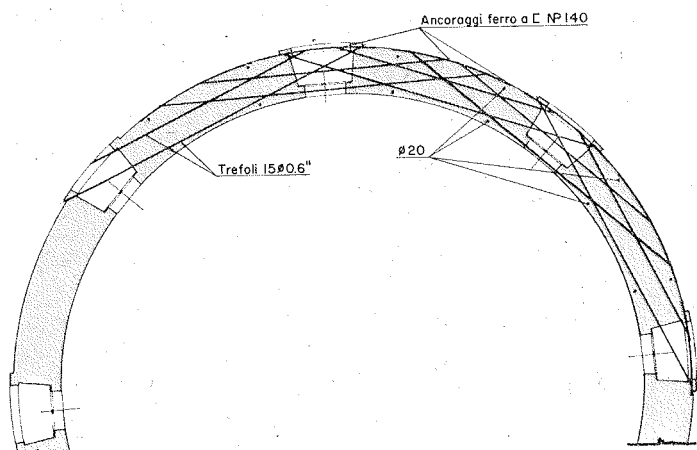
I sondaggi sulle pareti portanti hanno rilevato ovunque murature in mattoni di buona consistenza. I sondaggi alle fondazioni hanno rivelato invece una situazione dell'interrato che si può definire caotica.

In alcuni casi ai sondaggi si sono fatti seguire degli scavi che hanno portato alla luce costruzioni più antiche in parte riempite ed in parte ancora vuote: vecchie cisterne, stanze e cantine intersecantisi in vario modo.

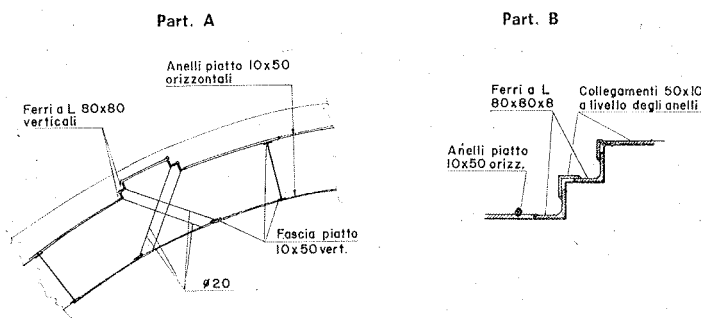
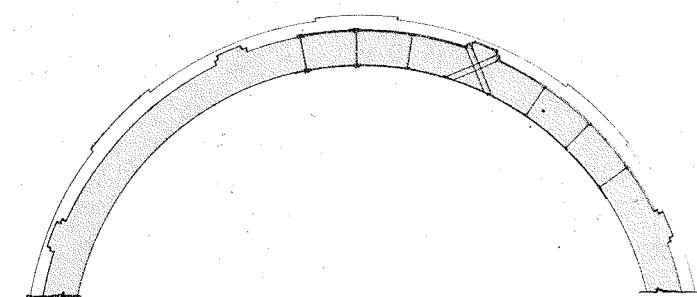
Tuttavia le lesioni riscontrate sulle pareti portanti non sembravano attribuibili a cedimenti di fondazione e, pure nell'intrico delle murature sovrapposte e dei vari vuoti rilevati, le murature poggiano su di una buona marna compatta.

L'intervento si è programmato quindi esclusivamente per

(8) Progetto dell'Ing. Paolo Beer.



44 - Chiesa di San Pellegrino - Ancona: Pianta tamburo centrale; rafforzamento con poligonale di trefoli.



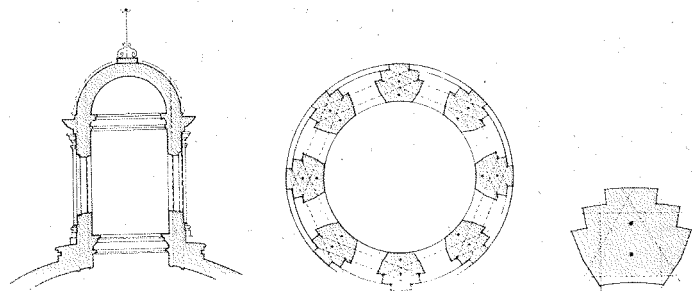
45 - Chiesa di San Pellegrino - Ancona: Cupola; pianta e rafforzamento con doppia gabbia in ferro.

rafforzare la parte superiore, in particolare gli archi sopra gli altari, il tamburo e la cupola (figg. 43 e 47).

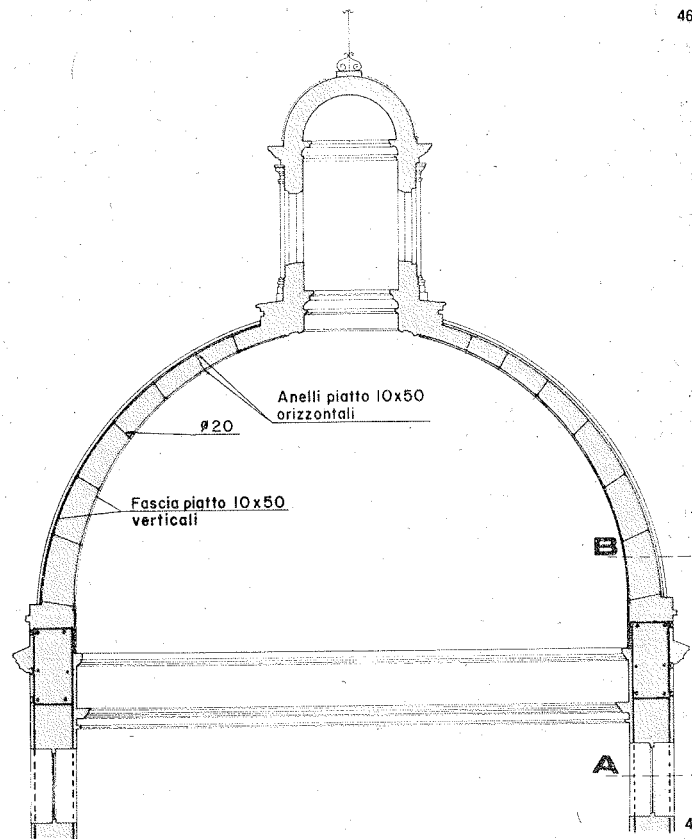
Gli archi sono stati rinforzati con ferri a C curvati secondo la sagoma degli archi stessi e cuciti con trefoli che partono dalle finestre poste a metà del tamburo, secondo differenti direzioni oblique intersecantisi. Si è formato così un reticolo che può agire sia in senso radiale che verticale.

Sempre con trefoli sono state eseguite, ai vari livelli del tamburo, cerchiature costituite da poligonali contenute entro le murature stesse ed attestantisi su elementi di ferro a C in modo che sullo stesso elemento potessero trovare ancoraggio trefoli le cui trazioni si compensassero tra loro.

Le varie cerchiature si sono poi staffate ogni 2,00 ml circa.



46



47

46 - Chiesa di San Pellegrino - Ancona: Lanterna; 47 - Chiesa di San Pellegrino - Ancona: Cupola; sezione verticale, rafforzamento con doppia gabbia in ferro.

Terminata la posa in opera dei trefoli ed eseguita la iniezione di malta di cemento e resine nei fori, si è proceduto alla tesatura dei cavi in modo graduale con diverse passate successive tali da non provocare squilibri.

La tesatura massima di ogni trefolo è stata di 2000 Kg.

La cupola è stata rinforzata con una ingabbatura doppia (esterna ed interna) di ferri piatti con rinforzi di angolari in corrispondenza delle costole interne. Le due gabbie sono state cucite tra loro in corrispondenza di tutti i nodi.

Il lanternino infine si è rinforzato con microcuciture lungo i pilastri ed ancoraggi verticali sino alla sommità della volta (fig. 46).

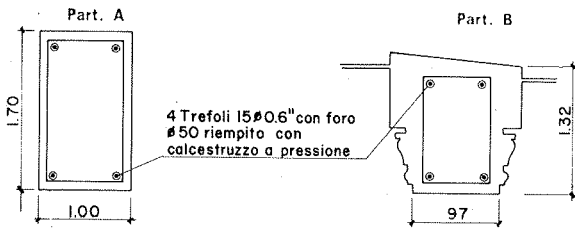
La cupola era impermeabilizzata con lastre di rame che sono state smontate e recuperate. Tutte le armature di rinforzo si sono quindi dovute mettere leggermente in traccia in modo da poter riutilizzare le stesse lastre di rame per rifare l'impermeabilizzazione.

5.6. Chiesa di San Francesco alle Scale in Ancona ⁽⁹⁾

La chiesa di San Francesco alle Scale in Ancona ha pianta a croce romana e l'intervento si è limitato alla zona dell'abside in cui si sono verificate varie lesioni causate dal sisma.

Due grandi archi a strutture sovrapposte reggono inferiormente la soffittatura in cannucciata e gesso e superiormente il tetto con orditura in legno e manto in coppi.

Internamente all'arco inferiore si è costruita con gruppi di 4 trefoli una poligonale tale da ridare continuità all'arco stesso, mentre le colonne in muratura sono state ricucite



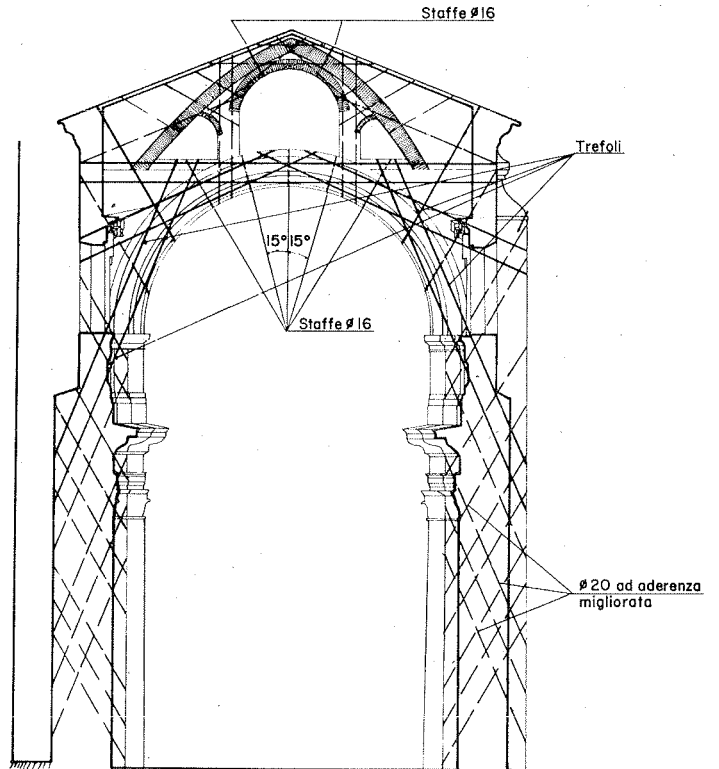
48 - Chiesa di S. Francesco alle scale - Ancona: Sezione verticale longitudinale del rafforzamento degli archi e della parete esterna dell'abside.

con barre d'acciaio ad aderenza migliorata e iniezioni di cemento (fig. 49).

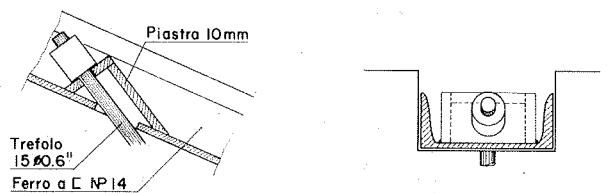
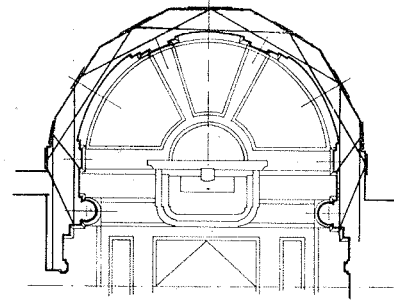
Anche la parete a pianta semicircolare che delimita l'abside è stata ricucita con una poligonale formata sempre con trefoli leggermente tesi.

Il confronto degli interventi di cui ai punti 5.5 e 5.6 mostra che per una diversa situazione statica e di conformazione dei due edifici, nella chiesa di S. Pellegrino si è eseguita la centinatura in ferro dell'arco e la si è ancorata

⁽⁹⁾ Progetto dell'Ing. Paolo Beer.



49 - Chiesa di S. Francesco alle scale - Ancona: Sezione verticale sull'arco dell'abside e rafforzamento dell'arco.



50 - Chiesa di S. Francesco alle scale - Ancona: Pianta dell'abside; lavori di rafforzamento della parete esterna semicircolare e particolari d'ancoraggio.

al tamburo sovrastante a sua volta cerchiato, mentre nella chiesa di S. Francesco alle Scale il rafforzamento dell'arco si è eseguito con una poligonale interna senza centine. Tutti questi interventi non lasciano alcuna traccia esterna e quindi consentono un perfetto restauro all'edificio monumentale.

5.7. Chiesa di San Ciriaco in Ancona ⁽¹⁰⁾

La chiesa è costituita da una parte centrale delimitata da 4 colonne su cui s'impostano i 4 archi destinati a reg-

⁽¹⁰⁾ Progetto dell'Ing. Vittorio Guidi.

gere il tamburo quadrato su cui si eleva la cupola a base decagonale a sezione ogivale. Da questa zona centrale partono quattro « braccia » a tre navate della croce greca.

L'analisi delle deficienze statiche ha evidenziato:

a) lesioni sulle pareti delle navate in prossimità degli arconi di sostegno delle cupole;

b) lesioni sulla muratura al di sopra degli archi delle navate;

c) lesioni sulle zone d'imposta degli archi e alla base delle colonne;

d) scivolamento dei puntoni del tetto e caduta dalle falde delle navate laterali di pianelle;

e) fuori-piombo del timpano della facciata principale e dell'abside del « braccio » di sinistra;

f) accentuazione del dissesto del portale del portico.

Le lesioni del tipo a) hanno un andamento a 45° verso i pilastri, palesando in tal modo un cedimento non imputabile al terreno (marna compatta) ma solo al vecchio plinto di fondazione della colonna.

Tale dado di fondazione si presentava mal cementato e racchiuso, in parte, entro pareti di c.a. erette dopo l'esecuzione di scavi archeologici.

Proprio la presenza di questi reperti archeologici ha complicato l'intervento sulle fondazioni.

Per superare tale difficoltà si è pensato di agire sulla ristretta zona lasciata libera tra la base della colonna (140 × 140 cm) e il dado di fondazione (200 × 200 cm), inserendo 10 pali armati inclinati con perforazione a rotazione e getto di calcestruzzo mediante un tubo Ø 13 cm e costipamento ad aria compressa.

Si è così ottenuto un rafforzamento del materiale incoerente in cui era formato il plinto.

Pali del tutto simili sono stati usati per le quattro colonne adiacenti ai pilastri della cupola.

Il collegamento dei 4 bracci di cui risulta formata la chiesa, è stato ottenuto mediante l'inserimento di travi rigide in c.a. poste al di sopra del piano di gronda della navata centrale dalle quali scendono con inclinazione a circa 45° alcuni tiranti aventi la funzione di assorbire le spinte degli archi delle navate.

Le pareti della Chiesa, costituite da muratura in pietra a vista, sono del tipo a sacco e pertanto hanno necessitato di un mutuo collegamento (muro interno con quello esterno) operato mediante trecce di acciaio inserite in appositi fori, messe in tiro; iniettate e successivamente, a getto

rappreso, tagliate in modo del tutto simile alle strutture pretese.

La facciata principale costituita da un timpano di notevole altezza, presentava un fuori piombo dovuto anche all'azione del vento.

Per sopperire a questa deficienza statica si è fatto uso di corde in acciaio disposte eccentricamente in modo da compensare il fuori piombo.

L'ancoraggio di tali corde è stato effettuato in sommità ed alla base su di un cordolo all'altezza dei pali.

Per effetto della leggera rotazione della parete del timpano, il rosone centrale presentava vaste lesioni tali da rendere necessaria la ricostruzione della cerchiatura.

Onde ottenere un effettivo scarico delle murature tale cerchiatura è stata realizzata tramite due conici gettati in opera e successivamente collegati dopo essere stati messi in forte contrasto mediante martinetti idraulici.

La cupola in muratura presentava le costole in parte slegate dagli spicchi deformati a circa 90 cm dalla base con uno spostamento verso l'esterno di 5 cm. Nella sommità la muratura era completamente slegata.

La cupola è formata da dodici spicchi cilindrici del tipo a cuspide, funzionando ogni spicchio in parte come arco e in parte come volta a botte che scarica il proprio peso sulle costole.

La verifica statica della cupola eseguita per la striscia massima di uno spicchio considerato come arco rampante ha mostrato che la linea delle pressioni fuoriesce dal terzo medio evidenziando perciò zone tese al vertice della cuspide.

Di tanto si era tenuto conto nell'originaria costruzione gravando la sommità della cupola con il peso di un lanternino in muratura piena.

Tale accorgimento non è stato ritenuto sufficiente per la stabilità della cupola essendo la forza orizzontale sismica tanto più grande quanto maggiori sono le masse in gioco.

Pertanto per equilibrare le sollecitazioni esistenti si è eseguita una controcupola reticolare in acciaio, formata da due elementi separati, uno in basso collegato all'anello di base costituito da c.a. con cavi pretesi, ed uno in alto appoggiato sulla sommità del primo. Da quest'ultimo elemento superiore si dipartono una serie di corde d'acciaio che essendo tenute lontane dalla cupola e dalla struttura reticolare, caricano la parte terminale della cupola di quel tanto necessario per l'equilibrio, mentre una serie di tiranti mettono in trazione le zone della cupola in cui la linea delle pressioni fuoriesce dal nocciolo.

BIBLIOGRAFIA

AMOROSO G.G.: Consolidation et protection des pierres au moyen de produits minéraux et de résines synthétiques - « Matériaux et constructions - materials and structures » n. 56 (marzo-aprile 1977) pagg. 91-97.

BARBARITO B.: Sul controllo delle lesioni nei fabbricati - Ingegneri (Anno VIII) n. 45 (mar.-dic. 1967) - Periodico dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli.

CALCESTRUZZO OGGI - Pubblicazione della Mac Master Builders, S.p.A., vol. 9 n. 2, (1977).

GIANGRECO E.: Considerazioni ed esempi sul restauro statico - Costruzioni in cemento armato - Studi e rendiconti vol. 9, Italcementi (1972) pagg. 55-81.

L'HERMITE R.: Use of bonding techniques for reinforcing concrete and masonry structures - « Matériaux et constructions -

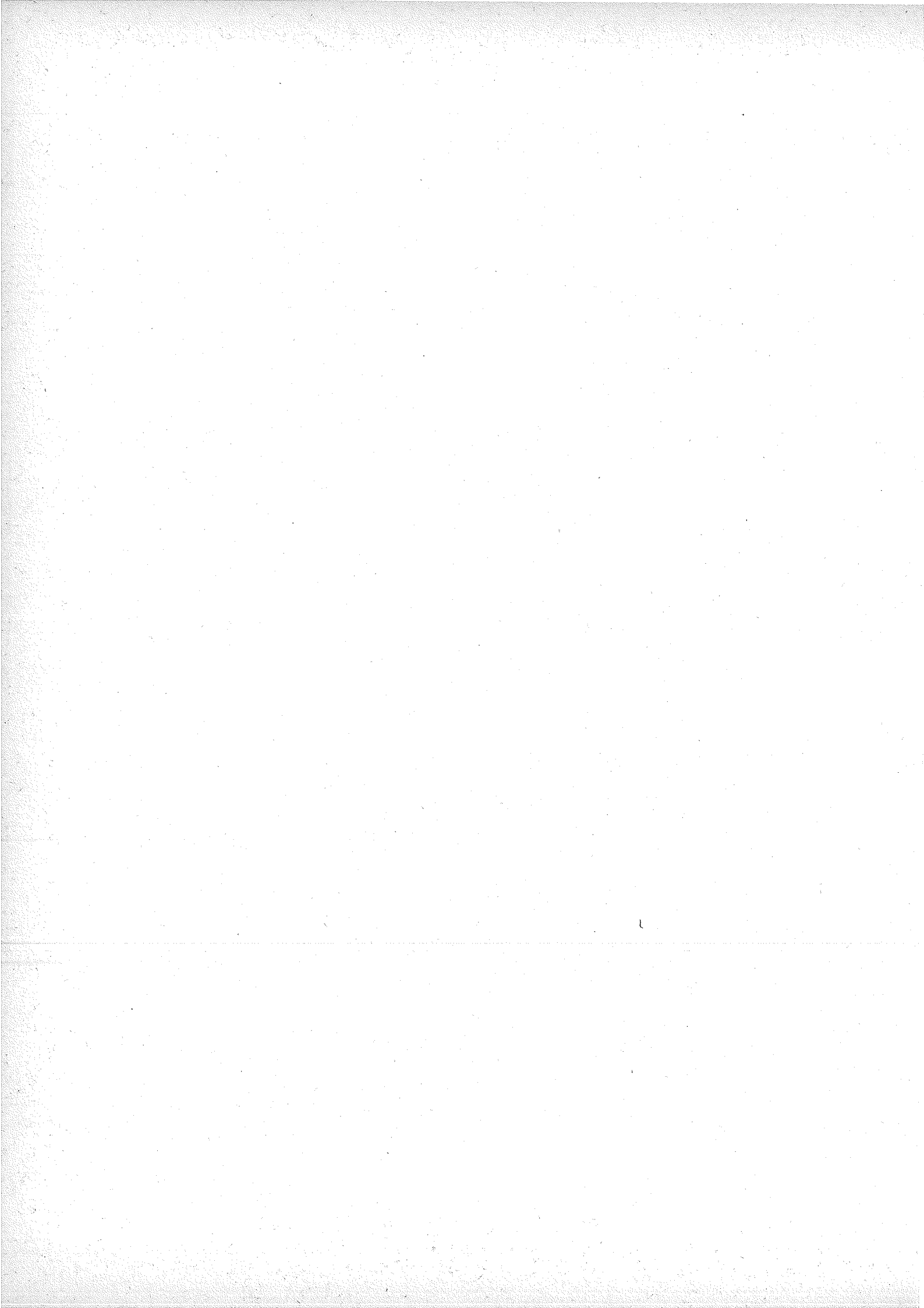
materials and structures » n. 56 (marzo-aprile, 1977) pagg. 85-89.
L'HERMITE R.G.: Technique ed application du béton plaqué - Costruzioni in cemento armato - Italcementi (1973) pagg. 99/115.

MASTRODICASA S.: Dissesti statici delle strutture in cemento armato: diagnosi e consolidamento - Corso in Perfezionamento c.a. - Fondazione Pesenti - Politecnico di Milano (Anno 1960-61).

PARRA G. - FANGI G.: Sugli interventi di ristrutturazione degli edifici con struttura portante in muratura - LIPE 2 (1977).

RODIO G.: Nuove tecniche di risanamento e di restauro di edifici e monumenti - Rivista Italiana di Geotecnica n. 1 (1971).

SCHNEIDER K.H. - EISEN W.: Sanierung einer offenen Kuppelhalle - Beton und Stahlbetonbau (maggio 1976) pagg. 120-123.



Esperienze pratiche sulle strutture in cemento armato e su altri materiali in rapporto al controllo delle fessure ed al comportamento nei riguardi delle deformazioni

Dott. H. Falkner (*)

1. INTRODUZIONE

In generale si pensa che le lesioni nelle strutture di cemento armato normale e precompresso siano il risultato di una cattiva esecuzione e di errori di analisi. Quindi, molti vedono nelle lesioni l'inizio di un dissesto ed esse appaiono un fatto allarmante, sebbene la durata e l'impiego della struttura non ne siano in realtà affatto compromessi. La lesione può avere un aspetto sgradevole come è dimostrato nella figura 1 (muro in calcestruzzo) dove l'ampia lesione, dovuta al ritiro ed all'effetto della temperatura, non influenza la sicurezza, ivi compreso il pericolo di corrosione. Le lesioni vengono accettate solamente se si tratta di fenomeni capillari, di ampiezza fino a 0,2 o 0,3 mm.

Nella vita di ogni giorno le lesioni si vedono frequentemente non solo nelle strutture in cemento armato, ma anche in altri materiali, come è dimostrato nelle figure da 2 a 5.

Le crepe superficiali nella terra di un giardino sono anche esse la conseguenza di un fenomeno di ritiro dovuta a perdita d'acqua e queste crepe spariscono con un'aggiunta sufficiente di acqua. L'antica strada romana (fig. 3) non mostra lesioni, poiché la spaziatura fra le pietre è strettissima e l'effetto del ritiro non darebbe luogo a lesioni visibili.

La lesione nella tavola di legno alla fig. 4, contrariamente a quanto avviene nel muro in calcestruzzo, non

pone di solito problemi poiché tali lesioni sono previste ed accettate. Ciò vale anche per gli edifici storici (fig. 5), dove tali lesioni danno persino un senso di antico alla struttura.

2. CAUSA DELLA FORMAZIONE DELLE LESIONI

Le lesioni si formano quando si supera la resistenza a trazione di un materiale. Tensioni di trazione si verificano o per effetto di un carico esterno o per effetto di deformazioni di accorciamento impedito, di origine termica, di ritiro o di cedimenti.

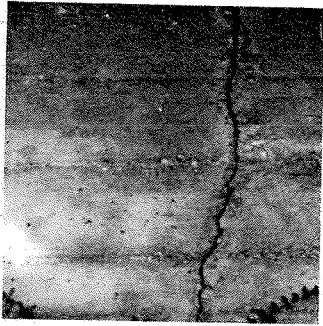
L'ampiezza delle lesioni dipende da diversi parametri. Considerando il ritiro e le fessurazioni superficiali del suolo si può osservare nelle figg. 6, 7, 8 come l'ampiezza delle lesioni dipenda principalmente dalle dimensioni delle zone non lesionate e dal grado di evaporazione.

E' quindi compito dell'ingegnere minimizzare la distanza fra le lesioni, disponendo una quantità di armatura adeguata ad assicurare una uniforme distribuzione dell'ampiezza totale delle lesioni.

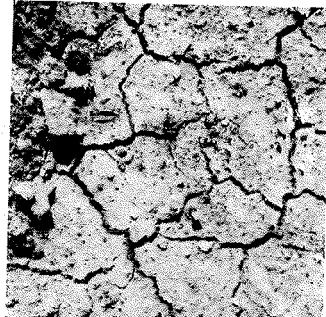
Nella figura 9 abbiamo un tronco d'albero rinforzato da un anello di ferro e si vede chiaramente che tale anello non è sufficiente ad impedire lo sviluppo di una lesione ampia ed importante.

L'esperienza di Y. Goto [1] (fig. 10) mostra ciò che si verifica intorno ad una lesione, quando vengono impiegate armature ad aderenza migliorata nelle strutture in cemento armato. Elevate tensioni di aderenza portano a piccole lesioni interne dietro le nervature delle barre. L'ampiezza della lesione rimane piuttosto piccola perché il tratto

(*) Studio di Ingegneria Leonhardt und Andrä - Stoccarda (R.F.T.).



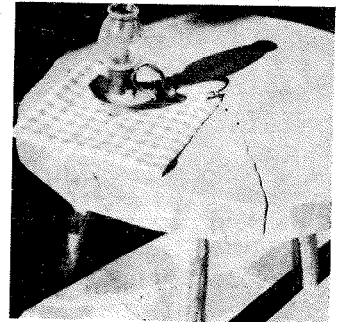
1



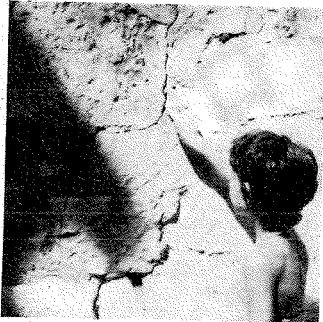
2



3



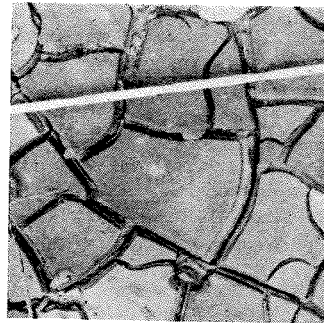
4



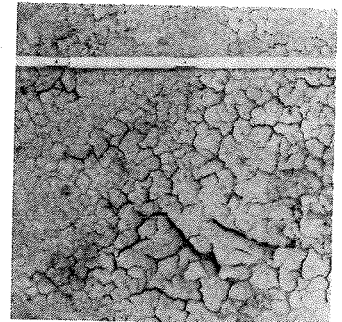
5



6



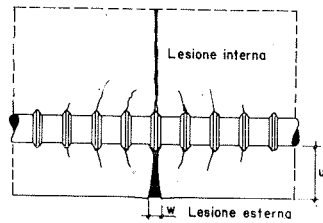
7



8



9



10

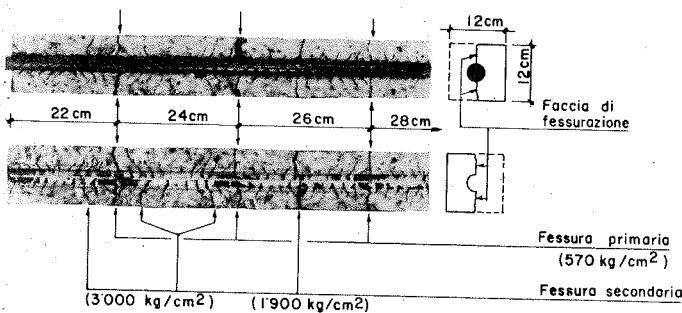
dove non vi è più aderenza è limitato ad una breve zona ai due lati della lesione.

Nel provino prismatico armato (fig. 11, Goto) soggetto a trazione pura, le lesioni principali si formano ad una distanza da 22 a 28 cm. Inoltre all'interno vediamo una quantità di piccole lesioni intorno alle nervature delle barre. Qui i piccoli denti in calcestruzzo non hanno resistito agli sforzi di incastro attraverso la loro resistenza flessionale, e quindi si sono manifestate anche lesioni secondarie.

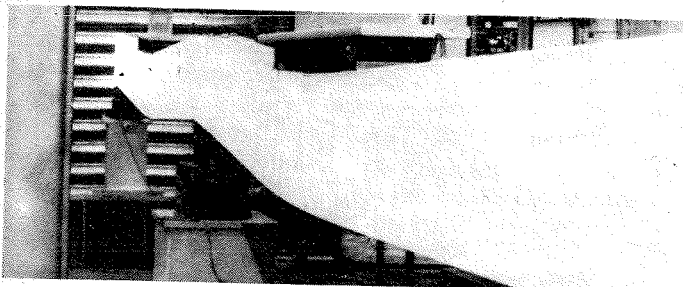
3. NORME FONDAMENTALI PER ANALIZZARE L'AMPIEZZA DELLE LESIONI

I principi per il calcolo dell'ampiezza delle lesioni sono tratti da risultati di molte prove effettuate in diversi paesi.

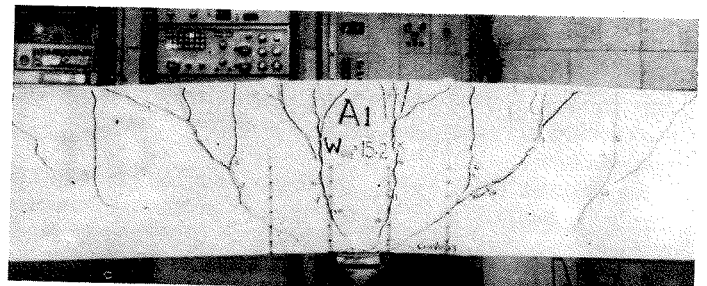
Le regole per l'analisi dell'ampiezza delle lesioni sono principalmente tratte da prove « a flessione » (figg. 12 e 13) ed in piccola parte da prove a trazione pura [2] nelle quali venivano variate la quantità ed il diametro delle barre di armatura. Nella trave a due luci di fig. 12 viene dimostrato che le strutture in cemento armato, quando ben progettate, sono molto duttili e lo sviluppo



11 - Posizione del nodo. I valori in parentesi indicano le tensioni dell'acciaio al momento della formazione della fessura.



12



13

dell'ampiezza delle lesioni rimane ampiamente nei limiti, almeno in superficie, se le barre sono poste a distanza ravvicinata (fig. 15). Tali strutture possiedono un'alta capacità di deformazione senza danni e quindi avranno comportamenti molto positivi per quanto riguarda le azioni sismiche.

Il C.E.B. nel 1977, basandosi su prove sperimentali ed analisi teoriche del fenomeno della fessurazione, dopo molti anni di discussione e di ricerche e sulla base del Bulletin d'Information n. 117 [3] ha definito le norme di progetto riguardo all'ampiezza delle lesioni.

La figura 16 mostra una curva idealizzata tensioni-deformazioni per un elemento in cemento armato ed una per barre di acciaio isolate. La distanza orizzontale fra le curve, indicata con $\Delta \epsilon_e$, rappresenta il contributo del conglomerato teso fra le lesioni, ed è conosciuto quale « effetto di irrigidimento nel conglomerato teso » [4].

La deformazione media ϵ_{sm} dell'elemento in cemento armato è stata definita da Falkner con la seguente equazione

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_e^{II} \left[1 - \left(\frac{\sigma_{s,r}}{\sigma_s^{II}} \right) \right]$$

dove

$\sigma_{s,r}$ = la sollecitazione dell'acciaio quando si verifica la prima lesione

σ_s^{II} = la sollecitazione dell'acciaio sotto il carico di esercizio.

La lunghezza di ancoraggio necessaria per trasmettere per aderenza lo sforzo dell'armatura al conglomerato corrisponde alla più piccola distanza fra due lesioni.

La configurazione fessurativa risultante è indicata come configurazione stabilizzata.

Questa lunghezza, cioè la distanza tra le lesioni, è stata tratta da prove sperimentali e può essere espressa mediante la:

$$l_{ir} = k_1(c, a) + k_2 k_3 \frac{\Phi}{\varphi_t \cdot e_f}$$

k_1 = dipende dalla entità del copriferro (c) e dalla distanza delle barre (a).

F. Leonhardt ha dato una derivazione dettagliata [6] [7].

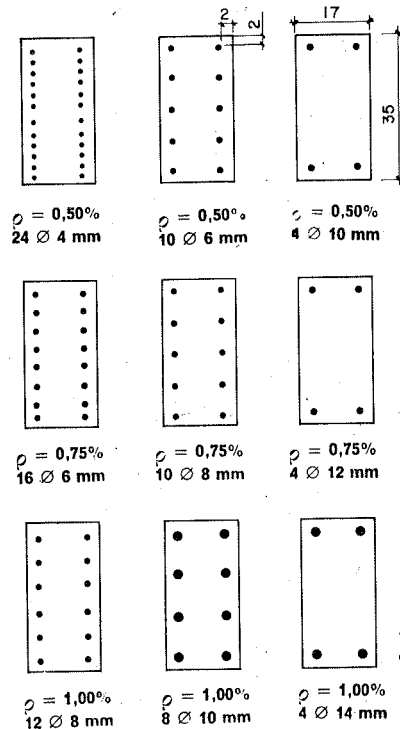
In pratica, il valore di k_1 è compreso fra 1,5 e $\sim 4,0$

k_2 = rapporto tra la resistenza a trazione del conglomerato e la sollecitazione media di aderenza sulla lunghezza di ancoraggio $k_2 = \frac{f_{ct}}{\tau_{av}} = 0,40$ per barre ad aderenza migliorata; $0,70 < k_2 < 0,80$ per barre lisce

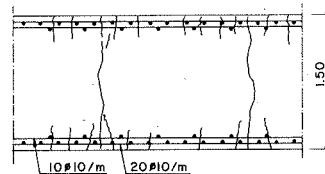
k_3 = tiene conto della distribuzione delle tensioni sulla sezione (fig. 17)

$k_3 = 0,253$ per trazione pura

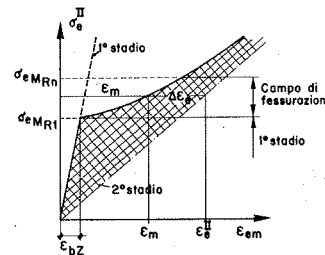
$k_3 = 0,125$ per flessione pura.



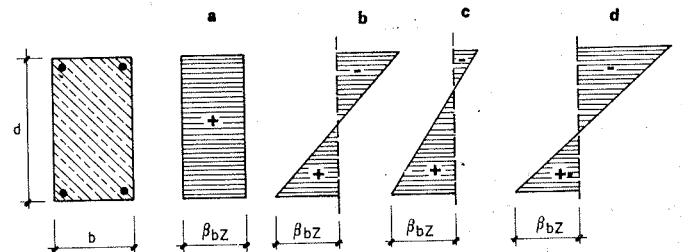
14 - Distribuzione dell'armatura negli esempi sperimentati.



15 - Fessurazione apparente di un muro in c.a., armato sulle facce, e soggetto a forze alternate.



$$\epsilon_{sm} = \epsilon_s \left[1 - \alpha \left(\frac{\sigma_{s,R1}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$



17 - a - Trazione centrata; b - Flessione semplice, stadio I; c - Tensioflessione; d - Pressoflessione.

La lunghezza di ancoraggio l_{tr} è proporzionale al diametro \varnothing della barra ed inversamente proporzionale alla percentuale di armatura ρ_{tel} presente in zona tesa.

Sulla base della curva tensioni-deformazioni (fig. 16) e delle equazioni (1) e (2), l'apertura media della lesione w_m può essere posta nella forma:

$$w_m = l_{tr} \cdot \epsilon_{sm} \quad (3)$$

$$w_{max} \approx w_{95} = k_4 \cdot w_m \quad (4)$$

Per ottenere la relazione fra apertura media ed il suo possibile massimo valore è necessario attribuire al « fattore di dispersione » k_4 valori opportuni dipendenti dalla variabilità della resistenza a trazione del calcestruzzo, dell'aderenza limite, ecc.

Si raccomandano i valori:

$k_4 = 1,4$ per trazione pura

$k_4 = 1,6$ per flessione pura.

Nella pratica professionale il calcolo della percentuale di armatura necessaria è semplificato dall'uso di diagrammi, che ne forniscono il valore dati il diametro e l'ampiezza ammissibile. Grafici di questo tipo sono riportati nelle figg. 18 e 19 per sezioni rettangolari in trazione semplice, flessione semplice e pressoflessione con asse neutro a se-

zione non fessurata distante $x_1 = 0,6 \cdot d$ dal lembo superiore ($d =$ altezza della sezione).

Per esempio, si possono ottenere dalla fig. 19 i risultati seguenti:

dati: $\varnothing 14$ mm, $w_{95} = 0,3$ mm

trazione pura: 0,8% di acciaio

flessione pura: 0,37% di acciaio

pressoflessione ($x_1 = 0,6 \cdot d$): 0,32% di acciaio.

4. ESEMPI DI STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO

4.1. Struttura di un edificio industriale realizzato in cemento armato senza giunti

Nel 1969 abbiamo avuto l'incarico di analizzare e progettare un vasto complesso industriale dove si prevedevano circa sei fondazioni in cemento armato (come appare nella figura 20), dove il livello medio dell'acqua era di circa 3,5 m sopra la base della struttura. Il livello massimo dell'acqua avrebbe potuto raggiungere i 6 m sopra il livello di base.

A parte le esigenze di tenuta, bisognava anche tenere presente l'elevata temperatura all'interno della struttura, a causa del calore prodotto dai macchinari per la produzione di acciaio.

A causa della forma molto irregolare delle strutture in pianta ed in sezione, era praticamente impossibile prefabbricare la struttura.

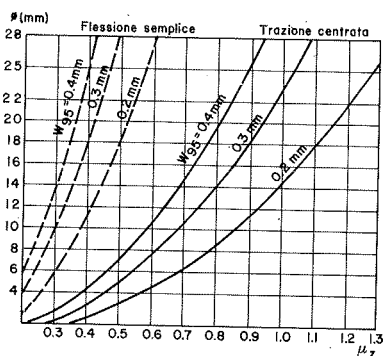
Dopo lunghe discussioni e confronti con altre soluzioni alternative, fu deciso di costruire la struttura in cemento armato senza giunti di espansione, con lunghezze esterne fra i 30 ed i 40 m.

Durante la costruzione il livello dell'acqua venne abbassato per mezzo di pompe, per rendere possibile la costruzione all'asciutto.

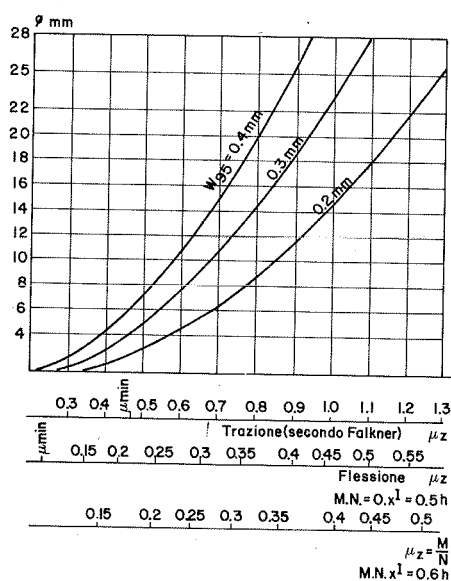
Nonostante la struttura irregolare fu deciso di adottare per le pareti e per i solai, uno spessore uniforme di 50 cm [8].

L'armatura proposta era una rete di basse nervature 16 mm, con una spaziatura di 12,5 cm (fig. 21). La qualità dell'armatura impiegata si basava su risultati di prove effettuate all'Università di Stoccarda [2].

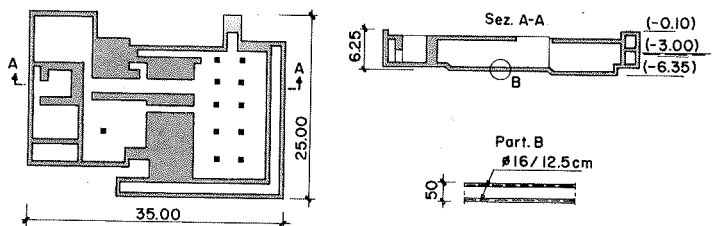
Come appare nella figura 18, la percentuale di acciaio necessaria per trazione pura in barre di diametro $\varnothing 16$ e $w_{95} = 0,2$ mm, sarebbe stata dell'1,05%. Per la flessione semplice invece, una percentuale dello 0,47% è sufficiente. Essendo la sollecitazione nella struttura, una



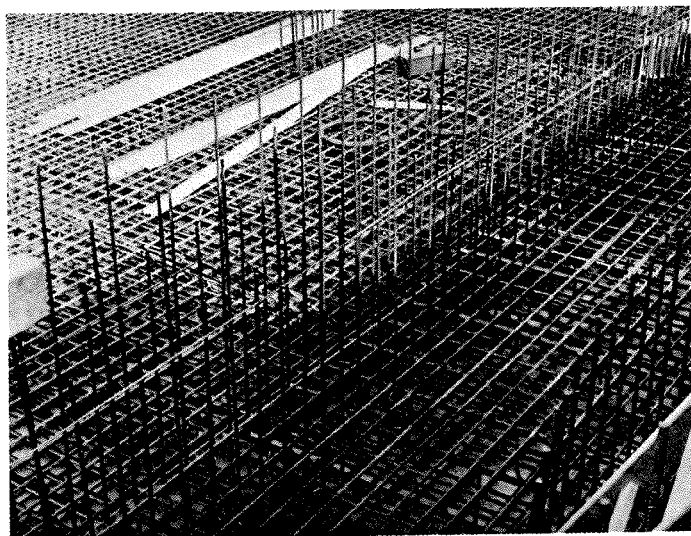
18



19



20 - Pianta, sezione e armatura di fondazione di macchine per un laminatoio.



21

combinazione fra la tensione pura e la flessione, un valore intermedio risultò opportuno e fu assunto lo 0,7%.

L'ampiezza massima della lesione rilevata all'interno di tutte le 6 strutture, risultò inferiore a 0,15 mm. L'intero edificio è attualmente in funzione da più di 7 anni e dimostra che la completa tenuta d'acqua di una struttura in cemento armato può essere raggiunta, quando si assumono limiti dell'ampiezza della lesione dell'ordine $w \leq 2$ mm.

Il costo delle strutture in cemento armato normale fu del 30% inferiore a quello previsto per un progetto in cemento armato precompresso e circa del 35% inferiore a quello previsto per strutture con adeguati sistemi di isolamento.

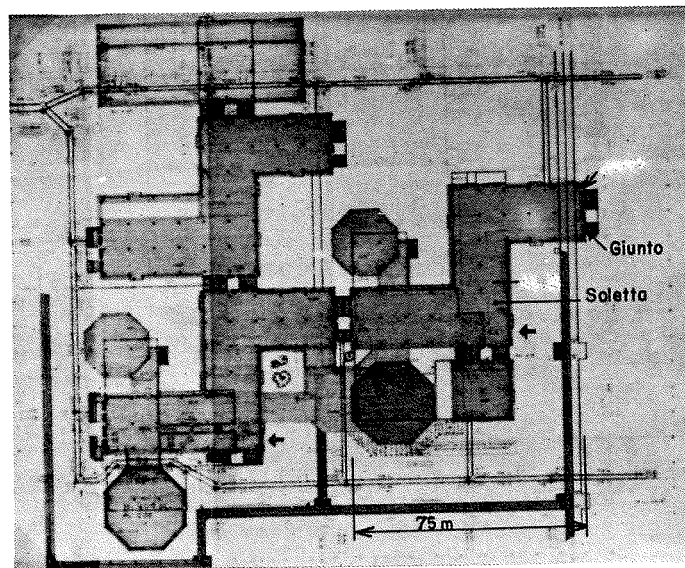
4.2. Edifici universitari con giunti a espansione ad una distanza di circa 75 m

Le figure 22 e 23 mostrano il progetto di edifici dell'istituto a forma di Z e una veduta delle strutture erette nel 1976 in un complesso universitario di Stoccarda.

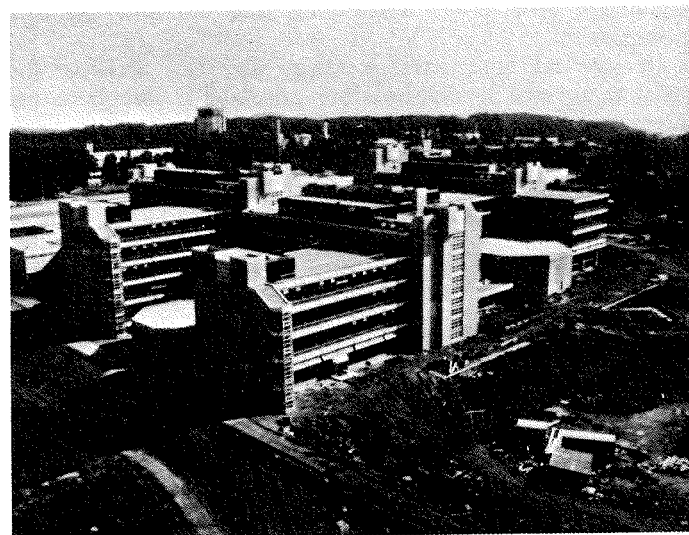
La struttura è in c.a. e consiste in solette piene sorrette da pilastri a fungo secondo una maglia costante di metri $7,20 \times 7,20$.

La distanza dei giunti di dilatazione è stata portata a ~ 75 m, il che conduce ad un sistema statico economico poiché si hanno in tal modo ampie piastre, che permettono di trasferire la pressione del vento e le forze dovute ad effetti di eccentricità ai nuclei centrali.

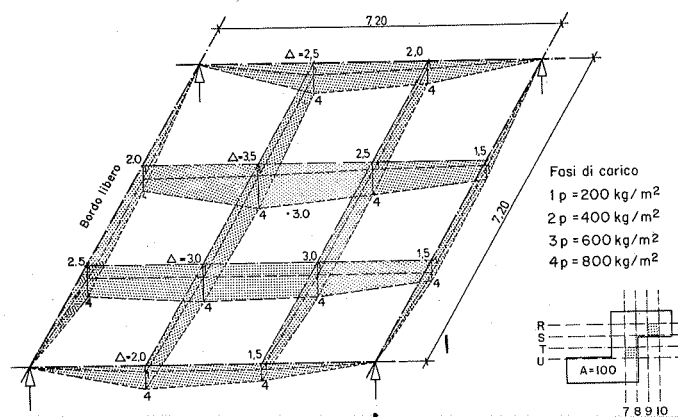
Per le piastre di solaio, aventi uno spessore di 27 cm ed una portata di 7,20 m fra un pilastro e l'altro, è stata necessaria una analisi molto approfondita della deformazione, per la presenza di pannelli di facciata posti fra i piani: è stato necessario valutare un limite superiore della freccia del solaio al fine di stabilire quale dovesse essere il gioco fra la soletta e la facciata per essere certi che nessun carico si sarebbe trasmesso alla facciata. Quest'ultima si sarebbe potuta facilmente danneggiare a causa delle deformazioni eccessive.



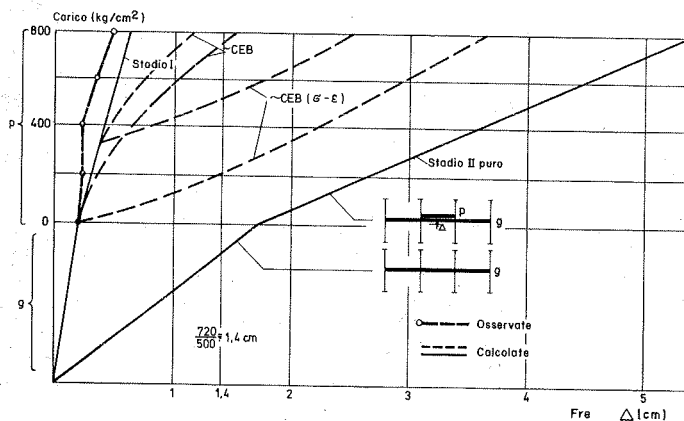
22



23



24 - Deformazione della piastra sotto carichi a breve durata.



25 - Deformazioni osservate e calcolate.

Il calcolo della deformazione in mezzeria della soletta, basato sulla legge tensione-deformazione di fig. 16, ha dato uno spostamento massimo di circa 1,5-2,5 cm, considerando un comportamento elastoplastico, cui sono da aggiungere altri 3 ÷ 4 cm dovuti alla viscosità del conglomerato.

In base ad esperienze avute in altri casi, sussistevano molti dubbi che le deformazioni calcolate si sarebbero poi interamente verificate nelle strutture costruite.

D'accordo con le Autorità, fu effettuata una prova a scala 1/1 sulla struttura caricando due pannelli di m 7,20 × 7,20 con il carico di progetto pari a 800 kg/m².

Su ogni pannello vi erano dunque 40 t circa, senz'altro superiori da un punto di vista statico al carico effettivo di esercizio.

La deformazione verticale massima, come illustrato nella fig. 24, è stata di 3,5 mm ed il confronto con i valori di calcolo (fig. 25) dimostra che le tensioni di trazione devono essere rimaste al disotto del valore di rottura del calcestruzzo; quindi che la soletta non ha subito fessurazione.

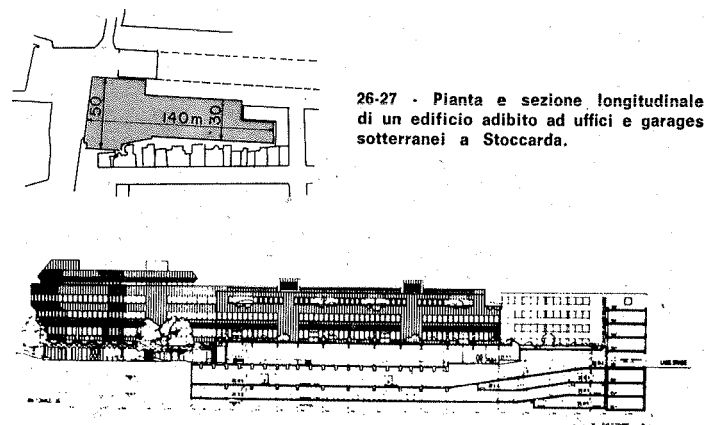
Il risultato, non del tutto impreveduto, può essere spiegato dopo aver determinato la reale resistenza a trazione del calcestruzzo. Tale resistenza era circa doppia rispetto ai valori su cui era stata basata l'analisi e pari a circa 70 kg/cm². La prova di ciò è il fatto che non è stata notata nessuna lesione, nemmeno sotto pieno carico di esercizio.

Occorre far rilevare che le cassaforme per i solai rimasero in loco per 8 settimane dopo il getto, al fine di assicurare una forte resistenza del conglomerato prima che il solaio venisse caricato di pesi permanenti ed accidentali.

L'accorgimento di lasciare le cassaforme per un lungo periodo di tempo è stato applicato con buoni risultati al fine di ottenere una buona qualità del calcestruzzo, e quindi deformazioni modeste, in molte altre strutture.

4.3. Edifici adibiti ad uffici e garages sotterranei nel centro di Stoccarda senza giunti di dilatazione, con una lunghezza totale di 140 m

L'edificio mostrato in pianta (fig. 26) ed in sezione longitudinale (fig. 27) è formato da due o tre piani sotterranei e da 3 a 4 piani fuori terra. Sebbene non vi



26-27 - Pianta e sezione longitudinale di un edificio adibito ad uffici e garages sotterranei a Stoccarda.

fossero particolari esigenze di evitare i giunti da un punto di vista statico, i calcoli preliminari stabilirono che la struttura senza giunti, a causa della sua maggiore iperstaticità avrebbe condotto ad una minore quantità di acciaio.

Inoltre, a causa del risparmio nei costi dei giunti di dilatazione almeno in due punti, i costi globali della struttura potevano essere ridotti del 6%, escludendo i costi aggiuntivi da prevedere per la manutenzione di tali giunti.

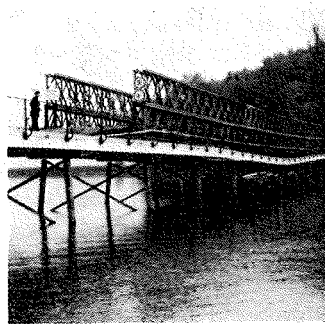
Per la costruzione ottimale di questo tipo di struttura in c.a., di una lunghezza totale di 140 m, furono raccomandati tutti gli accorgimenti atti ad ottenere una buona qualità del calcestruzzo, ciò che significa principalmente un basso rapporto acqua-cemento. Inoltre doveva essere garantito un uniforme processo di maturazione durante il periodo di presa del cemento. Ad esempio, in piena estate è stata usata acqua calda per bagnare il calcestruzzo durante la fase di indurimento. Furono anche studiate speciali sequenze di getto. In tal modo ne è derivato un sostanziale vantaggio statico, per la presenza di grandi pareti atte a trasmettere i carichi dovuti al vento ed alla eccentricità agli elementi resistenti, senza aumentare la sezione d'armatura e le dimensioni strutturali.

Nelle pareti longitudinali della struttura entroterra è stata posta una percentuale di armatura di circa lo 0,7%, per controllare le lesioni dovute all'azione combinata delle deformazioni impedito, del ritiro e delle variazioni di temperatura. Essendovi stato molto interesse nel conoscere quale sarebbe stato il comportamento delle diverse parti della struttura nei confronti della fessurazione, si può ora affermare che l'ampiezza delle lesioni visibili non ha superato i 2 mm. Nel frattempo la struttura è stata portata a termine. La costruzione per due lunghi inverni rimase senza riscaldamento ed ora da una stagione vi è stato installato un adatto impianto di riscaldamento.

Il comportamento di questa struttura ha risposto alle previsioni; la sua duttilità alle deformazioni per effetto del ritiro e della variazione di temperatura è ritenuta soddisfacente.

4.4. Risposta di un ponte continuo in c.a. ad un cedimento improvviso

Durante una notte dell'estate 1977, si verificò un improvviso assentamento di circa 90 cm nella parte centrale



28



29

di un piccolo ponte in cemento armato che collegava l'isola di Mainau sul lago di Costanza alla terra ferma. In seguito i geologi hanno stabilito che poteva trattarsi di un crollo di una caverna sotterranea. Il ponte fu immediatamente chiuso al traffico il giorno seguente, e pochi giorni dopo venne costruito un ponte provvisorio d'acciaio a travatura reticolare per collegare l'isola alla terra ferma (fig. 28).

Comunque ispezionando il ponte ed osservando molto da vicino e attentamente le lesioni o lo schiacciamento del calcestruzzo nella zona di compressione, non si riuscì ad identificare apparentemente alcun danno. Sebbene l'assestamento fosse avvenuto nel tempo di alcuni minuti o di alcune ore — nessuno conosce esattamente il tempo esatto — il ponte ha dimostrato di possedere una sufficiente duttilità.

Forse non sarebbe stato necessario chiudere il ponte al traffico se fosse stato possibile escludere con certezza la eventualità di ulteriori assestamenti. Per inciso, lo svergolamento della ringhiera d'acciaio del ponte, dimostra chiaramente la sensibilità di una struttura snella all'azione di compressione.

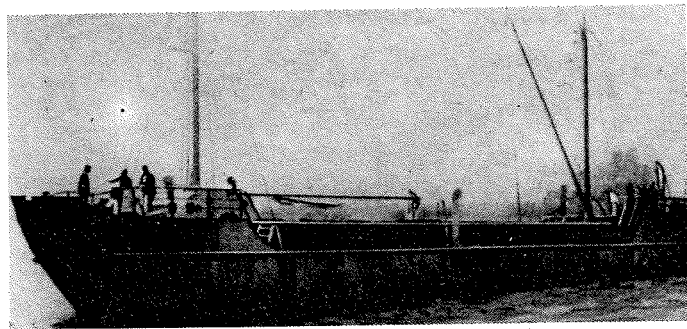
4.5. Natanti in cemento armato

Durante l'ultima guerra mondiale quando i prezzi dell'acciaio ebbero una forte ascesa, gli ingegneri proposero di costruire barche e contenitori in cemento armato. Per esempio fu progettato da Finsterwalder una nave di 40 m di lunghezza per 7,00 m di larghezza con una capacità di circa 5.000 tonn (fig. 30 e 31). Le pareti esterne di questa nave furono fatte in cemento armato comune con getto in cassaforma.

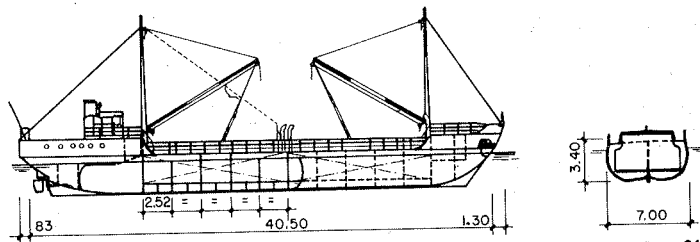
I natanti sono stati un successo ed in una relazione di Finsterwalder [9] si dice che per riparare queste navi si teneva sempre immagazzinato un m³ di ghiaia, cemento ed acqua. Si dice anche che queste riparazioni, quando era necessario, potevano essere effettuate con facilità. È interessante notare che negli U.S.A. attualmente le navi in cemento vengono prodotte di nuovo, a scopo militare.

4.6. Deformazione di torri sottili e conseguente aumento di momento causati da effetti del secondo ordine

Negli ultimi 10-20 anni è stato progettato e costruito (figg. 32, 33) un grande numero di ripetitori televisivi

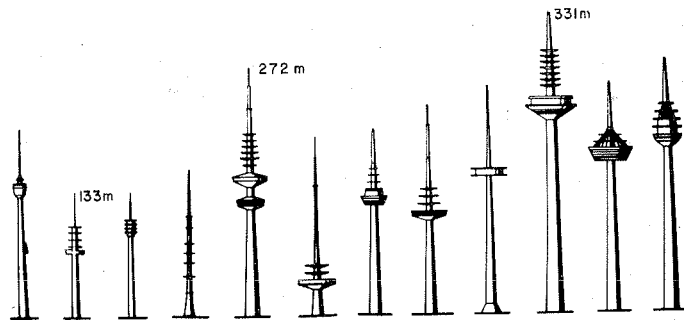


30

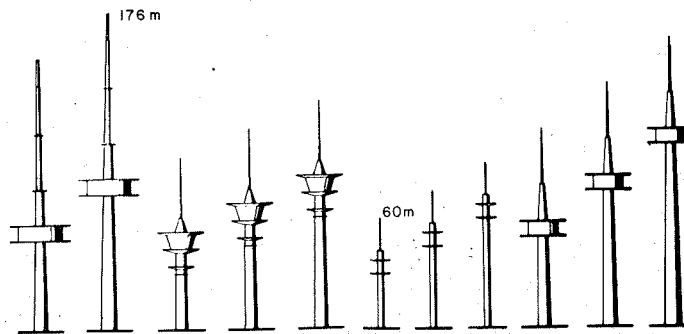


31

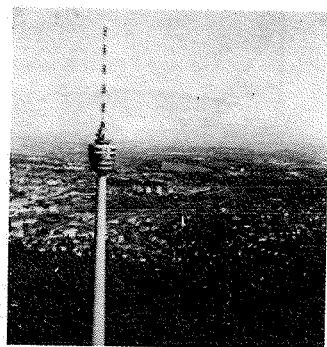
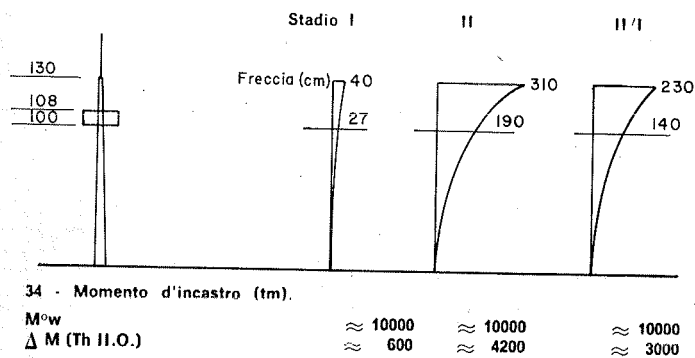
e di telecomunicazioni con o senza ristoranti o piattaforme panoramici. Tutte queste torri sono state progettate con strutture in c.a.. Il principale carico esterno è costituito dal vento. Nella fig. 34 è mostrato il disegno di una torre televisiva alta 130 m ed una struttura di testa alta circa 100 m. Uno degli aspetti principali per la sicurezza e l'economia del progetto è la conoscenza approfondita della rigidità di tali strutture. Nella fig. 34 si nota che il momento del primo ordine — principalmente dovuto al vento — risulta essere di 10.000 t.m. Considerando una struttura non fessurata lo spostamento orizzontale alla sommità della torre è stato calcolato in 27 cm e quindi il momento addi-



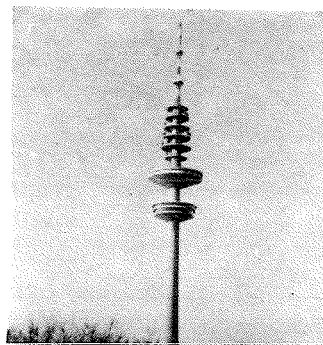
32



33



35



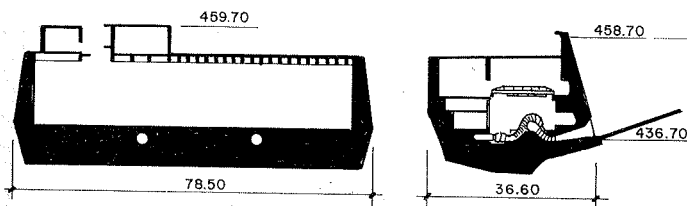
36

zionale era circa del 6%, corrispondente a 600 t.m. Se la rigidità della struttura fosse analizzata secondo il II stato (fig. 16), ossia senza considerare alcun apporto del cemento in trazione fra le lesioni, la deformazione sarebbe 1,90 m causando momenti del II ordine del 42%. Quindi, nel progetto della struttura, bisognerebbe aggiungere 4.100 t.m.

Sulla base di esperienze su strutture alte e di ipotesi realistiche sulla formazione delle lesioni, può ritenersi come limite superiore che il 50% della distanza tra due lesioni sia costituito da calcestruzzo non fessurato. In base a tale ipotesi, per effetto dell'irrigidimento dovuto al calcestruzzo teso, il momento del II ordine si riduce al 30% di quello del I ordine. La fig. 35 mostra la prima torre TV progettata da Leonhardt e costruita a Stoccarda nel 1957, mentre nella fig. 36 si vedono le grandi teste della torre TV di Amburgo, costruita nel 1966-67.

4.7. Centrale idroelettrica «GLEMS» con precompressione parziale tridimensionale

Nel 1961, nello studio di Leonhardt e Andrä fu progettata una grande centrale idroelettrica con dimensioni esterne di m 80 × 35 (fig. 37). La struttura è stata precom-



37 - Edificio, senza giunti di espansione, di una centrale elettrica funzionante con un impianto di pompaggio; sezioni longitudinale e trasversale.

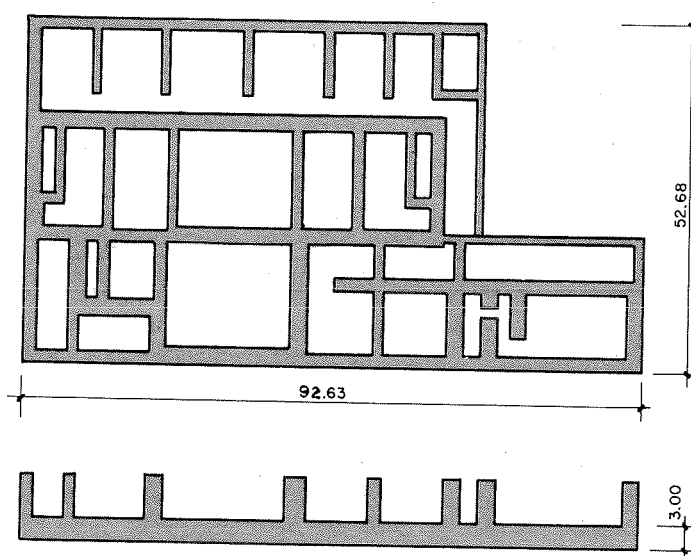
pressa con relativamente pochi cavi ed in tre direzioni, così che la sollecitazione media di precompressione fosse tra 8 e 10 kg/cm². Poiché la struttura si posava su roccia esisteva il pericolo che una certa quantità di precompressione andasse perduta a causa della interazione con la roccia sottostante. Per calcolare la perdita di precompressione dovuta alla roccia, furono effettuate analisi su modelli e teoriche. Risultò così che circa il 18-20% della precompressione sarebbe andato perduto. La ragione di questa perdita relativamente bassa è dovuta al modulo di elasticità della roccia (circa 30.000 kg/cm²) molto più basso in confronto al modulo di elasticità del calcestruzzo (circa 350.000 kg/cm²). La struttura generale poté essere costruita senza giunti di dilatazione ed è in funzione già da 15 anni, con risultati molto soddisfacenti.

Vi è una relazione di Leonhardt sulla struttura riportata in [12].

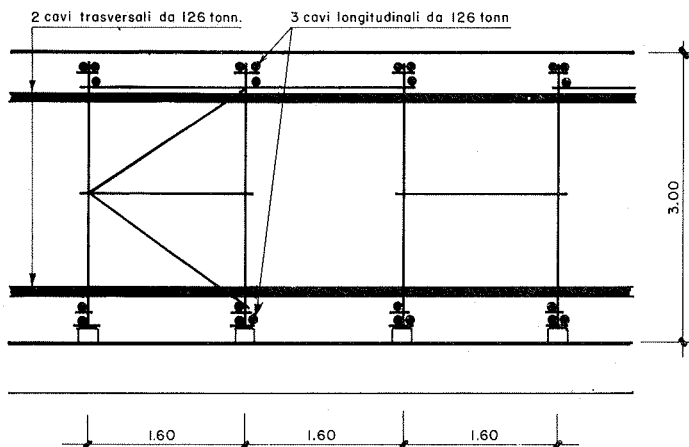
4.8. Piastra di fondazione di un impianto nucleare

Per un impianto nucleare a Kalkar, Germania Occidentale, con dimensioni in pianta di circa 92 × 53 m (fig. 38), le piastre di fondazione dello spessore di 3 m dovevano sopportare carichi pesanti [12]. Date le dimensioni della struttura, nel progetto preliminare erano previsti giunti di dilatazione circa ogni 30 m. Poiché questa soluzione dava luogo ad un sistema statico per nulla soddisfacente si pensò di costruire la piastra di fondazione senza nessun giunto di dilatazione e di precomprimere la struttura con una sollecitazione media $\sigma_{cm} = 15 \text{ kg/cm}^2$ in due direzioni. I cavi furono uniti a gruppi di due e di tre, rispettivamente al fondo ed in sommità della piastra, in ogni direzione ad interasse di 1,60 m (fig. 39). Il terreno sottostante la fondazione era di ghiaia sabbiosa e l'analisi teorica dimostrò che la perdita di precompressione dovuta alla interazione con il terreno era solamente nell'ordine del 5-7%.

Avendo ottenuto questo risultato si poteva provare che circa il 90-95% di precompressione rimaneva nella pia-



38 - Pianta e sezione della piastra di fondazione della centrale nucleare «Kalkar».



39 - Sezione trasversale della piastra di fondazione.

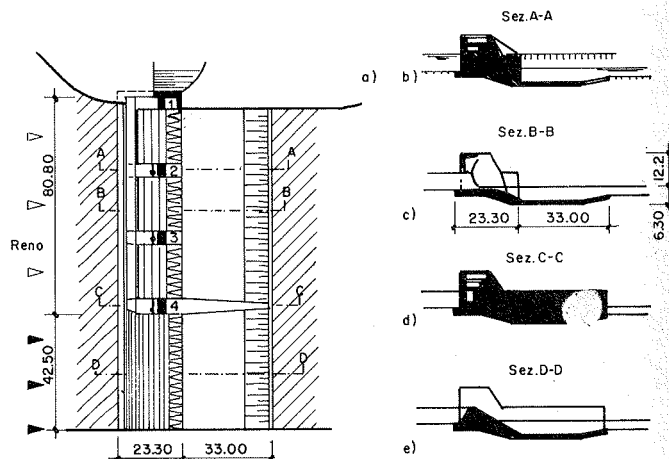
stra. Il comportamento in servizio dimostra che le strutture massicce in cemento armato, qualora le sollecitazioni dovute ai carichi siano piccole, presentano facilmente delle lesioni dovute alla temperatura o al ritiro. E' sufficiente una piccola quantità di precompressione affinché tali lesioni diventino praticamente inesistenti.

4.9. Bacino di ritenuta nel Reno. Progetto di gara

All'inizio del 1977, stavamo analizzando e costruendo un vasto bacino di ritenuta nel Reno. Nel bando della gara d'appalto la struttura era in c.a. con forti armature e con giunti di dilatazione a circa 25-30 m l'uno dall'altro.

Sulla base di un progetto speciale fummo in grado di ridurre i giunti di dilatazione solamente ad un metro nel centro della struttura con l'aiuto di una leggera precompressione.

Questo ridusse i costi di costruzione raggiungendo al



40 - Bacino di ritenuta nel Reno: a - Pianta; b - Sezione delle pile 1, 2, 3; c - Sezione della trasversale di sbarramento; d - Sezione della pile 4; e - Sezione del bacino di smorzamento.

tempo stesso un miglioramento del sistema statico ed una resistenza elevata alla pressione idrostatica (fig. 40).

5. SOMMARIO

Sulla base delle attuali conoscenze circa la formazione ed il comportamento delle lesioni nelle strutture di c.a. e c.a.p., gli AA. sono in grado di progettare ed analizzare le strutture in modo tale che la lesione non crei problemi né dal punto di vista della sicurezza, compresa la corrosione, né per quello che riguarda l'aspetto.

Sono qui presentati vari esempi di strutture eseguite in c.a. e c.a.p., dove l'ampiezza massima delle lesioni è limitata a meno di 0,2 mm. Tenendo presenti le regole di base per l'analisi delle lesioni come risulta nel punto 3, strutture fino ad una lunghezza totale di 140 m possono essere costruite senza giunti, sviluppando delle lesioni capillari ad interasse di 20 cm e con ampiezza massima inferiore a 0,2 mm.

BIBLIOGRAFIA

- [1] GOTO, Y.: Cracks formed in concrete around deformed tension bars. Journal ACI, Proc. Vol. 68 (1971), No. 4, p. 244-251.
- [2] FALKNER, H.: Zur Frage der Rissbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauten. DAFStb, H. 208, 1969.
- [3] CEB Bulletin d'Information No. 117, 1977.
- [4] ROSTASY, F.S.; KOCH, R.; LEONHARDT, F.: Zur Mindestbewehrung von Zwang von Aussenwänden aus Stahlleichtbeton. DAFStb, H. 267, 1976.
- [5] FALKNER, H.: Proposal to calculate the stress-strain relation in cracked reinforced concrete members, CEB/18^a Sessione Plenaria - Atene, 5/1976.
- [6] LEONHARDT, F.: Vorlesungen über Massivbau, Vierter Teil, Springer Verlag, 1976.
- [7] LEONHARDT, F.: Crack Control in Concrete Structures, IABSE, S-4/77, Agosto 1977.
- [8] FALKNER, H.: Risse in Stahl- und Spannbetonbauten Theorie und Praxis; SIA-Dokumentation, ETH - Losanna, Settembre 1977.
- [9] FINSTERWALDER, U.: Betonschiffe in Schalenbauweise, Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure Bd. 91 (1949) Nr. 7, Seite 157-163.
- [10] LEONHARDT, F.: Der Stuttgarter Fernsehturm, B. u. St. 1956, H. 4, S. 73/85 e H. 5, S. 104/111.
- [11] LEONHARDT, F.; SCHLAICH, J.: Der Hamburger Fernsehturm, B. u. St. 1968/H. 9.
- [12] LEONHARDT, F.: Massige, grosse Betontragwerke ohne schlaffe Bewehrung, gesichert durch mässige Verspannung, B. u. St. 1973, H. 5.

Edifici civili e industriali

Introduzione del Dott. Ing. Fernando Piccinini

Prima di pregare il Prof. Pizzetti di svolgere la sua relazione vorrei fare solo due brevi commenti.

Il primo riguarda l'importanza sempre crescente che avranno in futuro queste opere di progettazione e di esecuzione su strutture danneggiate dal sisma od anche da altri eventi di carattere violento e traumatico, come possono essere frane, crolli e, auguriamoci che così non avvenga, eventi di carattere bellico.

Molto giustamente il Prof. Oberti nella sua interessante relazione ha paragonato una struttura ad un organismo vivente. I progressi che sono stati fatti dalla medicina in campo di fisiologia e di terapeutica sono stati in questi ultimi anni eccezionali come del resto in tutti i campi della scienza applicata. E non esiste motivo per cui progressi rapidi ed altrettanto determinanti vengano fatti anche in queste terapie di strutture in c.a. che come appunto gli organismi viventi vegetali, animali e infine gli esseri umani, nascono deboli, come disse giustamente Oberti, si rafforzano, poi degradano, subiscono dei traumi e, alla fine, muoiono.

D'altronde i mezzi a disposizione stanno diventando rapidamente sempre più efficienti ed i costi per ricostruire quello che è andato distrutto sono sempre più elevati.

Una seconda osservazione. Nella sua introduzione alla prima sessione il presidente di turno, l'Arch. Padoan, ha

messo l'accento sulla necessità di una stretta collaborazione tra il progettista dell'opera di rifacimento di restauro di un monumento e l'architetto. E questo perché un'opera monumentale, storica, è un patrimonio che la collettività ha il dovere di conservare per le generazioni future e nulla deve essere risparmiato per conservarlo in condizioni tali che permettano alle generazioni che verranno di apprezzarne quella che è stata la sua bellezza originale e quelle che sono state le sue essenziali caratteristiche strutturali ed estetiche.

Nel campo di una struttura in c.a. per usi pratici, che sia civile od industriale o opera speciale, questa collaborazione strettissima, questa simbiosi, deve avvenire, a mio avviso, in un altro settore e cioè tra l'ideatore ed il realizzatore.

La genialità, l'immaginativa, l'audacia di chi progetta deve essere confortata, seguita e se mi permettete l'espressione, anche controllata, da chi poi questa audacia deve tradurre in realtà, soprattutto trattandosi di strutture lesionate e quindi delle quali non si conoscono con esattezza i limiti di restauro e le possibilità di intervento.

Auguriamoci che questa stretta simbiosi si possa verificare perché questo rifacimento di strutture industriali indubbiamente è un campo estremamente interessante ed estremamente valido.

Cemento armato e c. a. p. nel consolidamento e ristrutturazione delle costruzioni: edifici civili e industriali

Relazione Generale del Prof. Ing. Giulio Pizzetti

Le difficoltà che si presentano a chi deve trattare un tema di questo genere sono anzitutto di definirne i confini ed — all'interno di essi — di individuare le vie da segnalare come riferimenti sistematici e metodologici.

In effetti il campo interessato è di una vastità enorme, comprende necessariamente una casistica che è quasi infinita, presenta per sua natura anomalie di ogni genere pro-

prio perché sfugge costituzionalmente agli inquadramenti ed alle connotazioni tipiche delle nuove costruzioni; impone commistioni e contaminazioni che toccano il carattere storico della costruzione dato che non può fare a meno di accostare concezioni e tecnologie differenti centinaia di anni per entità di supporto scientifico, qualità e varietà di materiali, possibilità di espressione tecnologica.

In tali condizioni una sintesi che sia in grado di superare il generico è molto difficile e quindi non si può fare a meno di avvicinare il problema con una buona dose di modestia, consci della grave limitazione insita nel puro approccio tecnico e della impossibilità di abbracciare tutto l'arco culturale che ad esso confluisce.

Vediamo comunque quali potrebbero essere i criteri ed i riferimenti di guida.

Anzitutto converrà individuare — nel quadro generale ed in linea di principio — i termini entro i quali devono e possono essere tenuti distinti i campi fondamentali da prendere in considerazione; ossia quello delle costruzioni ammalorate per cause non dipendenti da fatti sismici e quello delle costruzioni che per contro sono state danneggiate da fatto sismico, e, — parallelamente — due campi degli edifici civili ed industriali.

Tali campi hanno senza dubbio delle zone in comune, delle manifestazioni patologiche e delle terapie eguali od analoghe ma non si può dire in linea di principio che le patologie più gravi (ossia quelle da sisma) comprendano necessariamente anche le altre.

Le cause e soprattutto le fisionomie probabilistiche, le ricorrenze statistiche sono eminentemente differenti sia per quanto attiene la coordinata tempo, sia per quanto attiene il numero degli edifici interessati.

Il danneggiamento da azione sismica è tremendamente concentrato nel tempo, richiede interventi il più possibile accelerati e gode di una ampia base di ricorrenze tipologiche e morfologiche: il danneggiamento da cause non sismiche è generalmente estremamente diluito nel tempo, e presenta supporti statistici non omogenei, mentre gli interventi di risanamento possono essere condotti con il ritmo relativamente più lento e sotto pressione esigenziale del tutto normale.

Ciò premesso, e con riserva di ritornare sull'argomento, osservo che dal punto di vista gerarchico il campo dei danneggiamenti da causa sismica appare enormemente più importante non solo come fatto oggettivo ma, dal punto di vista della elaborazione dei dati, come fenomeno propizio a trattazioni sistematiche, e quindi a risposte di tipo organizzato e pianificato: pertanto non potrà fare a meno di venire trattato in termini di notevole prelazione, come è d'altra parte confermato dal tenore delle relazioni.

A questo proposito anzi mi sembra interessante ricordare che il cemento armato ebbe il suo riconoscimento come materiale di grande versatilità e di ampie possibilità di intervento in edifici sia in muratura che in acciaio danneggiati dal sisma, all'epoca dei due grandi terremoti di San Francisco (aprile 1906) e di Messina (1908).

Mi riferisco ad un articolo molto interessante che ho reperito sulle Transactions of American Society of Civil Engineers [nell'anno 1907 (*)], a firma di parecchi autori nel quale vengono riportate le diagnosi e le proposte di terapia effettuate dalle varie Commissioni incaricate del bilancio tecnico dei disastri conseguenti al terremoto ed all'immane incendio che ne seguì.

Si tratta di un documento esemplare non solo per i con-

tenuti ma anche per la metodologia di impostazione intesa ad individuare quei raggruppamenti di morfologie di dissesto che potevano prestarsi a risposte unificate.

Così la ripartizione dei campi di competenza delle varie commissioni presenta singolari analogie con quella adottata nelle nostre giornate, e con la sistematica delle indagini che han fatto seguito al terremoto del Friuli, per citare soltanto l'esempio più recente.

In questo documento appare evidente una polarizzazione della attenzione del mondo tecnico nei riguardi del cemento armato — allora assai poco diffuso negli U.S.A. — quale materiale particolarmente adatto per gli interventi di risanamento, soprattutto per la sua resistenza al fuoco.

Incoraggiato da un riferimento storico così significativo, ho cercato di seguire le tappe più importanti della fisionomizzazione del cemento armato come agente di consolidamento e ricostruzione, fatalmente reperendo i casi di massimo interesse e varietà negli studi e nei lavori di ricostruzione conseguenti ai gravi terremoti.

Malgrado la grande dispersione della casistica e le distorsioni che fatalmente accompagnano determinate esigenze di urgenza di intervento, posso dire che un sia pur sintetico esame del divenire storico, di certe angolazioni di approccio al problema e di talune soluzioni ad esso offerte si è rivelato quanto mai interessante. Anzitutto ci mostra un atteggiamento della Ingegneria e della Scienza al quale oggi non siamo molto adusi. E' un atteggiamento di modestia.

Di fronte ai tremendi problemi proposti dal terremoto, dall'acqua e dal fuoco la Ingegneria perde superbia e presunzione e — almeno per un momento — si rende conto di quanto valga il suo arsenale di armi e di quanto sia errato considerare come empirico, sorpassato e tipico di infantilismo tecnico tutto ciò che è privo di supporto e connotazione analitica: pertanto, sensibilizzata da determinati insuccessi che le capitano lungo il cammino si rende conto della necessità di appoggiarsi a certi approcci dettati più dalla pratica e dall'arte del costruire che non dalla Scienza.

Così di fronte ad un problema assai arduo da inquadrare in termini analitici, sia sotto il profilo della immissione di dati che della loro elaborazione, arduo da valutare dal punto di vista previsionale e di probabilistica fisionomia per carenza di basi di riferimento adeguatamente selezionate ma che — per contro — richiede soluzioni immediate, anche se largamente approssimate, l'Ingegneria non può fare a meno di battere due vie.

Da un lato la via dello studio teorico e dell'inquadramento analitico lungo la quale voglio ricordare come momento altamente significativo gli studi del Prof. Danusso (**), e si sviluppa secondo molte direttrici fino a raggiungere ai nostri giorni una indiscutibile ampiezza di inquadramento e di gerarchizzazione metodologica, anche se il problema non può dirsi certo completamente dominato; dall'altro la via delle provvidenze sperimentali, delle riparazioni di urgenza che tengon d'occhio — se possibile — gli avanzamenti del fronte teorico ma che soprattutto cercano soluzioni semplici e viabili alle immediate esigenze di tenere insieme in qualche modo gli edifici.

(*) The effects of the San Francisco earthquake of April 18th, 1906, on Engineering Constructions (Report of a general committee and of six special committees of A.S.C.E.).

(**) A. Danusso: *La statica delle Costruzioni Asismiche*. Giornale dei LL.PP. e strade ferrate, n. 6/9, anno 1910.

Come queste due tendenze della Ingegneria abbiano fra loro interagito e quanto abbiano influenzato la normativa di sicurezza che nel frattempo prendeva corpo, costituisce un interessante argomento di critica epistemologica che varrebbe la pena di esaminare dappresso ma che esce dal nostro tema.

Non ho quindi intenzione — per quanto appassionato io sia di questo genere di studi — di fare ora una carrellata storico-critica sul problema di cui ci andiamo occupando.

Mi pare tuttavia degno di nota rilevare come le due vie sopradette si siano sempre ritrovate a confluire lungo certe direttrici comuni: da un lato la opportunità di mobilitare tutte le possibilità resistive e le capacità deformazionali della costruzione « in toto » in modo da poter opporre al sisma un complesso il più possibile capace di rispondere solidalmente; parallelamente le opportunità di selezionare le organizzazioni distributive delle masse strutturali e degli interventi di riparazione con un illuminato equilibrio, in modo da evitare azioni e reazioni propizie alla frantumazione della auspicata solidarizzazione. Siffatte opportunità che potrebbero apparire talmente evidenti da non uscire dal dominio del buon senso, non sono poi così facili da realizzare in termini efficienti ed economicamente validi in quanto offrono soluzioni che non sono né uniche, né univoche, ed è merito dello studio teorico e delle sue interazioni con la filosofia della normativa avere saputo stabilire con una certa chiarezza i criteri da seguire per realizzarle nelle forme ottimali individuando — allo stesso tempo — i pericoli insiti in determinate tendenze di concezione costruttiva.

Ne è emersa, sia pure con notevole travaglio, una linea di inquadramento concettuale, nella quale è reperibile una certa continuità e convergenza da parte di tutto il coacervo scientifico e tecnico internazionale.

Da un lato l'ansia di individuare procedimenti di solidarizzazione e di sutura particolarmente efficaci per le strutture dissestate porta alla invenzione di tutta una gamma di nuovi, interessantissimi leganti:

le malte ed i betoncini speciali, i prodotti reoplastici premiscelati, le malte espansive, gli adesivi, le malte ed i calcestruzzi di resine;

porta alla individuazione di tecniche particolarmente efficaci per la iniezione e la diffusione di tali leganti all'interno degli elementi strutturali dissestati;

ed infine, ultimo ma non meno importante, è ancora questa stessa ansia che porta ad evolvere la fisionomia di quello che era uno dei rimedi tradizionali fondamentali negli edifici dissestati ossia il « tirante in ferro forgiato con chiavi di ancoraggio » che diviene il tirante del c.a. precompresso, pre o post sollecitato, agente capace di giocare non più il ruolo passivo di difesa contro certi livelli deformazionali, ma il ruolo attivo della creazione di stati coattivi prefissati e controllabili.

Dall'altra parte, sul fronte dell'indagine scientifica, vengono compiuti dei passi sostanziali sotto il profilo della individuazione di concetti e parametri fondamentali di riferimento e della loro gerarchia, direi addirittura dal punto di vista della economia di pensiero in campo di ingegneria sismica.

Anzitutto si riconosce che la struttura capace di offrire la migliore resistenza ai terremoti non è necessariamente quella capace di resistere alle massime forze orizzontali, ma quella che, grazie alla sua duttilità ed alla sua fisionomia, è capace di dissipare la massima energia.

La dissipazione di energia viene in sostanza ad essere riconosciuta come il fattore chiave del comportamento della struttura durante il terremoto: per sopravvivere al suo attacco la struttura deve essere in grado di assorbire l'energia impartita passando attraverso fasi di temporaneo immagazzinamento in energia cinetica ed elastica ma — in ultimo termine — dissipandola per attriti interni e deformazioni plastiche negli elementi strutturali e non strutturali dell'edificio.

Di qui la revisione del ruolo giuocato dalla rigidità strutturale degli elementi inseriti nei processi di riparazione e di rafforzamento, rigidità che può in taluni casi offrire aspetti decisamente negativi: di qui l'affermarsi del concetto, estremamente fecondo, di duttilità di elementi strutturali e di duttilità di un complesso strutturale e dell'armonia di un loro equilibrato inserimento come poli di riferimento della efficacia dei nostri interventi.

Parallelamente a questa maturazione di idee gli ultimi cinquant'anni vedono — e non posso fare a meno di ricordarlo perché troppo importante — vedono, dico, un settore tecnico-scientifico che era in fasce evolversi ad un ritmo impressionante fino a divenire un gigante nel campo delle costruzioni; intendo alludere al settore della meccanica del suolo e delle fondazioni.

Questi passi giganteschi richiedono che tutta la problematica delle riparazioni e ristrutturazioni degli edifici ammalorati sia vista in un quadro nuovo di economia di concezione e di intervento: e massimamente in zona sismica dove ognuno sa quale importanza venga ad assumere la interazione terreno-fondazioni e, di conseguenza, la fisionomizzazione di tutto il complesso fondazionale.

Tutte cose che sapete meglio di me ma che ho voluto egualmente ricordare perché ne cogliessimo insieme il divenire e l'affermarsi per effetto convergente di Scienza, di Tecnica e di Arte del Costruire.

Infine, non posso fare a meno di sottolineare una delle conseguenze fondamentali di questo divenire: ossia come il protagonista di queste nostre giornate, ossia il c.a. ed il c.a.p., abbia dovuto dilatare la sua fisionomia ben al di là di quelle connotazioni tipiche che Scienza e Tecnica gli avevano conferito.

I calibrati connubi fra acciaio e calcestruzzo ai quali eravamo adusi si ampliarono fino a includere ogni associazione tra acciaio in tondo, profilati, lamiere, calcestruzzo in qualsiasi edizione di legante, in qualsiasi rapporto di presenze. Ne nascono degli ibridi fisionomici affatto inediti, ma non per questo meno efficaci.

Tanto dico non certo per spirito di classificazione burocratica ma perché di tale ibridismo dovremo ben essere consci quando andremo a tirare i conti finali delle caratteristiche di rigidità e di duttilità degli edifici riparati o rafforzati.

Questo il quadro — estremamente sintetico — che definisce il campo fondamentale di riferimento per chiunque voglia trattare il tema che ci interessa.

TEMATICA SPECIFICA

Dopo questa premessa sforziamoci di individuare, — in un campo così vasto — i percorsi che rivestono caratteri di sistematicità e che possono offrire suggerimenti di carattere metodologico.

I punti essenziali di tali percorsi saranno:

1) Diagnosi dei danneggiamenti e dei dissesti.

Classificazione ed apprezzamento tipologico e morfologico.

2) Definizione del livello di intervento e dei criteri di intervento: semplice riparazione, ristrutturazione, rafforzamento, inserimento di nuovi elementi strutturali, scelta delle tecniche specifiche.

3) Valutazione presuntiva, in sede progettuale, del comportamento dell'edificio riparato o rafforzato di fronte ai compiti che sarà chiamato ad assolvere; è appena necessario ricordare infatti che la sua fisionomia e la sua capacità di servizio differiranno sensibilmente — almeno nella maggioranza dei casi — da quelle di un eguale edificio ex-novo e che la valutazione di tale differenza non è agevole né per via teorica né per via sperimentale data la scarsità di dati sui quali appoggiarsi.

Personalmente ho una certa esperienza di questo tipo di lavori per avere vissuto in prima persona numerose e complesse esperienze di ristrutturazione radicale di immobili più o meno obsoleti — in zone sismiche e non sismiche — soprattutto quando mi occupavo del patrimonio immobiliare di una grossa Società di Assicurazioni (come è noto le Società di Assicurazioni sono le più assidue promotrici di interventi di risanamento immobiliare) e posso confermare che la casistica affrontata è enorme.

Con tutto ciò, riducendo i problemi all'osso si può dire:

I) per quanto attiene la fase di diagnosi dei danneggiamenti e dei dissesti, il tempo speso nei rilevamenti grafici e fotografici, nelle prove sui materiali usati nella costruzione, nelle schedature, e soprattutto nella individuazione delle analogie e ricorrenze tipologiche e morfologiche che permettano di formare modelli di riferimento è sempre bene impiegato, per quanto pressanti siano le esigenze di intervento;

II) per quanto attiene la seconda fase, quella della definizione degli interventi, voglio ricordare quelli che in tutti i casi non si può fare a meno — non dico di effettuare — ma quanto meno di prendere in considerazione in misura più o meno pronunciata:

a) verifica della validità delle fondazioni esistenti ed eventuali interventi di adeguamento e consolidamento.

Direi che questo è il problema più delicato di ogni risanamento soprattutto per il grandissimo salto di qualità che — nel corso degli ultimi cinquant'anni — si è verificato nella Scienza e nella Tecnica attinenti la meccanica del suolo ed i sistemi di fondazione.

Mentre per la struttura fuori terra il progettista può ragionare in termini di adeguamento e di aggiornamento, il divario che egli riscontra nella diagnosi e nella terapia relativa alle strutture di fondazione può essere tale da portarlo ad escludere interventi di compromesso;

b) solidarizzazione di elementi strutturali sconnessi, con particolare riguardo ai nodi di continuità strutturale ed ai particolari costruttivi che possono rappresentare i punti di debolezza per l'innescarsi di dissesti;

c) variazioni ed integrazioni nella struttura portante per adattarla a nuove esigenze distributive ed a nuovi compiti statici;

d) risanamento e ricostituzione — ove possibile — degli elementi costruttivi originariamente usati;

e) sostegno e fissaggio di tutte le parti costruttive non portanti con particolare riguardo alle murature di tamponamento e con eventuali intendimenti di cooptazione al lavoro strutturale;

f) risanamento ed ammodernamento di tutti gli impianti (altro salto di qualità di cui si dovrà tener conto) con i dovuti rispetti alle interferenze ed interazioni con la struttura portante e portata.

Questa categoria di interventi costituirà quadro di riferimento in ogni caso: se poi si ha a che fare con problemi di risanamento e ricostruzione in zona sismica, il contenuto dei problemi e la metodologia di attacco potrà differenziarsi ulteriormente e verranno in causa tutti quei problemi di interazione, di solidarizzazione equilibrata, di riserve statiche da istituire di cui abbiamo parlato e che comunque verranno trattati più specificamente nel commento alle relazioni.

Queste relazioni sono in totale otto, e di queste, tre affrontano problematiche di carattere generale mentre le altre illustrano tematiche e casi specifici di ricostruzione, oppure particolari procedimenti di rinforzo.

Tra le relazioni di carattere generale ricordo anzitutto — come di particolare interesse — quella del Prof. Radogna di Roma. Essa si intitola « Criteri per il progetto della riparazione di strutture in cemento armato in relazione agli stati limite raggiunti ». Si configura come uno sforzo, degno di ogni attenzione, per giungere ad una sistematizzazione della diagnosi e della terapia degli edifici danneggiati alla luce dei concetti basilari della filosofia della sicurezza ed operando nell'ambito della metodologia relativa a livello I.

Per questo egli richiama anzitutto le fisionomie dei vari livelli di sicurezza ed in particolare i caratteri salienti della metodologia della sicurezza al livello I, gli stati limite ed i fenomeni fisici associati, le diverse azioni specifiche che provocano il raggiungimento degli stati limite nei vari casi di sollecitazione semplice e composta. Successivamente analizza le correlazioni fra azioni e stati limite attraverso alcuni esempi strutturali tipici.

Su queste premesse definisce poi quali debbono essere i requisiti di base delle riparazioni in relazione agli stati limite individuati, ai fattori esterni, alla morfologia delle strutture.

Tali requisiti, sono suddivisi in « intrinseci » in quanto imposti prevalentemente dallo stato limite raggiunto e dal tipo di materiali usati ed « estrinseci » in quanto imposti prevalentemente dai fattori esterni, dalle morfologie della struttura e dalle modalità esecutive della riparazione.

La sua analisi lo porta quindi ad offrire un prospetto di correlazione fra fisionomia dello stato limite, obiettivo

della riparazione e requisiti intrinseci della riparazione stessa. Raggruppando quindi in cinque classi tipiche i cosiddetti requisiti estrinseci, ossia i vincoli imposti dai fattori esterni e dalla morfologia della struttura, egli viene ad individuare una griglia che permette di definire una casistica, evidentemente di tipo schematico, delle tipologie di riparazione. Conclude con calibrate osservazioni di confronto fra la metodologia del progetto di una riparazione e quello di un'opera nuova.

Lo studio del Prof. Radogna, per sua natura e per specifico intento, è caratterizzato da un alto grado di schematizzazione che è ad un tempo il suo merito ed il suo limite.

Penso tuttavia che esso offra spunti particolarmente fecondi agli effetti della metodologia dei problemi che ci stanno a cuore e che sia degno di approfondimento in varie direzioni soprattutto per quanto attiene alla ricostituzione della unità di indagine sull'edificio nel suo complesso, unità che viene inevitabilmente a soffrire perché talvolta non è possibile fare a meno di separare la trattazione dei vari casi di lesione che possono riscontrarsi in un unico edificio.

Desidero inoltre sottolineare l'importanza dell'accento messo dal Prof. Radogna sulla differenza di approccio fra progettazione di edificio nuovo e progettazione di riparazione e ristrutturazione di edificio, in quanto i relativi studi non possono essere visti allo stesso modo e con gli stessi parametri di riferimento, specialmente per quanto attiene la sicurezza e la deformabilità.

Il Prof. Mele anch'egli di Roma — Facoltà di Architettura — ha presentato una relazione dal titolo « La riparazione degli edifici danneggiati ed il rafforzamento antisismico delle strutture in cemento armato » affrontando il problema in termini di casistica selezionata e gerarchizzata dei possibili interventi.

Egli presenta anzitutto un quadro delle tipologie essenziali delle lesioni e dei dissesti che possono verificarsi in una struttura in cemento armato, quindi raggruppa in tre filoni fondamentali gli interventi di riparazione e di rafforzamento che possono essere presi in considerazione, e precisamente:

a) Interventi di sutura e risolidarizzazione sugli elementi costituenti la struttura in modo da restituire una continuità perduta o pregiudicata o da istituirla ove mancante: tali interventi si appoggiano eminentemente a tecniche di sutura, di modifica della sezione, di integrazione di armatura nelle membrature danneggiate grazie all'uso di materiali tradizionali (calcestruzzo e acciaio) oppure grazie all'uso di malte e conglomerati cementizi speciali, o infine per mezzo di adesivi, malte e calcestruzzi di resine. Le casistiche di applicazione, le modalità operative ed i vantaggi e svantaggi delle varie tecniche vengono descritte ed esaminate con una notevole ampiezza ed un apprezzabile spirito pratico: seguono alcune considerazioni particolari sulle verifiche di calcolo relative ad uno dei procedimenti tipici segnalati per il rinforzo di elementi strutturali (incollaggio, a mezzo resine, di angolari e di piatti metallici).

b) Interventi di integrazione strutturale caratterizzati dall'apporto di nuovi elementi necessari per l'equilibrio distributivo delle masse strutturali e per il raggiungimento di determinati livelli di capacità deformazionale, ossia so-

stanzialmente pareti taglio-resistenti o strutture di controvento.

c) Il terzo tipo di intervento riguarda casi spesso considerati — ed a torto — di secondaria importanza ossia quelli del comportamento dei giunti di dilatazione o comunque di interruzione strutturale fra i vari corpi di un edificio. Tali giunti possono, in effetti, essere esposti — in caso di sisma — a danneggiamenti e sgretolamenti conseguenti alla azione di martellamento reciproco (dovuto al movimento discorde di corpi di fabbrica aventi caratteristiche dinamiche diverse) trasformandosi in punti di innesco di più gravi dissesti.

Successivamente vengono commentati alcuni risultati selezionati di sperimentazioni effettuate su strutture riparate o rafforzate riferendosi a studi effettuati in Francia, Germania, Italia, Giappone, Stati Uniti, Grecia.

Conclude illustrando alcuni esempi, particolarmente significativi, di riparazione e rinforzo strutturale, effettuati in Friuli ai vari corpi dell'Ospedale di Gemona, ai condomini Aurora e Maiano, al condominio Friuli ancora a Maiano, ed infine al condominio del Maglio a Pordenone. Si tratta di casi di indubbio interesse.

La relazione del Prof. Cucciniello e dell'Ing. Fiorini (Facoltà di Architettura - Venezia) riguarda un tema più specifico: quello delle costruzioni industriali prefabbricate: effetti del sisma e provvedimenti per il ricupero.

Data la diffusione nel nostro paese di costruzioni di questo tipo e di ditte specializzate nella produzione e messa in opera di componenti ad esse destinati, la relazione riveste un indubbio interesse.

Gli autori dopo una prima parte dedicata a considerazioni di carattere generale sul sisma e sulla risposta delle strutture di questo tipo, prendono in esame alcune tipologie caratteristiche di edifici industriali separando l'esame della copertura da quello del pilastro: questo perché una delle connotazioni tipiche delle strutture considerate è una certa discontinuità — a volte in fase di messa in opera soltanto, ma spesso anche in fisionomia definitiva — tra coperture e pilastri anche in virtù del fatto che negli edifici industriali della prima generazione la prefabbricazione era generalmente limitata alla sola copertura, essendo il pilastro gettato in opera.

Gli autori, dopo aver osservato che il comportamento di tali strutture si è rivelato — nel caso del terremoto friulano — abbastanza buono, individuano, come punti degni di particolare attenzione agli effetti di possibili dissesti, sia la tipologia delle strutture che i collegamenti di ogni tipo fra i vari componenti prefabbricati (sia per quanto attiene la loro concezione che la loro realizzazione).

Così la copertura con archi a tre cerniere a spinta eliminata da tirante si è dimostrata assai più sensibile alla azione sismica rispetto ad altri tipi di coperture, soprattutto per la possibilità di insorgenza di fenomeni di instabilità a parità di connotazione delle strutture secondarie o complementari.

Migliori risultati hanno dato le coperture di tipo piano realizzate con tegoloni di varia sezione nonché coperture a doppia pendenza (10%) in travi precomprese, collegate da solette nervate in c.a. ordinario rese solidali alla som-

mità dei pilastri o delle travi di bordo — del pari prefabbricati — mediante perno filettato e dado.

Comunque, in tutti i casi presentati ed analizzati appare evidente la enorme importanza della concezione e della realizzazione dei collegamenti, primo fra tutti quello tra strutture primarie di copertura e pilastri o travi di bordo.

La relazione del Prof. Barbarito — Università di Napoli — è essenzialmente dedicata alla descrizione ed al commento di alcune tecniche di risanamento e di rafforzamento di elementi strutturali realizzate sia con vari sistemi tradizionali che con procedimenti più recenti basati sull'uso di calcestruzzi espansivi e di resine epossidiche.

Così vengono esposti casi di rinforzo di travi, pilastri e solette realizzati sia con semplice integrazione di armature in tondi, profilati e lamiere, sia con aumento della sezione resistente per apporto di calcestruzzo e di armatura complementare.

Si tratta di un tema estremamente interessante che meriterebbe un symposium a parte: come ho già rilevato le possibilità offerte da questi nuovi leganti e dall'intervento massiccio delle resine nel settore sono enormi: vantaggi e svantaggi vanno ben esaminati, ma non vi è alcun dubbio sulla grande preminenza dei primi.

Vi è già una larga letteratura in proposito, quindi non mi dilungo, comunque sottolineo che la relazione del Prof. Barbarito delinea una casistica molto interessante per il progettista, che potrà trovarvi suggerimenti di soluzioni semplici ed efficaci.

La validità delle tecniche proposte è stata verificata con prove effettuate al laboratorio di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria di Napoli.

Da segnalare ancora che il Prof. Barbarito — nella sua relazione — illustra un metodo per determinare la tensione specifica cui è sottoposta una barra di acciaio in opera in una struttura in c.a. mediante messa a nudo, taglio e controllo estensimetrico della deformazione conseguente.

La relazione del Prof. Migliacci e dell'Ing. Lovati illustra le opere di ristrutturazione di un edificio sito nel centro storico di Milano.

Si tratta di un caso di grande interesse per il cambio di fisionomia apportato nella struttura portante originaria, sia per quanto attiene ai livelli sottosuolo (ristrutturati ex novo con aumento del volume entroterra e quindi con tutti i problemi fondazionali che ben si possono immaginare) sia per quanto attiene la struttura in elevazione.

Un lavoro notevole, le cui difficoltà il sottoscritto è in grado di valutare appieno, e che richiederebbe una adeguata serie di diapositive per poter essere illustrato adeguatamente.

La relazione degli ingegneri Menegotto e Via (Facoltà di Architettura - Roma) tratta un tema che, pur non essendo di carattere generale, non è per questo meno importante. Si tratta del comportamento al sisma dei nodi trave-pilastro in c.a. e c.a.p., e delle tecniche di riparazione dei danni che in essi possono verificarsi.

Sappiamo, e mi pare di averlo sottolineato, quale è la vitale importanza dei nodi e dei collegamenti di continuità strutturale negli edifici sottoposti al sisma: è stato verificato come la capacità di resistenza di tali zone possa segnare il limite tra l'alternativa di semplice danneggiamento

o di dissesto o crollo di un edificio: al punto che certe anomalie di riposta al sisma di edifici di morfologia affatto eguale è certamente da imputarsi alla diversità di concezione e di costruzione dei collegamenti.

Pertanto uno studio di questo tipo è - ripeto - di notevole interesse.

In esso gli autori studiano il comportamento del telaio in generale in fase di duttilità individuando le zone in cui si localizzano i fenomeni di grande deformazione anelastica e sottolineando l'importanza che tali zone si localizzino di preferenza nella trave piuttosto che nel pilastro nonché la situazione di crisi che viene a crearsi per tutta la struttura se esse si verificano proprio nel nodo.

Comunque dato che proprio il nodo è l'oggetto dell'esame, viene studiato il suo comportamento, la fisionomia dei fenomeni di fessurazione o disgregazione di nodi interni ed esterni di un telaio, ed i provvedimenti di intervento per la riparazione consistenti essenzialmente nella realizzazione di un adeguato graticcio di barre per il contenimento del nodo, con staffature. In sostanza l'obiettivo del progettista e di chi interviene nella riparazione deve essere quello di una adeguata duttilità complessiva del sottoinsieme trave-nodo-pilastro con localizzazione delle possibili cerniere plastiche nelle zone di estremità delle travi.

Nella seconda parte della loro relazione gli autori presentano una sintesi panoramica di gran parte delle indagini sperimentali compiute su nodi trave-pilastro in c.a. e c.a.p. negli Stati Uniti, Inghilterra, Giappone, formulando valutazioni in merito all'efficacia di concezioni progettuali e di riparazione in una larga gamma di casi.

La relazione dell'Arch. Nina Avramidou Maio e degli Ingg. Franco Focardi ed Enrico Manzini della Università di Firenze descrive e commenta prove dinamiche eseguite su strutture intelaiate piane in c.a. ed analizza i risultati sperimentali ottenuti.

Le strutture in questione consistevano in telai senza tamponamento, telai con tamponamento in muratura di mattoni e malta di cemento, e telai con tamponamento in muratura di mattoni e malta antiritiro (per taluni di questi le prove sono tuttora in corso).

Tutti i telai erano stati sollecitati imponendo al traverso superiore una serie di spostamenti sinusoidali simmetrici e spingendo la prova fino al manifestarsi di una apprezzabile caduta di resistenza accompagnata da gravi danneggiamenti della struttura.

Successivamente i telai venivano riparati sostituendo il conglomerato danneggiato e rimosso con getti di calcestruzzo a ritiro impedito (Emaco S 66) e, dopo un adeguato periodo di stagionatura, essi venivano sottoposti al medesimo programma di carico impiegato per i telai integri.

I risultati conseguiti, adeguatamente esposti e commentati dagli stessi sperimentatori, hanno permesso di verificare l'efficacia della tecnica di riparazione adottata in quanto la capacità di resistenza raggiunta si è rivelata dello stesso ordine di quella della struttura originaria.

* * *

Esaurita la disamina delle relazioni pervenute vorrei ancora aggiungere qualche considerazione — del tutto gene-

rale — sugli interventi di riparazione e ricostruzione di edifici in muratura.

In effetti è questo il caso della gran massa di edifici civili del Friuli, dell'Italia centrale e meridionale, della vicina Jugoslavia (per riferirci solamente ad un intorno geografico che ci tocca più da vicino).

Si tratta di organismi strutturali relativamente semplici — o quanto meno non complessi — e come tali caratterizzati da manifestazioni patologiche abbastanza chiare e ricorrenti e pertanto sensibili a terapie di base relativamente unificate.

Tali organismi presentano come aspetto positivo una certa simmetria di distribuzione delle masse murarie e quindi — anche per la loro limitata altezza — non porrebbero problemi di squilibrio nel comportamento deformazionale della struttura. Dico « porrebbero » poiché il loro male fondamentale è la mancanza pressoché totale di solidarietà strutturale sia come collegamento fra muri ed orizzontamenti che come grado di coesione dei muri stessi.

Quindi il rimedio è presto individuato, e consiste nella istituzione di una continuità strutturale del tutto mancante sia nelle membrature verticali che nei rapporti fra queste e gli orizzontamenti.

E' certamente una ricetta più facile ad enunciarsi che a realizzarsi; peraltro possiamo dire che nuovi prodotti e nuove tecnologie hanno permesso dei grossi passi avanti in argomento.

In effetti osserviamo che la ricetta di cui sopra in genere è sempre stata basata su due medicine fondamentali, ossia:

a) ricostituzione della solidarietà delle pareti ammalorate con un adeguato uso di materiali leganti iniettati, e con l'integrazione di cuciture armate, di incamiciatura con paretine in cemento armato, e — soprattutto — di tiranti in ferro opportunamente disposti;

b) solidarizzazione degli orizzontamenti alle pareti verticali ricostituendo i primi in struttura di acciaio o cemento armato suscettibile di ancorarsi in cordoli di piano adeguatamente immorsati ai muri.

Tali prassi costruttive hanno potuto, nel corso degli ultimi decenni, raggiungere gradi di perfezionamento notevoli grazie alla esaltazione delle possibilità di servizio offerte dai leganti e grazie alle evoluzioni tecnologica e di fisionomia statica dei tiranti metallici, come già precedentemente ricordato.

La tecnica delle iniezioni di leganti opportunamente scelti e dosati abbinata all'uso del tirante post-teso appare quindi come la soluzione più adatta ed efficace per il ricupero degli edifici in muratura.

A tale proposito desidero ricordare gli studi e le esperienze condotte in Jugoslavia dall'Istituto sui materiali da Costruzione di Lubiana a cura principalmente del Tomazevic, Tercely Turnsek, Yugrinec.

Essi hanno sperimentato su diverse murature di tipo tradizionale, originali oppure risanate con iniezioni, prive di tiranti oppure presollecitate con tiranti e sottoposte a sollecitazioni verticali ed orizzontali.

I risultati a cui sono giunti, e che furono esposti nel gennaio del corrente anno in diverse lezioni tenute a Udine a cura del CRAD (Centro di ricerca applicata e documentazione - Servizio di divulgazione delle tecniche di ripristino strutturale degli edifici) costituiscono un apprezzabilissimo punto di riferimento agli effetti della nostra problematica.

Del pari desidero ricordare, come autorevole precedente, la proposta presentata dal Prof. Giorgio Macchi al concorso promosso dalla Regione Piemonte e dal Comitato Regionale del Friuli per le tipologie abitative e procedimenti tecnici per la ricostruzione, e dalla Commissione ritenuta meritevole di particolare menzione.

Tale proposta si incentra ancora sulla tecnica delle iniezioni, degli intirantamenti, dell'uso dei leganti di nuovo tipo e contiene suggerimenti di notevole interesse per il ricupero — con caratteristiche antisismiche — del patrimonio edilizio danneggiato.

* * *

Concludo, spiacente di non avere certo potuto trattare in forma completa ed esauriente il tema proposto per questa seconda sessione: e da tale inadeguatezza voglio trarre spunto per sottolineare la necessità che il progettista si avvicini ai lavori di riparazione e ristrutturazione con grande umiltà, conscio da un lato della grande difficoltà e varietà dei problemi che è chiamato ad affrontare e dall'altro dello scarso riconoscimento che ne avrà, almeno nella maggioranza dei casi: conscio, in altri termini, di doversi armare di quello spirito di sacrificio professionale che è il lievito fondamentale del nostro lavoro.

Su alcune tecniche di esame e risanamento di strutture in cemento armato dissestate

Comunicazione del Prof. Ing. Bruno Barbarito (*)

1. PREMESSA

I complessi edilizi, nella loro essenza strutturale, sono costituiti da membrature connesse e dimensionate in modo da assolvere i compiti statici loro affidati con un adeguato margine di sicurezza.

La buona qualità dei materiali, la razionale connessione tra le membrature, l'armonica ripartizione delle azioni esterne tra i vari elementi, l'adeguata capacità dei piani fondali, la realizzazione di un regime interno di sollecitazione compatibile con le caratteristiche meccaniche dei materiali, l'oculata protezione delle strutture sono le condizioni essenziali per la garanzia di stabilità e di durata delle costruzioni.

Innumerevoli circostanze, però, tendono a vulnerare le capacità dei materiali in opera, riducendo la vita delle opere realizzate.

Le variazioni di temperatura e di umidità, giornaliere e stagionali, sovraccarichi spesso di natura eccezionale, gli agenti atmosferici non previsti, gelo-neve-vento, eventuali movimenti del terreno, insidiano spesso le strutture creando alterazioni anche di natura chimica nei materiali con degrado degli stessi, e variazione del regime di equilibrio statico nelle membrature con possibile aumento delle tensioni specifiche.

Il primo problema riguarda essenzialmente la durabilità delle strutture e le tecniche di conservazione dei materiali. Il secondo, invece, è relativo ai dissesti veri e propri.

Entrambi sono evidenziati da quadri fessurativi con l'apertura di lesioni nel conglomerato cementizio, che denunciano il superamento delle tensioni specifiche di rottura del materiale.

Nelle strutture in conglomerato cementizio armato, però, non sempre ad un quadro fessurativo corrisponde una diminuzione del coefficiente di sicurezza.

La rottura infatti del calcestruzzo in zona tesa dell'elemento, prodotta da sforzi di trazione eccessivi, dovuti ad azioni non previste, anche se temporanee e ripetute nel tempo, non modifica il modello di comportamento statico della sezione, ma fa solo raggiungere quello ipotizzato in fase di progetto.

Resta necessario, però, quando gli enti sollecitanti esterni sono non chiaramente definibili nella loro distribuzione ed intensità, determinare l'eventuale danneggiamento prodotto dalle coazioni impresse, che possono permanere anche dopo l'annullamento delle azioni applicate.

(*) Professore di complemento di Scienza delle Costruzioni - Università di Napoli.

L'esame preliminare delle strutture dissestate deve innanzi tutto, perciò, tendere a ricercare le sezioni in corrispondenza delle quali sono state prodotte variazioni delle tensioni specifiche. Solo dopo questa determinazione è possibile progettare le opere idonee allo scopo, estese solo alle zone nelle quali i materiali sono sollecitati oltre i limiti accettabili.

Gli interventi statici su elementi in conglomerato cementizio armato, con materiale già indurito, presentano sempre le difficoltà di ottenere la solidarizzazione dei nuovi materiali a quelli già presenti fino alla crisi delle strutture.

Tutte le tecniche, infatti, devono prevedere necessariamente l'aggiunta di materiali che, modificando le caratteristiche geometriche delle sezioni ne aumentano le capacità portanti. Inoltre la maggiore aspirazione del progettista di opere di questo tipo è di raggiungere il necessario risanamento statico senza per altro modificare l'aspetto architettonico della membratura.

Le strutture aggiunte devono, cioè, essere non rilevabili almeno ad un esame sommario, o tali da potere venire mascherate con facilità.

Nella presente memoria viene innanzi tutto descritto un metodo per la determinazione della sollecitazione specifica nelle armature metalliche, e sono successivamente illustrate alcune metodologie di risanamento o rafforzamento dei principali elementi di un fabbricato civile o industriale — travi, solai e pilastri — nei quali il dissesto si è verificato per crisi dell'acciaio teso o del conglomerato compresso.

La validità delle tecniche indicate è stata verificata con prove di flessione e compressione, fino alla rottura dei campioni, condotte presso il Laboratorio Ufficiale Prove Materiali e Strutture annesso all'Istituto di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria dell'Università di Napoli.

Misure strumentali hanno inoltre consentito di ottenere il comportamento dei vari saggi ai carichi applicati, consentendo di determinare il contributo fornito dai vari materiali e dimostrare le eventuali incognite insite nella tecnica adottata.

In ultimo è opportuno precisare che le indagini sperimentali sono state eseguite sia su campioni sui quali l'intervento è stato condotto dopo presollecitazione fino a carichi prossimi alla crisi, che su modelli non presollecitati. Prove contemporanee su elementi integri hanno meglio evidenziato la validità della tecnica.

Indicazioni più complete si possono rilevare dalle memorie indicate in bibliografia.

2. DETERMINAZIONE DELLA TENSIONE SPECIFICA NELL'ARMATURA METALLICA

La ricerca della tensione nell'acciaio delle strutture in conglomerato cementizio può essere effettuata con notevole semplicità attraverso la misurazione della deformazione che si verifica quando si annulla lo sforzo cui è soggetta la barra.

Lo strumento che sembra più idoneo all'uso è l'estensimetro meccanico di produzione Huggenberger Tensorast. Questo apparecchio infatti consente l'apprezzamento del millesimo di millimetro a cui corrisponde, sulla base di lettura di cento millimetri, un coefficiente di dilatazione lineare di $1 \cdot 10^{-5}$.

Il procedimento si esegue mediante le seguenti operazioni (fig. 1):

a) si scopre la barra di acciaio isolandola dal calcestruzzo per un tratto di sessanta centimetri circa;

b) si riportano sull'acciaio i punti di riferimento che devono essere tali da realizzare non meno di due basi di lettura;

c) si eseguono le letture al tensotast;

d) si taglia la barra di acciaio ad una distanza di circa trenta centimetri dall'ultimo punto di riferimento mediante mola elettrica (flex) operando con notevole lentezza;

e) accertato che il tondo è completamente scarico e che in caso di riscaldamento la barra sia ritornata alla temperatura iniziale, si esegue un'altra serie di misure al tensotast;

f) si effettua un secondo taglio a distanza di circa sessanta centimetri dal primo, e si preleva un saggio;

g) si conduce successivamente una prova di trazione con tracciamento del diagramma $\sigma - \epsilon$.

Nella prova in sito si determina la diminuzione di deformazione ϵ^* di natura elastica che si verifica durante lo scarico (fig. 2); in quella di laboratorio si traccia il diagramma N L F G. La tensione specifica nell'acciaio è fornita da

$$\sigma_a = \epsilon^* \cdot E_a$$

coincidente con quella corrispondente al punto L che si rileva nel diagramma $\sigma - \epsilon$.

Le operazioni f) e g) si eseguono solo ove si voglia raggiungere una grande precisione; nei rilievi usuali può essere sufficiente porre $E_a = 2,1 \times 10^6 \text{ kg.cm}^{-2}$.

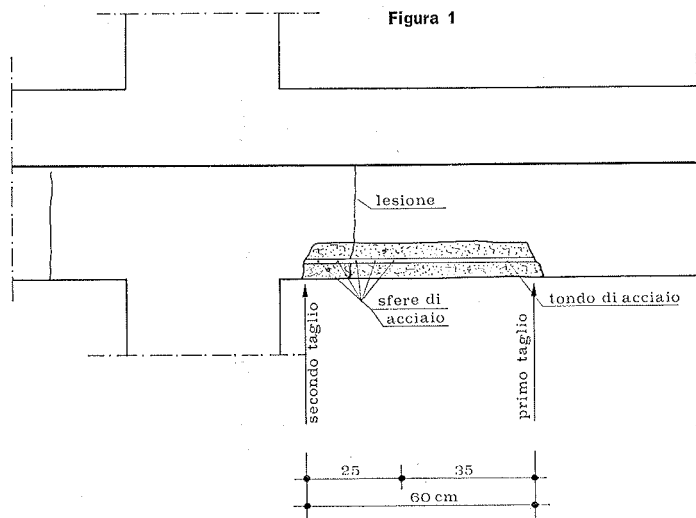


Figura 1

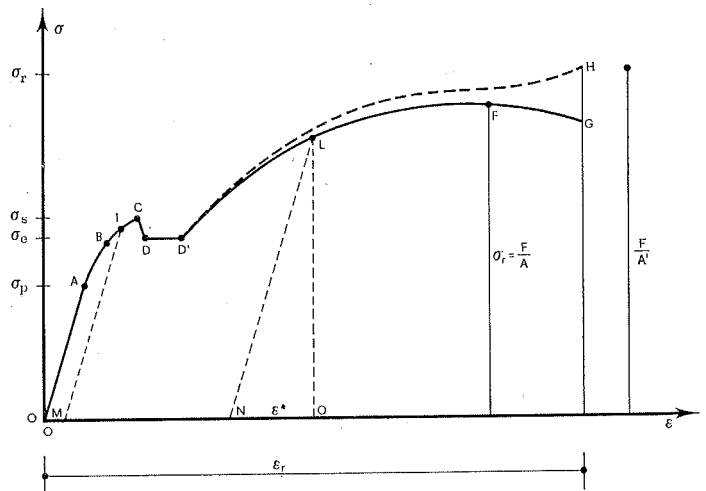


Figura 2

La tecnica, poiché la ϵ^* minima che si misura è pari ad 1×10^{-5} , consente di apprezzare una tensione minima di:

$$\sigma_{a \text{ min}} = 1 \times 10^{-5} \times 2,1 \times 10^6 = 21 \text{ kg.cm}^2.$$

Può essere opportuno, inoltre, adottare alcuni accorgimenti per evitare pericoli di crolli o ulteriori dissesti all'atto della determinazione o in tempi successivi (fig. 3):

a) disporre due martinetti al disotto della trave in esame con i pistoni di carico distanti pochi millimetri dal conglomerato;

b) sistemare un comparatore centesimale tra la trave in prova e quella superiore;

c) eseguire le letture al tensotast ed al comparatore;

d) effettuare il taglio della barra e le successive misurazioni al tensotast;

e) agire sui martinetti ed innalzare la trave fin quando il comparatore indica che la sezione di mezzzeria della trave si è alzata di circa 1/10.000 rispetto alla posizione iniziale;

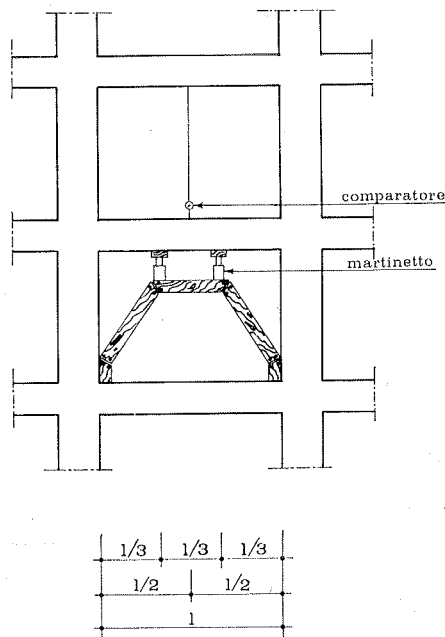


Figura 3

f) in queste condizioni saldare l'acciaio, o la nuova barra, di testa con successiva aggiunta di elementi saldati lateralmente;

g) eseguire nuove letture al tensotast;

h) togliere i martinetti ed effettuare altre misure con il tensotast, in modo da verificare che la barra fornisca di nuovo un contributo.

3. TRAVI CON INTERVENTI IN ZONA TESA

Gli interventi in zona tesa vengono, naturalmente, eseguiti quando le sollecitazioni nell'acciaio raggiungono valori troppo elevati rispetto alle caratteristiche meccaniche del materiale. Il provvedimento deve pertanto essere costituito essenzialmente da aggiunta di area metallica che deve essere resa solidale alla trave.

Le metodologie, più efficaci e di facile esecuzione, si realizzano disponendo, nella zona tesa della trave, barre di acciaio (TBA) o lamiera all'intradosso o all'estradosso (TPI-TPS), sulle pareti laterali (TPL), o in ultimo contemporaneamente sulla superficie inferiore e sulle superfici laterali (TPIL).

L'aggiunta di barre di acciaio (fig. 4) si realizza mediante le seguenti operazioni:

— asportazione del copriferro fino a liberare completamente la superficie esterna dell'armatura esistente (barre e staffe);

— disposizione delle nuove barre a ridosso di quelle esistenti che devono essere mantenute da fili di acciaio legati alle staffe;

— saldature delle nuove armature alle precedenti mediante apposizioni di spezzoni di barre aventi diametri pari a quelli delle staffe;

— getti alternativi di acqua ed aria in pressione per lavare ed asciugare il conglomerato;

— ricostruzione del copriferro con malta di cemento espansivo, tipo Embeco Grout o Emaco della Mac Master Builder di Treviso.

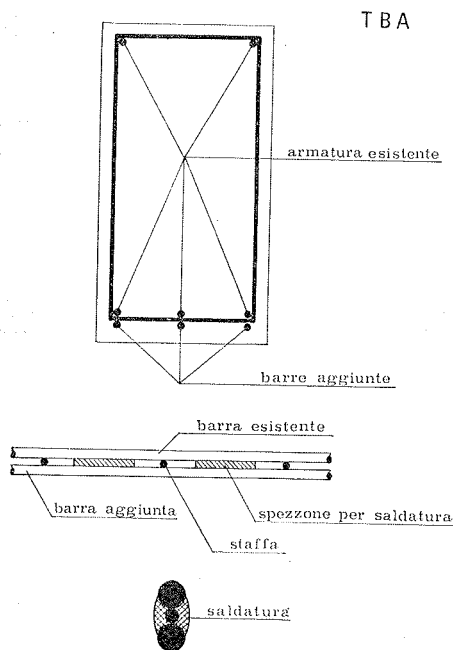


Figura 4

L'asportazione del copriferro è una operazione abbastanza lunga e laboriosa che deve essere condotta con scalpello di piccola dimensione, onde evitare notevoli sollecitazioni e vibrazioni nell'elemento sul quale si interviene. Anche la saldatura può presentare degli inconvenienti per i danni che le variazioni di lunghezza dei tondi, prodotte dalle variazioni di temperatura, possono produrre alla trave.

Questa operazione deve quindi essere effettuata lentamente, aspettando che l'acciaio si raffreddi, anche se non proprio fino alla temperatura ambiente. E' opportuno, inoltre, iniziare dalla sezione di mezzera, procedendo simmetricamente verso le sezioni estreme, fino a saldare le nuove barre ai tondi verticali dei pilastri. Questo procedimento ottiene una migliore solidarizzazione delle barre aggiunte alle strutture già costruite e può produrre una modesta precompressione del conglomerato teso con possibile parziale chiusura di eventuali fessurazioni.

Un notevole miglioramento si può ottenere applicando con martinetti forze dirette verso l'alto in modo da scaricare i carichi sulla struttura già rinforzata al fine di diminuire le tensioni specifiche nell'acciaio già presente. Questa tecnica è utile in tutti i casi di risanamenti nei quali si voglia ottenere una diminuzione delle tensioni specifiche.

Il risanamento TPI (fig. 5) viene realizzato mediante la sistemazione di lamiera di acciaio nella zona tesa. La lamiera viene resa solidale al conglomerato cementizio con l'infissione, effettuata con sparo mediante pistola di chiodi di acciaio, che attraversano la lamiera e penetrano nel conglomerato.

La lunghezza dei chiodi deve essere tale che le loro punte penetrino nel calcestruzzo superando la superficie interna dell'armatura preesistente, mentre l'altra estremità con ringrosso resti all'esterno della lamiera di circa due-tre centimetri al fine di ricostruire un copriferro non facilmente distaccabile. Un miglioramento può essere costituito dalla disposizione di rete metallica, che viene legata ai chiodi, e sulla quale si getta il conglomerato additivato con cemento espansivo.

Le precedenti condizioni circa la infissione dei chiodi si possono ottenere adoperando capsule di opportuna potenza; l'optimum deve essere ricercato sperimentalmente per tentativi.

Il numero dei chiodi deve essere stabilito in modo da

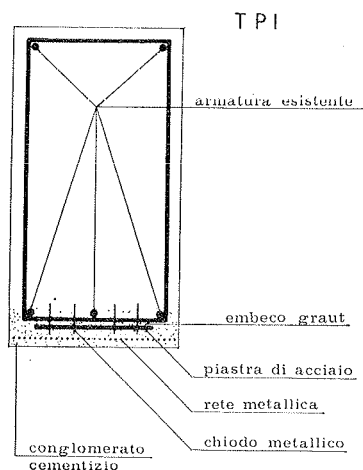


Figura 5

garantire la completa solidarietà tra la piastra di acciaio ed il conglomerato; il calcolo deve essere condotto affidando a questi elementi tutto lo sforzo di scorrimento con un coefficiente di sicurezza un poco maggiore di quello usuale. E' indispensabile, inoltre, che la lamiera sia estesa a tutta la lunghezza della trave, o almeno per una conveniente lunghezza nella zona c compressa.

Questo procedimento di semplice e rapida esecuzione produce però un deterioramento del calcestruzzo prodotto dalla infissione dei chiodi mediante sparo; questo degradamento del materiale può compromettere nel tempo anche la solidarietà dei chiodi e rendere dubbia la validità dell'intervento.

Per evitare questo inconveniente è necessario disporre tra conglomerato e lamiera uno strato di materiale espansivo (Embeco Grout o Emaco) e sparare i chiodi prima che questo indurisca. In questo modo il chiodo penetrando nel calcestruzzo trascina il materiale fluido nei fori, che si creano, riempiendoli; il successivo indurimento con espansione elimina tutti i danni locali assicurando la buona sistemazione dei chiodi.

Naturalmente il conglomerato deve essere rattivato con leggera scalpellatura, lavato ed asciugato con getti di acqua ed aria in pressione prima di disporre il materiale espansivo.

Gli schemi delle figure 6 e 7 sono analoghi a quello già descritto, ma con due lamiere disposte sulle due superfici laterali della trave (TPL) o con una lamiera a forma \sqsubset (TPIL).

Il primo TPL si realizza con le stesse modalità di quello TPI e deve essere scelto quando non è possibile disporre la

lamiera all'intradosso della trave. Questa tecnica, però, può presentare fenomeni di instabilità della lamiera dovuti alla notevole variazione di trazione lungo l'altezza della piastra.

Il secondo TPIL deve essere adottato in sostituzione del precedente, per eliminare gli inconvenienti precedenti quando è possibile disporre la lamiera anche al disotto della trave ma non si possono sparare chiodi per eventuale notevole quantità di acciaio nella trave. In questo caso il materiale espansivo deve essere disposto su tutta la superficie di contatto tra lamiera e conglomerato, mentre i chiodi possono essere sparati anche solo sulle facce laterali della trave.

4. TRAVI CON INTERVENTI IN ZONA COMPRESSA

Il risanamento di travi nelle quali il dissesto è dovuto a sollecitazioni troppo elevate nel conglomerato cementizio per le insufficienti caratteristiche meccaniche del materiale, deve generalmente essere condotto modificando l'altezza dell'elemento.

L'aggiunta, infatti, di materiale di qualità, in corrispondenza delle zone più sollecitate della sezione, non produce benefici significativi poiché le tensioni specifiche in corrispondenza delle fibre, che nell'elemento integro sono sulla superficie terminale, non si modificano non essendo aumentato il braccio di leva della coppia flettente interna.

In questi casi, comunque, ogni intervento deve essere sempre preceduto da indagini sulla eventuale carbonatazione del conglomerato che può ridurre il pH del suo valore usuale di circa 12 a livelli anche inferiori a 9, che segna il livello al disotto del quale cessa la passivazione alcalina. Il fenomeno, più probabile nei calcestruzzi di qualità mediocre, comporta un'ossidazione delle armature metalliche poiché è sufficiente una piccola quantità di ossigeno per provocare l'inizio dell'attacco da ruggine.

Ove si debba ottenere solo un migliore comportamento della trave con un modestissimo aumento della sua capacità portante, gli interventi possono essere del tipo di quelli riportati nelle figure 8 e 9.

Nello schema di fig. 8 il risanamento (TRS) è costituito dalla sistemazione di uno strato di materiale di qualità — resina epossidica, embeco grout, emaco — disposto sulla superficie compressa della trave, dopo avere sparato alcuni chiodi di acciaio.

I chiodi dovrebbero essere di lunghezza tale da penetrare nel conglomerato fino alle fibre corrispondenti all'asse neutro; in questo modo si cerca di trasferire le tensioni che sorgono nel nuovo materiale al conglomerato che inizialmente si può ritenere scarico.

E' opportuna, non indispensabile, la sistemazione di una rete elettrosaldata legata ai chiodi per migliorare le condizioni del materiale aggiunto.

Le operazioni da effettuare sono:

- pulizia della superficie del conglomerato ed asportazione di eventuali impurità mediante mola elettrica;
- sparo dei chiodi di acciaio;
- lavaggio del conglomerato con getti di acqua e successivo asciugamento con aria in pressione;
- getto della malta di resina.

Lo schema di fig. 9 viene invece realizzato con la siste-

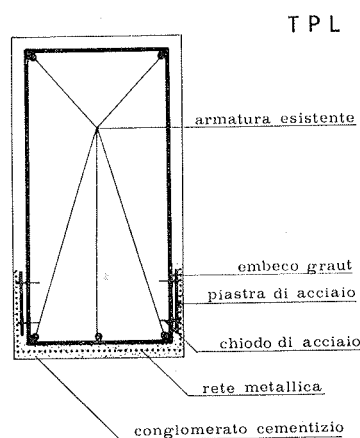


Figura 6

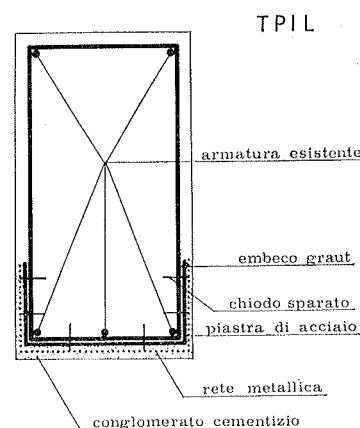


Figura 7

TRS-TCS

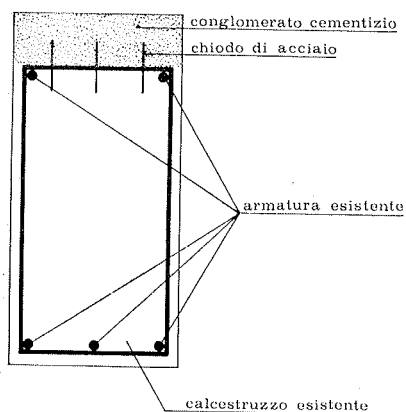


Figura 8

TPS

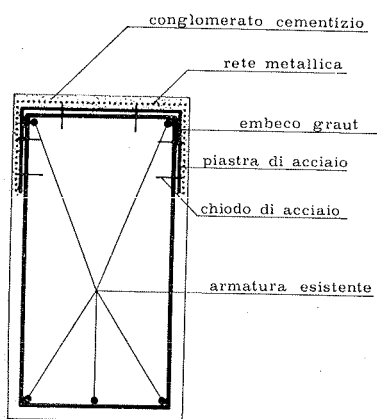


Figura 9

mazione di una lamiera a forma di \square sulla superficie compressa della trave (TPS). Le fasce laterali della lamiera devono essere di lunghezza tale da superare l'asse neutro, in modo che lo sforzo di compressione venga assorbito dalla lamiera con un contributo molto modesto del conglomerato.

La forma ad \square inoltre elimina ogni possibilità di instabilità della lamiera.

Il fissaggio della piastra di acciaio viene fissato con le stesse modalità esecutive già indicate con chiodi sparati sulla superficie superiore e su quelle laterali.

Quando si debba ottenere un notevole miglioramento delle capacità portanti è indispensabile aumentare l'altezza della trave secondo gli schemi delle figure 8 e 10. Il nuovo conglomerato viene disposto nella parte superiore della trave (TCS) o in quella inferiore (TCI).

Nel primo caso (TCS) ove la variazione di altezza sia modesta è sufficiente infiggere chiodi di acciaio ai quali legare una rete elettrosaldata. Ove, invece, lo spessore della nuova parte è notevole, è necessario disporre staffe ed armature metalliche, sempre legate a chiodi sparati nel conglomerato.

Nel secondo (TCI) la variazione di altezza è sempre notevole, ed il nuovo materiale è aggiunto in zona tesa per cui è più difficile evitare scorrimenti relativi. Per questo motivo il conglomerato deve essere additivato con materiale espansivo o, meglio, si possono utilizzare materiali

TCI

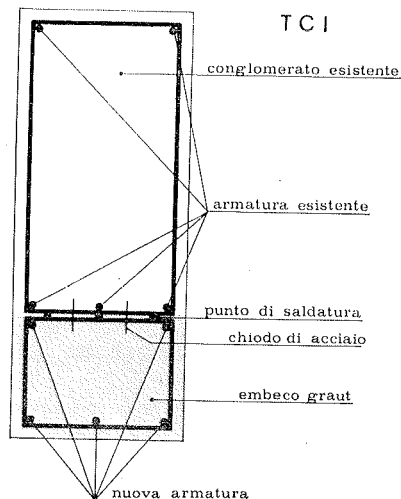


Figura 10

speciali come Embeco Grout o Emaco, e le nuove staffe devono essere saldate a quelle già esistenti.

Le operazioni da eseguire sono:

- scalpellatura del conglomerato cementizio per ottenere anche che la superficie sia più scabrosa;
- sparo di chiodi di acciaio;
- asportazione delle impurità con spazzole di acciaio e della polvere, con getti di acqua, ed asciugatura con aria in pressione;
- sistemazione delle armature con legatura delle nuove staffe alle vecchie;
- saldatura delle nuove staffe a quelle già presenti, con qualche punto di saldatura anche tra le barre longitudinali;
- getto del nuovo materiale con iniettore a pressione.

5. SOLAI

5.1. Interventi in zona tesa

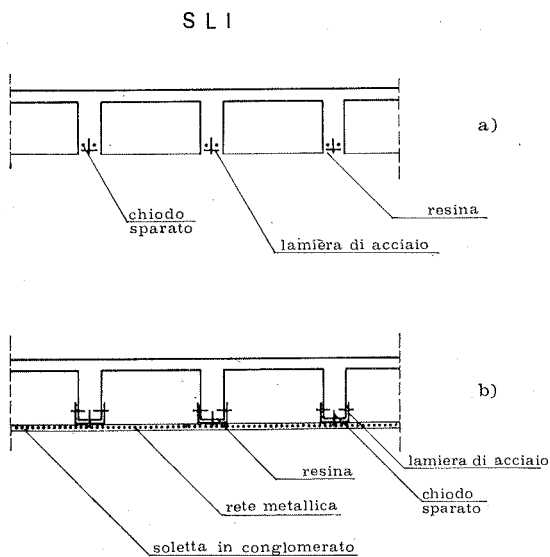
I risanamenti in zona tesa di solai misti possono essere condotti o con la finalità di migliorare leggermente le condizioni statiche dell'elemento o per aumentare in quantità considerevole il carico utile da potere applicare sull'opera.

Il primo risultato si ottiene facilmente, in genere, aumentando l'area metallica con aggiunta di lamiera di acciaio in corrispondenza di alcuni o tutti i travetti (SLI).

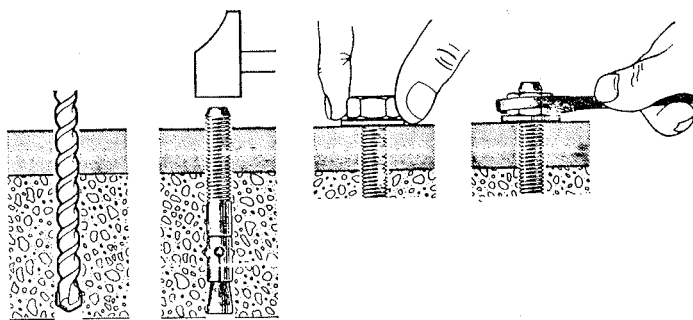
Lo schema di fissaggio può essere ottenuto come per le travi (fig. 11a) interponendo tra le due superfici uno strato di cemento espansivo, di alcuni millimetri di spessore, e sparando successivamente chiodi di acciaio prima che il nuovo materiale indurisca.

Ove il conglomerato si presenti in condizioni precarie o sia difficile far penetrare un elemento tra le armature, è opportuno disporre lamiera a forma di \square (fig. 11b) e sparare i chiodi lateralmente. Naturalmente in questo caso è necessario togliere tutte le pignatte e realizzare una soletta di conglomerato cementizio legata ai travetti mediante rete metallica legata alla parte esterna dei chiodi.

Quando il risanamento deve essere effettuato su solai in c.a.p. per i quali i chiodi non riescono ad essere infissi, il fissaggio della lamiera può essere eseguito mediante caviglia ad espansione automatica (fig. 12). Si eseguono cioè con trapano a rotazione e percussione fori entro cui viene infissa la caviglia, si dispone a ridosso del travetto la lamiera



CAVIGLIE SPIT FIX



già forata sulla quale è stato disposto uno strato di cemento espansivo, si posiziona la rondella, si avvita il dado. In un'unica operazione si raggiunge l'espansione e si fissa il pezzo comprimendo la lamiera al conglomerato.

Particolarmente idonei all'uso sono le caviglie SPIT FIX prodotte dalla Società Privative Industriali Tecniche S.p.A. di Torino.

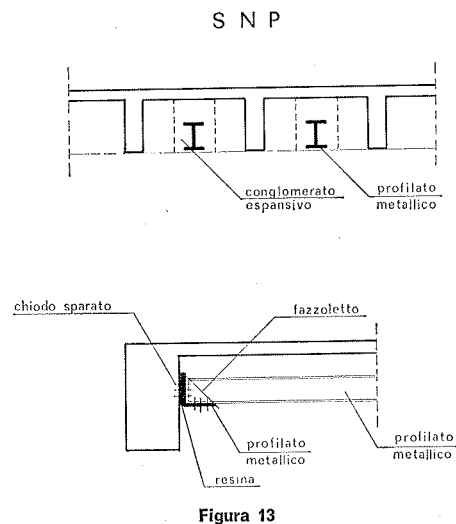
Qualunque sia il sistema di fissaggio è sempre necessario disporre la lamiera per tutta la luce del solaio o estenderla per una conveniente parte nel conglomerato compresso.

Il rafforzamento teso a raggiungere un notevole aumento dell'intensità di carico utile, può essere effettuato mediante disposizione di profilati metallici tra due successivi travetti (fig. 13).

Bisogna, cioè, rompere i cotti per fare spazio ed introdurre i profili, i quali vengono resi solidali al solaio mediante conglomerato espansivo o conglomerato iniettato e fissati alle travi perimetrali mediante uno spezzone di profilato ad L rinforzato con fazzoletti.

5.2. Interventi in zona compressa

I risanamenti in zona compressa devono essere eseguiti quando le tensioni specifiche nel conglomerato sono supe-



riori ai valori ammissibili in funzione delle caratteristiche meccaniche del materiale. Essi devono necessariamente produrre un aumento del braccio del momento interno, per cui a parità di coppia esterna si verifica diminuzione della massima sollecitazione.

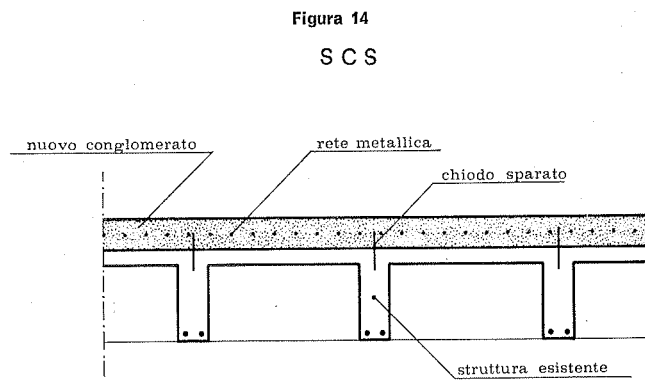
La parte aggiunta può essere ottenuta senza particolari precauzioni (fig. 14) disponendo una soletta di conglomerato cementizio al disopra di quella già esistente. E' sempre opportuno eseguire una leggera scappellatura del calcestrutto per migliorare l'aderenza tra i due materiali, asportare le impurità e la polvere con acqua ed aria in pressione, e gettare un conglomerato che presenti un modesto ritiro per evitare il sorgere di tensioni di scorrimento tra i due diversi materiali.

Quando la soletta aggiunta deve essere di notevole spessore, sette-otto centimetri, può essere opportuno sparare chiodi di acciaio nei travetti e disporre rete metallica, di tipo elettrosaldata, legata ai chiodi.

6. PILASTRI

6.1. Premesse

I dissesti dei pilastri in c.a. rientrano in genere nel quadro degli schiacciamenti per valori eccessivi delle tensioni specifiche nel conglomerato cementizio. Raramente il fenomeno è dovuto a sollecitazione di trazione nell'acciaio prodotta dalla eccentricità del carico esterno.



Questi dissesti, fortunatamente meno diffusi di quelli relativi alle strutture orizzontali, sono molto più pericolosi, perché di difficile controllo con opere di presidio provvisorio, e perché la crisi di un solo elemento può compromettere l'equilibrio dell'intera opera.

Le strutture soggette a flessione presentano nella fase precedente la crisi un quadro fessurativo, notevolmente ampio, dovuto alle deformazioni plastiche delle armature. La crisi però, si verifica in genere per carichi più elevati per il fenomeno di incrudimento dell'acciaio.

Nei pilastri, invece, l'insorgenza del dissesto produce lesioni per schiacciamento che comportano diminuzione della sezione resistente ed aumento delle tensioni specifiche nel materiale ancora valido, e di conseguenza accelerazione del processo distruttivo. Gli interventi, perciò, devono essere condotti con notevole celerità in modo da reprimere il fenomeno al suo apparire con opere di consolidamento che ottengano il trasferimento dei carichi ad altro materiale idoneo.

6.2. Intervento con profilati metallici

Un risanamento di semplice esecuzione, non rilevabile al termine dei lavori, si realizza con il trasferimento delle sollecitazioni a quattro profilati ad L (fig. 15).

Le operazioni da effettuare sono:

— scalpellare gli spigoli del pilastro ponendo a nudo i ferri di angolo e le staffe;

— ricostruire gli stessi con conglomerato additivato a costanza di volume;

— disporre in corrispondenza degli spigoli del pilastro i profilati metallici con forzatura fino ad ottenerne l'aderenza alle staffe;

— sparare alcuni chiodi di acciaio sui profilati per migliorarne l'aderenza degli stessi al conglomerato, è opportuno che le ultime due operazioni siano effettuate prima che il conglomerato additivato indurisca;

— collegare i profilati di angolo a tutte le staffe con punti di saldatura;

— saldare colastrelli ai profilati;

— rivestire il pilastro con intonaco ricco di cemento avente, sui profilati di acciaio, uno spessore non inferiore al centimetro, un'aderenza più efficace del copriferro può essere ottenuta disponendo una rete metallica legata ai chiodi di acciaio sparati.

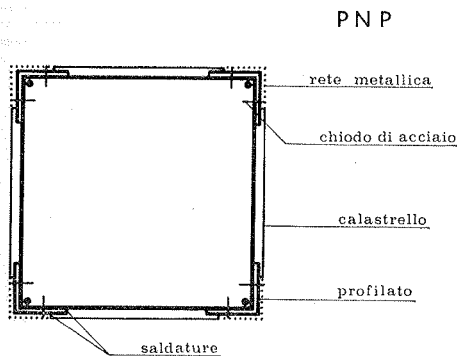


Figura 15

Nella progettazione del risanamento è opportuno trascurare la resistenza del conglomerato cementizio, e prevedere una tensione ammissibile nell'acciaio inferiore a quella di normativa, poiché la crisi dell'elemento risanato si verifica sempre per instabilità dei profilati.

6.3. Interventi con aumento della sezione

Quando è possibile modificare le dimensioni esterne del pilastro, il risanamento può essere eseguito realizzando una fasciatura dell'elemento (fig. 16) con conglomerato cementizio (PCA), con materiali di qualità, come Emaco prodotto dalla Mac Master Builders di Treviso (PEA), o con rivestimento di resina epossidica (PRA).

Queste metodologie tendono a produrre un miglioramento della qualità del conglomerato, mediante cerchiatura, con trasferimento, totale o parziale dei carichi ai nuovi materiali.

Le operazioni da eseguire sono:

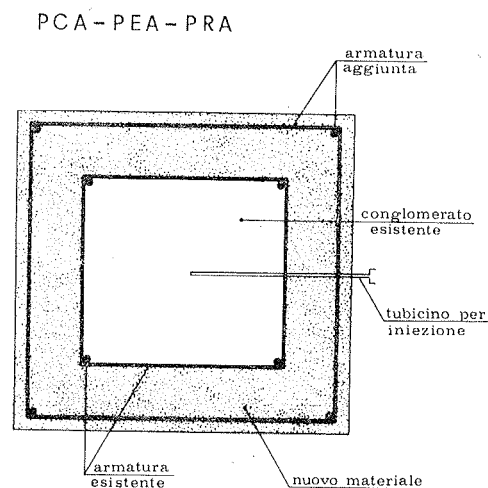


Figura 16

— asportazione del copriferro e messa a nudo dell'armatura metallica;

— pulizia del ferro con spazzole a fili di acciaio, ove il materiale presenti zone ossidate;

— ravvivatura della superficie del conglomerato mediante scalpellatura;

— eventuale sistemazione di tubi filettati con attacco portagomma sigillati con malta di cemento in fori di piccolo diametro, ottenuti con sonda elettrica estrattiva, ove si decida di effettuare anche iniezioni di malta cementizia in pressione;

— collocazione di una nuova armatura con staffatura a distanza minore di quella di normativa;

— lavaggio ed asciugatura del conglomerato con getti successivi di acqua ed aria in pressione;

— getto del nuovo materiale;

— eventuale iniezione della malta cementizia a indurimento raggiunto del nuovo materiale.

Nel primo risanamento (PCA) si può, ove si voglia, distribuire il carico sia al vecchio che al nuovo materiale, poiché la collaborazione è completa. In questa ipotesi è

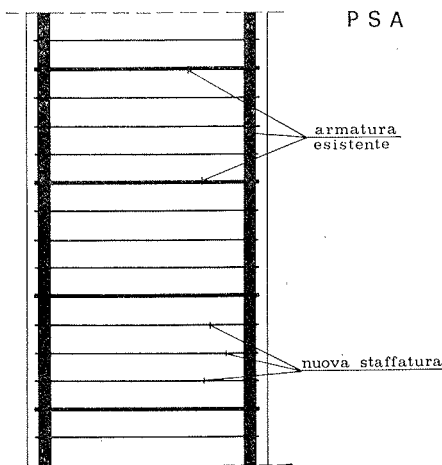


Figura 17

sufficiente che il nuovo conglomerato possieda caratteristiche meccaniche di poco superiori a quelle del materiale già presente.

Per gli interventi di tipo PEA-PRA, tenuto conto dell'elevata qualità dei nuovi materiali, che generalmente raggiungono resistenze superiori a 1000 kg.cm^{-2} , il conglomerato non può fornire alcun contributo.

Anche in questi casi l'insidia maggiore è la instabilità dei nuovi materiali per cui è necessario realizzare una nuova staffatura molto ravvicinata, fissando un coefficiente di sicurezza un poco più ampio di quello di normativa.

6.4. Sistemazione di nuove staffe

Questo intervento è costituito dall'aggiunta di altre staffe (fig. 17) a distanza ravvicinata (PSA), con la finalità di contrastare le deformazioni trasversali del pilastro. In questo modo si cerca di trasformare lo stato di sollecitazione monoassiale in biassiale, il cerchio di Mohr, che, con deformazione laterale libera passa per l'origine fino alla crisi (fig. 18a), si sposta verso la zona della compressione (fig. 18b) quando le deformazioni trasversali sono impedito.

Ne consegue un aumento delle tensioni di crisi, e nell'esempio di fig. 18 si ottiene $\sigma_2 = 1,5 \cdot \sigma_1$.

Il risanamento, quindi, si realizza scapellando il pilastro fino a scoprire le armature verticali ed orizzontali, sistemando la nuova staffatura e ricostruendo il copriferro.

Per raggiungere una più certa efficacia del risanamento è opportuno produrre una pretensione delle nuove staffe, anche se piccole, con successiva saldatura delle stesse.

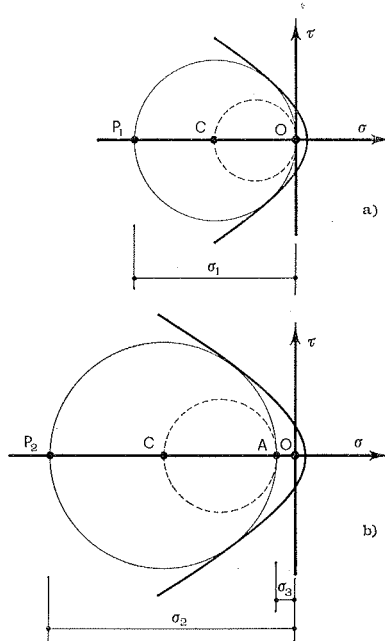


Figura 18

7. CONCLUSIONI

Le tecniche illustrate nella presente memoria sono idonee ad ottenere con sufficiente certezza il risanamento e rafforzamento di opere in c.a. dissestate.

La determinazione delle tensioni specifiche cui effettivamente sono sollecitati, consente di definire con certezza gli elementi da risanare, evitando di intervenire in zone nelle quali al quadro fessurativo non corrisponde un degrado statico.

Gli interventi in zona tesa delle strutture orizzontali sono, in realtà, abbastanza semplici e non presentano dubbio sul loro risultato fino allo stato limite ultimo. La verifica delle varie sezioni può essere condotta con le stesse modalità che si adottano per opere non dissestate, anche in campo elasto-plastico.

Alcuni interventi in zona compressa, invece, presentano il pericolo dell'instabilità per cui è generalmente consigliabile una certa prudenza riducendo a valori più modesti le tensioni nei materiali; questo fenomeno si presenta quasi esclusivamente nei risanamenti dei pilastri.

Il rafforzamento realizzato in zona tesa delle travi con aumento dell'altezza deve essere eseguito cercando di ottenere che la superficie del vecchio e nuovo materiale sia in zona compressa, poiché questo riduce la possibilità di eventuali scorrimenti relativi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] B. BARBARITO (1971): Collaudi e misure nell'ingegneria Civile: Le prove di controllo delle strutture dissestate, Bollettino dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Salerno, Nuova serie n. 2.
- [2] B. BARBARITO - F. BENETTIERI - B. FESTA (1973): In tema di risanamento di strutture in c.a. Nota I: Le travi a semplice armatura, Ingegneria Civile, n. 46.
- [3] B. BARBARITO - F. BENETTIERI (1974): In tema di risanamento

- di strutture in c.a. Nota II: Le travi a doppia armatura, Ingegneria Civile, n. 53.
- [4] B. BARBARITO - F. BENETTIERI (1975): In tema di risanamento di strutture in c.a. Nota III: I solai in latero-cemento, Ingegneria Civile, n. 54.
- [5] B. BARBARITO - F. BENETTIERI (in corso di stampa): In tema di risanamento di strutture in c.a. Nota IV: I pilastri, Ingegneria Civile.

Costruzioni industriali prefabbricate in Friuli. Effetti del sisma e provvedimenti per il recupero e per l'immediato riutilizzo

Comunicazione di: Prof. Dott. Enzo Cucciniello (*)
Geom. Carlo Fiorini (**)

1. LA NORMATIVA ANTISISMICA IN ITALIA

La Normativa sulle costruzioni in zona sismica, anteriormente alla legge 64 del 2 febbraio 1974 risaliva al 1962 (Legge 25 novembre 1962, n. 1684) e prevedeva l'obbligo di rispettare determinate precauzioni solo in un'area limitata del Friuli, fissata a moderata sismicità (seconda categoria) e notoriamente l'elenco non comprendeva località i cui nomi ricorrono dolorosamente per le distruzioni subite nel sisma del 6 maggio 1976.

Le Norme d'altronde fornivano istruzioni generiche di buona costruzione, senza prescrivere una tipologia aderente all'andamento probabile del movimento sismico ed una conseguente verifica del dimensionamento delle strutture, come invece prescrive la nuova Normativa (Legge 64 del 2 febbraio 1974) che è troppo recente per determinare un apporto statisticamente rilevante di edifici a protezione antisismica.

Riteniamo però non trascurabile il fatto che, al tempo dell'emanazione delle Norme di costruzione in zona sismica (R.D.L. 22 novembre 1937 n. 2105, di cui la Legge 26 novembre 1962, n. 1684 non è che un aggiornamento) la generalità delle costruzioni era eseguita in muratura, essendo il conglomerato cementizio armato riservato solo a parti complementari degli edifici, o ad edifici di particolare mole; inoltre le conoscenze scientifiche e tecnologiche su di esso non erano certo profonde e diffuse come lo sono ora: appare abbastanza logico che gli estensori delle Norme, avendo presente come tipizzazione corrente la muratura, anche volendolo non potessero preconizzare sofisticati procedimenti di calcolo, che poi non avrebbero potuto trovare coerente applicazione per la natura stessa della tipologia strutturale.

(*) Professore incaricato stabilizzato di Tecnologia dell'Architettura - Istituto Universitario di Architettura - Venezia.

(**) Ufficio Studi e Ricerche della Valdadige S.p.A. - Verona.

Desti invece perplessità l'esclusione dall'elenco di Comuni con alta probabilità di ritorno sismico attestata dalla precedente storia oltreché dalla situazione geologica.

2. SINGOLARITÀ NELLA RISPOSTA DELLE STRUTTURE

2.0. Generalità

Ad una prima sommaria ricognizione dopo il terremoto in Friuli del 6 maggio 1976 è apparso sconcertante incontrare edifici vetusti, strutturalmente indenni o poco danneggiati, e vicino ad essi costruzioni recenti totalmente distrutte.

Un'indagine meno superficiale ha consentito però di rendersi ragione del fenomeno: i vecchi edifici conservati in genere erano in buono stato di manutenzione, spesso rinforzati con catene di acciaio ai piani.

Nel caso di edifici recenti crollati, quasi sempre si può rilevare qualche manchevolezza costruttiva, anche solo di dettaglio, che però è risultata determinante nel cedimento strutturale.

2.1. Effetti della tecnologia strutturale

In qualche caso si può paradossalmente riscontrare come il progresso tecnologico strutturale sia indirettamente all'origine di taluni dissesti.

2.1.1. Fino a qualche decennio fa, il progettista aveva a disposizione una tipologia strutturale strettamente vincolante, la muratura, che non gli consentiva libertà compositive volumetriche. Si trattava di una tecnologia di costruzione massiva, tradizionalmente codificata da secoli di esperienza, che si può sintetizzare nell'imperativo categorico del « pieno su pieno ».

Lo scarso o nullo collegamento offerto dagli orizzonta-

menti in legno, costringeva ad erigere murature trasversali, di controventamento: conseguentemente si ottenevano edifici con equilibrata e geometrica distribuzione in pianta delle masse, il cui baricentro praticamente coincideva con il baricentro della sezione orizzontale: con ciò era evitata, sia pure inconsciamente, la genesi della torsione, che comunque, se si manifestava, trovava adeguata capacità di assorbimento nel reticolo strutturale planimetrico costituito da solide murature con poche aperture e di non rilevanti dimensioni.

2.1.2. L'uso del calcestruzzo armato ha liberato il progettista dai precedenti vincoli, consentendogli le più ardite libertà compositive. L'avvento delle strutture intelaiate combinate con solai in calcestruzzo armato ha dato al progettista medio un senso di maggiore sicurezza, come se esse disponessero di una riserva inesauribile di resistenza capace di far fronte a tutti gli eventi imprevisi; i dimensionamenti vennero così generalmente eseguiti in funzione quasi esclusiva della gravità, retaggio culturale accumulato in secoli di costruzioni massive, riservando la verifica ad altre azioni, in particolare a quelle orizzontali, solo a poche opere particolarmente complesse ed inconsuete, per le quali peraltro si faceva ricorso alla consulenza degli specialisti.

Da questo punto di vista la Normativa più recente (D.M. sul c.a. e c.p. del 1976 e Circolare Ministeriale n. 6090 sulle costruzioni a pannelli) comporta:

- armatura minima delle membrature soggette a pressione centrata;
- obbligo di verificare la capacità delle costruzioni a pannelli di resistere ad un minimo di azioni orizzontali.

Ulteriori cautele sono previste negli schemi di regolamenti internazionali (2^a edizione delle Raccomandazioni C.E.B. - F.I.P. del 1970 e bozza della 3^a edizione di cui si prevede la pubblicazione nel 1978).

Non va tuttavia dimenticato che intercorre sempre un certo tempo fra l'emanazione di una norma tecnica ed il

suo generale corretto impiego, per cui, salvo eccezioni, il progresso tecnico e tecnologico segue quello scientifico e si generalizza solo dopo parecchio tempo, anche diversi anni.

Notoriamente la progettazione con intelaiatura in cemento armato nasconde qualche insidia se non attentamente eseguita e se non realizzata con accurata meticolosa tecnologia: i baricentri delle masse possono essere molto discosti dai baricentri meccanici delle strutture, col conseguente insorgere delle azioni torcenti alquanto nefaste se non debitamente individuate e neutralizzate, (cosa certamente non avvenuta nei condomini alti crollati o comunque resi inservibili dal terremoto. E' doveroso però ricordare che non esisteva l'obbligo giuridico di prendere precauzioni del genere).

2.2. Comportamento delle strutture

In un'indagine a posteriori l'identificazione dei comportamenti degli edifici nei confronti delle varie componenti del movimento sismico, presenta notevoli difficoltà nel caso di costruzioni complesse, con telai spaziali e masse diverse distribuite in modo non sempre uniforme, anche per il fatto che non sono noti i parametri locali del movimento tellurico.

Nel caso invece di costruzioni a struttura semplice, ripetitiva, come nella maggior parte degli edifici industriali, si riesce spesso più agevolmente a ricostruire un modello di comportamento intuitivo.

3. GLI EDIFICI INDUSTRIALI IN GENERALE

3.0. Tema dell'indagine

Il tema principale dell'indagine svolta dagli Scriventi nella zona terremotata, era di rilevare il comportamento delle strutture prefabbricate per edilizia industriale.

Si è ritenuto tuttavia utile esaminare anche le strutture della generazione precedente, cioè quelle realizzate mediante elementi prefabbricati solidarizzati in opera, strutture che, nel caso degli edifici industriali, sono riconducibili principalmente ai tipi di laterocemento armato, a spinta eliminata con tiranti in acciaio, a volta con direttrice curvilinea o mistilinea o a due falde piane.

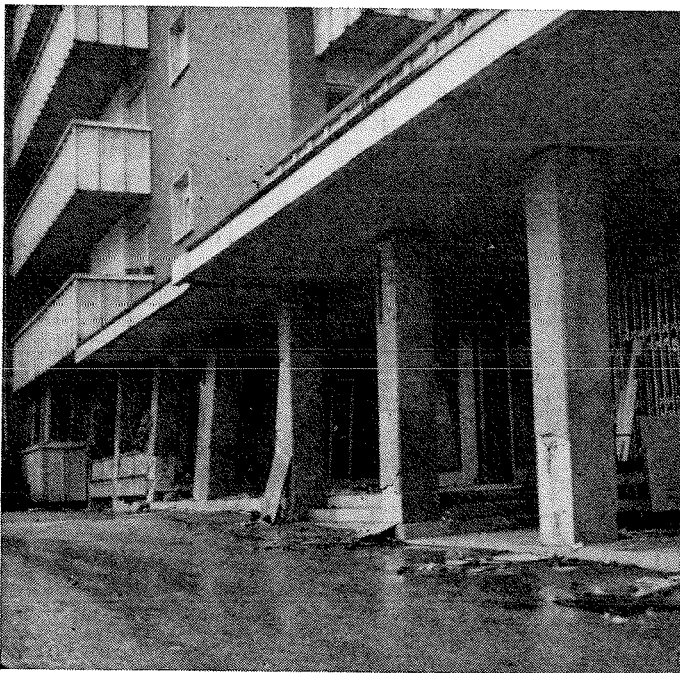
3.1. Le coperture a spinta eliminata

Si tratta in genere di strutture snelle, discretamente deformabili, con periodo proprio di oscillazione relativamente elevato.

Il loro comportamento intrinseco è stato generalmente buono, e, quando si sono notati danni, essi sono da imputare a cedimenti delle sottostanti strutture portanti (murature od intelaiature in calcestruzzo armato).

L'analisi conferma che ci si poteva attendere un buon comportamento anche in mancanza di calcolazione specifica alle azioni sismiche: infatti alla componente sismica agente parallelamente alle generatrici, che provoca momento e taglio agente nel piano della direttrice, la struttura oppone una rigidità elevatissima, per essere stata solidarizzata mediante i getti armati; la componente sismica agente in direzione parallela alle catene, provoca sollecii-

Fig. 2.1201



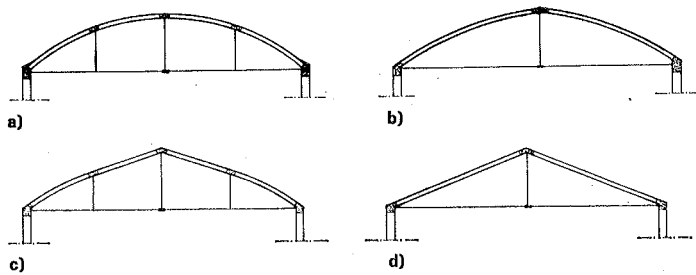


Fig. 3.001 - Coperture a spinta eliminata. a) A direttrice circolare; b) A cuspidate; c) Mistilinea; d) A falde piane inclinate.

zazioni dello stesso ordine di grandezza di quelle che erano state prese in considerazione per l'azione del vento o di carichi dissimmetrici; analogamente per la componente verticale, il sisma provoca sollecitazioni che sono solo una parte di quelle calcolate per i carichi di servizio.

4. GLI EDIFICI INDUSTRIALI PREFABBRICATI

4.0. Generalità

Lo sviluppo delle attività industriali nella zona colpita dal terremoto è piuttosto recente. Logico quindi che i relativi edifici siano stati eseguiti prevalentemente con strutture prefabbricate, delle quali esiste una notevole quantità di realizzazioni, tipologicamente diversificate.

4.1. Coperture ad archi prefabbricati in c.a.

Fra i tipi ricorrenti, di gran lunga il più diffuso è il sistema di copertura ad archi prefabbricati, in cemento armato, a tre cerniere, con catena in acciaio, completati con pannellini interposti. Questa tipologia è quella che più delle altre ha risentito degli effetti del terremoto. D'altronde questa struttura viene calcolata considerando le azioni agenti nel piano dell'arco; la conformazione della cerniera al colmo non è in genere tale da garantire che l'arco isolato si mantenga nel piano verticale teorico, per cui vi è un pericolo di instabilità, aggravato dagli inevitabili errori di montaggio.

La sicurezza contro il manifestarsi dei fenomeni d'instabilità è generalmente affidata ai pannellini di completamento.

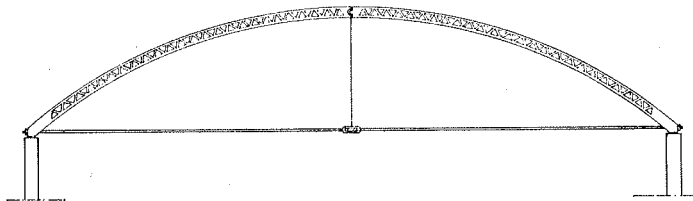


Fig. 4.101 - Archi reticolari.

Va tuttavia rilevato che, sia per la tecnologia costruttiva che per la limitatezza delle dimensioni trasversali dell'estradosso dell'arco, non è in genere possibile predisporre un'armatura metallica in attesa adeguata ai compiti di solidificazione; lo stesso avviene per i pannellini, la cui

armatura, anche quando fuoriesce alle estremità, non trova sufficiente ancoraggio. Quindi non vi è garanzia di resistenza alla componente dell'azione sismica agente parallelamente alle generatrici.

Al dissesto di questo tipo strutturale sottoposto al sisma, e particolarmente alla componente in direzione parallela alle catene, ha senz'altro contribuito in modo determinante la mancanza di collegamento delle imposte degli archi alle sottostrutture; l'attrito è risultato infatti insufficiente per assorbire la sollecitazione di taglio derivante dal colpo di frusta dell'accelerazione sismica.

4.2. Coperture piane

Altra tipologia abbastanza ricorrente è la copertura piana, realizzata con grandi elementi bidimensionali nervati, in cemento armato ordinario o presollecitato, con sezione a forma di T o di TT, appoggiati su una orditura primaria di travi con sezione a forma di L o di T rovesciato, a loro volta portate da pilastri.

Gli inconvenienti riscontrati, a prescindere dal comportamento dei pilastri, di cui si dirà a parte, sono dovuti alla mancanza di collegamento fra i vari elementi: anche in questo caso il taglio provocato dal colpo di frusta è maggiore della resistenza di attrito, cosicché le travi portanti, pressoché rigidamente collegate al terreno, sono scivolte al di sotto delle lastre di copertura, che dopo il sisma si presentano spostate planimetricamente, rispetto alla posizione originaria, anche una ventina di centimetri; e ciò in qualche caso, fortunatamente isolato, ha provocato il crollo di qualche lastra di copertura, rimasta priva dell'appoggio.

Gli edifici sono stati comunque recuperati con interventi di riparazione che hanno consentito la rimessa in sesto dei vari elementi.

4.3. Coperture a shed

Non si sono trovati molti esempi di strutture a shed.

Oltre al tragicamente noto cotonificio di Gemona, realizzato in struttura reticolare in acciaio con impalcato di copertura in laterocemento armato, rammentiamo il maglificio di Pinzano al Tagliamento (fig. 4.301), in cui però lo shed non è strutturale, ma realizzato con sovrastruttura su reticolo piano ortogonale di travi prefabbricate a doppio T, presollecitate, su pilastri eseguiti invece sul posto. Le falde di copertura sono in laterocemento armato. I danni constatati sono: rottura del laterizio di alcuni pannelli al compluvio (fig. 4.302), spostamento di alcuni centimetri delle travi di orditura secondaria dalla loro sede a sella, limitato tuttavia dalla presenza di bracci in acciaio di sospensione alle selle, sbrecciatura del conglomerato di copriferro delle travi primarie in corrispondenza dell'appoggio sui pilastri, e deviazione dalla verticale per $5 \div 6$ centimetri verso l'esterno dei pilastri della chiusura esterna.

4.4. Copertura a doppia pendenza

Un sistema di prefabbricazione largamente diffuso, è basato sulla copertura con travi prefabbricate a doppia pendenza, impostate su pilastri o travi primarie, e completate con lastre di copertura, pure prefabbricate, in late-

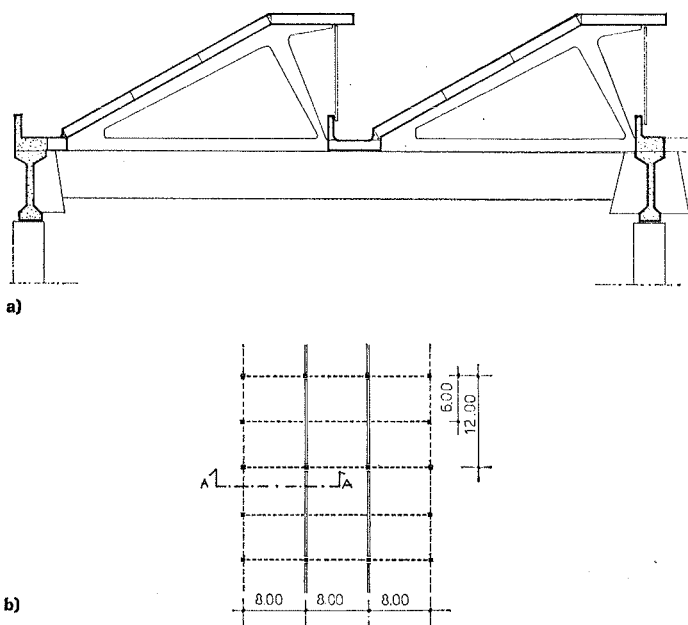


Fig. 4.301 - Copertura a shed. a) Sezione A-A; b) Schema della pianta.

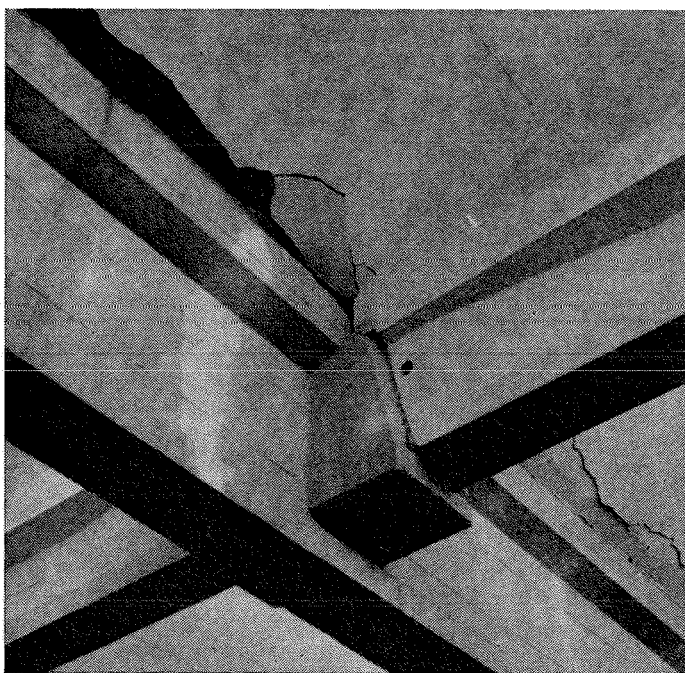
rocemento armato oppure con lastre nervate in conglomerato armato, solidarizzate alla trave con getto in opera.

Di questo sistema, che ha sopportato egregiamente le sollecitazioni sismiche, ci occuperemo diffusamente nel seguito.

4.5. I pilastri

I pilastri, elementi verticali portanti, comuni a tutte le strutture citate, meritano un'indagine a parte, indipendentemente dalle strutture che sopportano.

Fig. 4.302



Mentre attualmente i pilastri sono prefabbricati, agli inizi della prefabbricazione, era invalso l'uso di realizzare i pilastri in opera, con metodo tradizionale.

A carico di questi ultimi sono stati riscontrati gli inconvenienti più gravi, con rotture al piede e fuoriuscita dell'armatura metallica e fra le concause più frequenti si può citare: calcestruzzo di resistenza relativamente scarsa, prevalentemente per granulometria scorretta e lavorazione inadeguata; armatura trasversale eccessivamente intervallata e non correttamente disposta; inaccuratezza nella disposizione delle armature in corrispondenza della giunzione per sovrapposizione delle barre di armatura longitudinale.

Molto migliore si è rivelato il comportamento dei pilastri prefabbricati, che essendo eseguiti in stabilimento con calcestruzzi accuratamente realizzati e controllati e con armatura dimensionata e collocata nel pieno rispetto delle vigenti norme, hanno ben resistito alle sollecitazioni sismiche, quand'anche non previste nel calcolo, al massimo manifestando solo qualche fessura capillare alla base; solo in un caso si è accertato snervamento con fuoriuscita a cappio dell'armatura longitudinale al piede: si trattava di pilastri di grandi dimensioni trasversali non molto caricati: si può supporre che, pur essendo correttamente dimensionati ed eseguiti, tali pilastri avessero una percentuale di armatura piuttosto scarsa in rapporto alla loro massa (anche in questo caso è stato possibile effettuare la riparazione con ricupero della piena efficienza, senza dover procedere allo smontaggio).

Nella descrizione del comportamento di alcuni edifici illustreremo qualche ulteriore esempio di comportamento di pilastri.

5. SISTEMA PREFABBRICATO CON COPERTURA A DOPPIA PENDENZA

5.1. Le travi

Le travi (fig. 5.101) hanno una forma a doppia pendenza del 10% simmetrica rispetto alla mezzeria, con sezione corrente a doppio T e ringrossi alle testate. Sono presollecitate con trefoli aderenti rettilinei, tesi inizialmente a 13.500 kg/cm^2 e con una tensione di lavoro compresa fra 9.000 e 10.000 kg/cm^2 .

Il calcestruzzo ha una resistenza caratteristica, sistematicamente controllata, $R'_{bk} \geq 500 \text{ kg/cm}^2$. La produzione avviene su banchi fissi, con vibrazione dall'esterno e stagionatura a vapore a bassa pressione. All'estradosso fuoriescono le staffe, destinate alla solidarizzazione in opera con le lastre piane di copertura.

Le due estremità delle travi sono munite ciascuna di una coppia di canali verticali, a sezione rettangolare, destinati a ricevere le barre in acciaio di solidarizzazione sporgenti dalle strutture portanti (fig. 5.102).

5.2. Lastre di copertura

Esistono due versioni: pannelli in laterocemento armato e coppelle con sezione a doppio T in solo calcestruzzo armato.

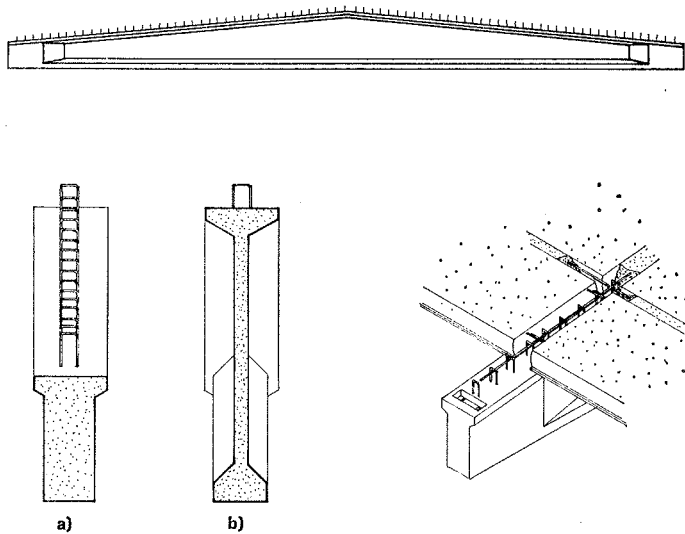


Fig. 5.101 - Travi presollecitate a doppia pendenza. a) Sezione all'appoggio; b) Sezione in mezzzeria.

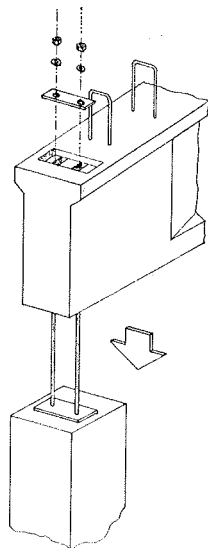


Fig. 5.102 - Unione trave-pilastro.

I pannelli in laterocemento sono fondati sull'elemento base largo 2,00 m, lungo 5,80 m e dello spessore di 0,16 m, armati con barre di acciaio ad aderenza migliorata sporgenti alle estremità. I pannelli vengono prodotti già completi di intonaco all'intradosso (fig. 5.211).

Le coppelle in calcestruzzo armato, sono basate sull'elemento fondamentale della larghezza di 1,00 m munite di due nervature longitudinali e chiusura di testata (fig. 5.221). Le coppelle sono armate con barre longitudinali ad aderenza migliorata fuoriuscenti alle estremità e rete elettrosaldata nella soletta.

5.3. Elementi complementari

La tipologia è integrata da vari elementi complementari, quali gronde, compluvi, lucernari (fig. 5.301) che sono coerenti con la concezione base del sistema.

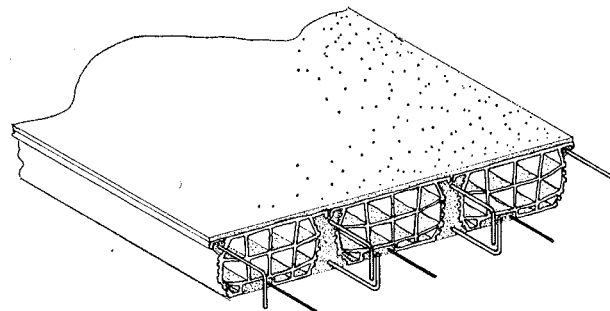


Fig. 5.211 - Pannello Tririx preintonacato.

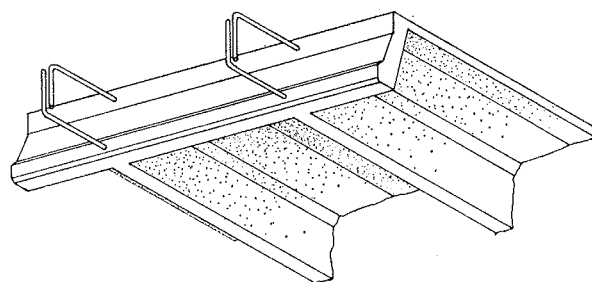
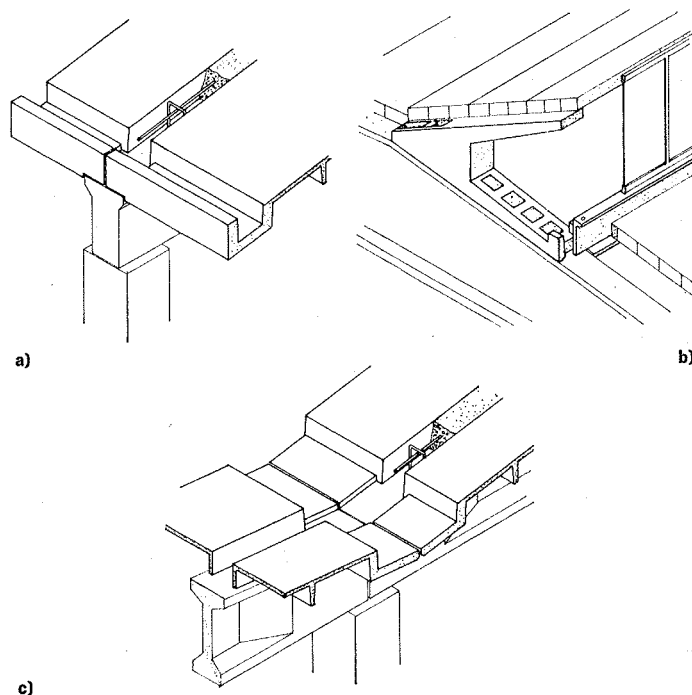


Fig. 5.221 - Coppelle in cemento armato.

Fig. 5.301 - a) Gronda; b) Lucernario; c) Compluvio.



5.4. Chiusure esterne e tamponamenti

Per il tamponamento delle facciate, fra le varie soluzioni, citiamo i pannelli laterocementizi prefabbricati, dello spessore di 19 cm, prodotti già con intonaco su entrambe le facce e dotati di adeguati profili per i giunti di sovrapposizione (fig. 5.401).

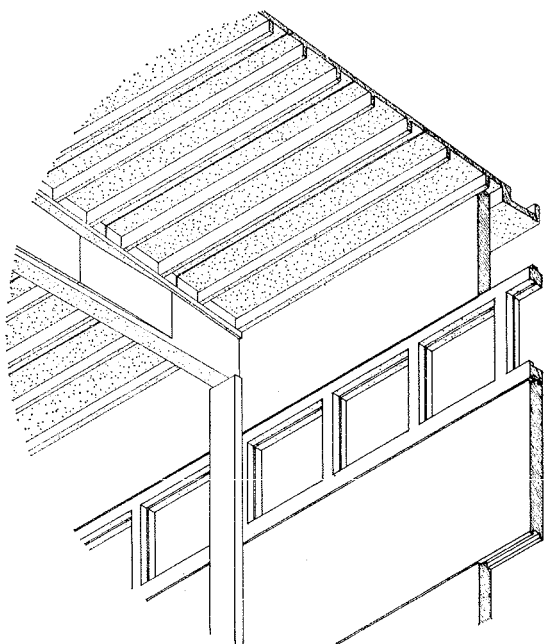


Fig. 5.401 - Pannelli di tamponamento.

5.5. Associazione degli elementi

Il sistema prevede che le travi vengano sempre collocate ad interasse fisso di 6,00 m, mentre nell'altra direzione le dimensioni possono variare a piacere di metro in metro da 10,00 m fino a 30,00 m. I pilastri possono essere indifferentemente prefabbricati oppure eseguiti in opera.

Per il tamponamento di facciata, oltre ai pannelli prefabbricati ad asse verticale ed a tutta altezza, è presente in zona la variante con pannelli ad asse orizzontale, inseriti a ghigliottina in apposita scanalatura predisposta nei pilastri, completati da una semplice sigillatura verticale per la tenuta all'aria.

Le fondazioni sono in genere a plinto gettato in opera con cavità prismatica atta a ricevere la parte inferiore del pilastro, successivamente solidarizzato alla fondazione con getto nell'intercapedine risultante.

5.6. Dimensionamento statico

5.6.1. Le travi sono progettate in base ad un'accurata calcolo, nel rispetto delle Norme vigenti. Particolare attenzione è dedicata alla quantità ed alla distribuzione dell'armatura metallica alle estremità, nelle zone di trasmissione.

5.6.2. I pannelli e le coppelle sono dimensionate per sopportare in semplice appoggio i carichi previsti dalla Norma CNR-UNI 10012.

Sono però muniti anche di armatura complementare all'estradosso, per la cui determinazione è stato ipotizzato un sisma di 2^a categoria, (secondo le istruzioni delle vecchie Norme per l'edilizia in zona sismica) anche non ricorrendone l'obbligo; l'armatura così determinata è stata altresì verificata e riconosciuta idonea a sopportare le sollecitazioni derivanti dalle variazioni termiche.

5.6.3. Un getto eseguito in opera provvede a solidarizzare gli elementi di copertura alle travi, tramite le staffe fuoriuscenti dalle stesse, realizzando un'unione monolitica.

5.6.4. Le travi sono appoggiate sulle strutture portanti, pilastri o travi, ed a queste collegate e fissate mediante barre filettate in acciaio, con dadi serrati contro l'estradosso delle travi.

5.6.5. I pilastri sono calcolati come mensole elastiche, collegate alla sommità a cerniera da traverse rigide.

La calcolazione è effettuata su elaboratore elettronico, per poter tener conto della condizione più sfavorevole derivante dalla sovrapposizione di tutte le possibili combinazioni di azioni, compresa l'eccentricità per errori di tracciamento e di montaggio.

6. ESITO DELL'INDAGINE ESEGUITA SUGLI EDIFICI INDUSTRIALI PREFABBRICATI DESCRITTI AL PUNTO 5

Nell'esposizione che segue, si è ritenuto più proficuo raggruppare effetti singoli su parti analoghe di struttura in fabbricati diversi, anziché operare una descrizione pedissequa edificio per edificio.

6.1. Comportamento della copertura

6.1.1. In nessun caso si sono riscontrati sintomi di danni per effetto sia della componente verticale che della componente parallela all'asse longitudinale delle travi (in quest'ultimo caso la struttura presenta una rigidità molto grande, in grado di sopportare bene anche le eventuali sollecitazioni di intensità differente da un pilastro all'altro).

6.1.2. Qualche segno ha lasciato nelle strutture invece la componente ortogonale all'asse delle travi.

Infatti, essendo la sollecitazione applicata alla cerniera di appoggio delle travi, quindi più in basso rispetto al baricentro delle masse, si genera un momento torcente, di intensità crescente verso la mezzera delle travi, che dovrebbe venire equilibrato dal momento resistente offerto dall'incastro elastico realizzato dalla solidarizzazione dei pannelli alle travi.

Ad Avilla di Buia, nell'edificio dell'Industria Dolciaria è stato raggiunto il limite di plasticizzazione all'intradosso dei pannelli, come si può rilevare dalla striscia chiara all'intradosso dei pannelli in prossimità della trave (fig. 6.121).

A Stazione per la Carnia, nell'edificio della Zincheria Friulana, la componente perpendicolare all'asse delle travi è stata particolarmente violenta, dato che l'asse dell'edificio è proprio orientato in direzione dell'epicentro. Qui le manifestazioni sono più vistose, e consistono nello scollamento del calcestruzzo di copriferro in corrispondenza degli

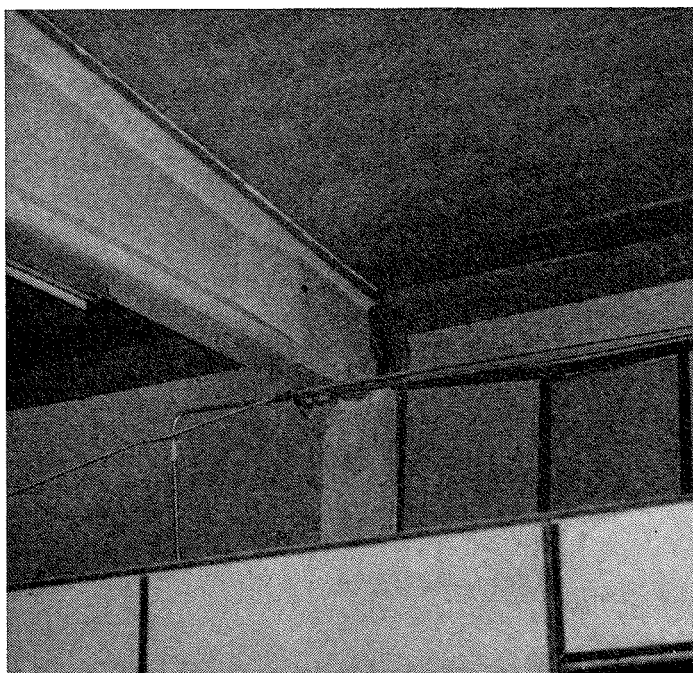


Fig. 6.121

appoggi delle travi (fig. 6.122) ed in un caso si è avuto un inizio di rottura per torsione nell'ala superiore di una trave, al termine del ringrosso di testata (fig. 6.123).

Qualche lieve fessura longitudinale è visibile in qualche pannello di copertura. L'esame accurato condotto sulle strutture ha consentito di accertare che i danni non menomavano la capacità di resistenza, e quindi si è potuto effettuare il ripristino con semplice riparazione, di cui verranno illustrate in seguito le modalità.

Fig. 6.122

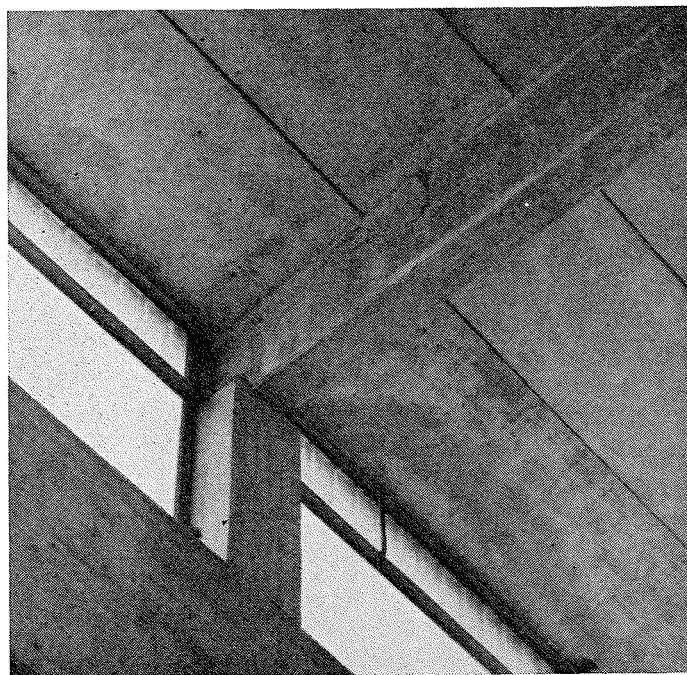
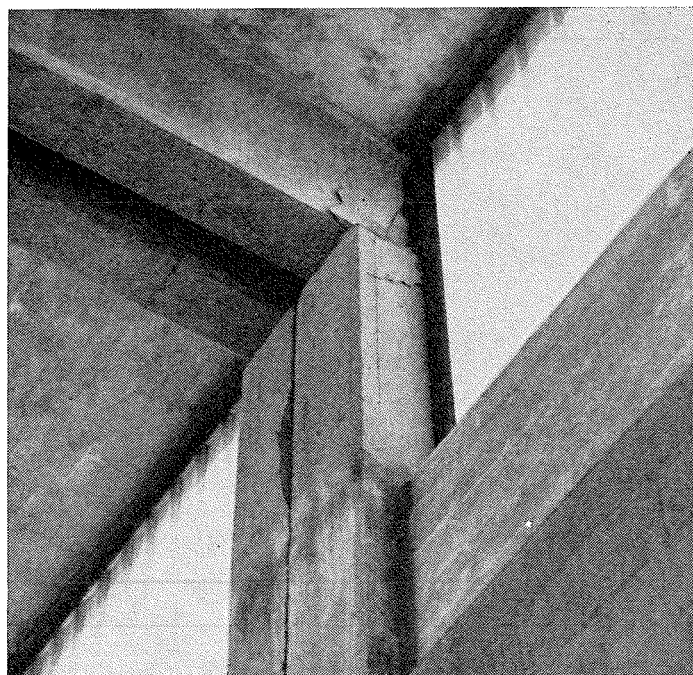


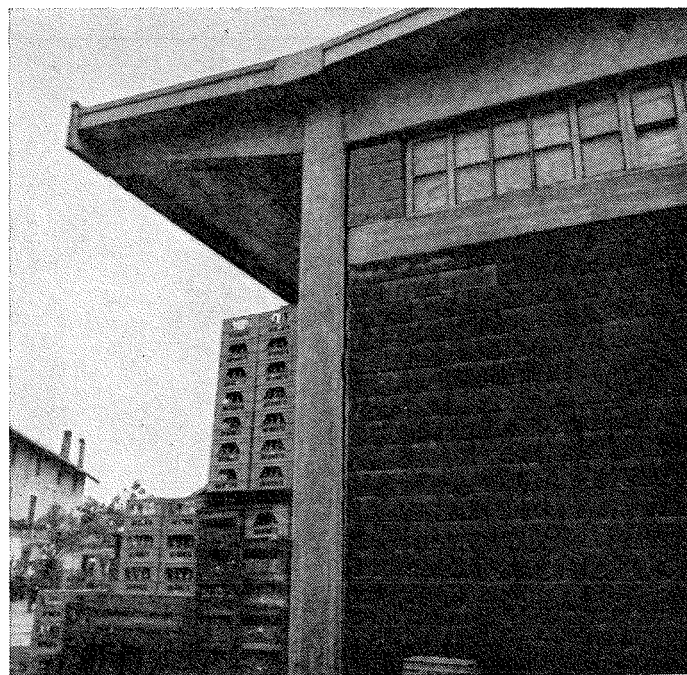
Fig. 6.201

6.2. Comportamento del collegamento delle travi con i pilastri

Il nodo di unione è probabilmente il punto più delicato del sistema, sulla cui efficienza in caso di sisma si poteva forse nutrire qualche dubbio sia perché non esiste la possibilità di ricondurlo ad un modello matematico che ne descriva sempre e compiutamente il funzionamento, sia per la difficoltà di riprodurre fedelmente il fenomeno per una sperimentazione di laboratorio.

E' quindi stata una piacevole sorpresa constatare che

Fig. 6.123



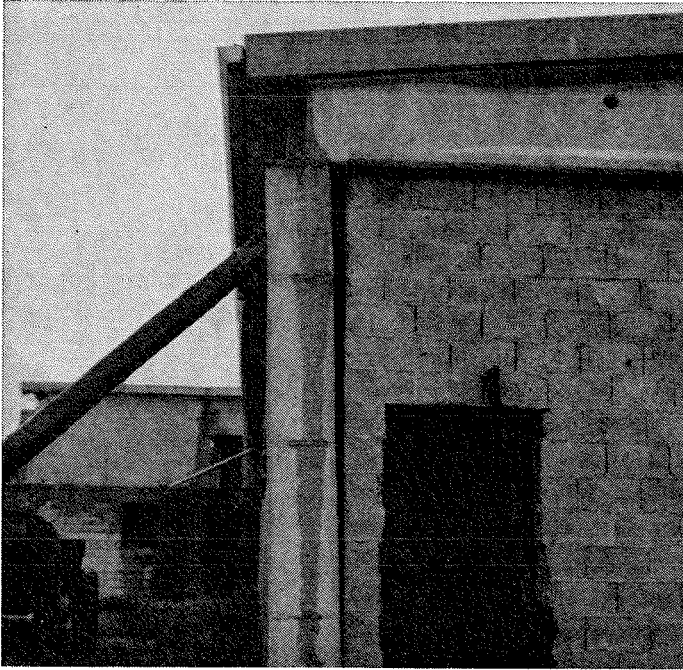


Fig. 6.202

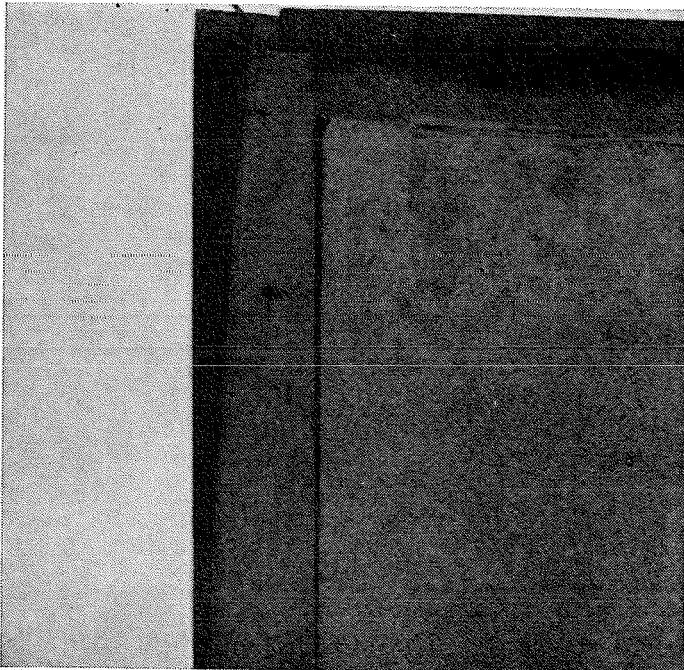


Fig. 6.204

il tipo di unione realizzato ha sopportato bene le sollecitazioni sismiche, senza mai venir meno alle sue funzioni.

Gli effetti ricorrenti sono a carico delle due testate degli edifici, in cui la muratura posta fra i pilastri ha agito come maglio, provocando la divaricazione delle sommità dei due pilastri estremi; tuttavia sono intervenute le barre di ancoraggio delle travi ai pilastri, barre che hanno funzionato da « fine corsa » impedendo che la deformazione raggiungesse valori dannosi (figg. 6.201 - 6.202 - 6.203 - 6.204 - 6.205).

Fig. 6.203

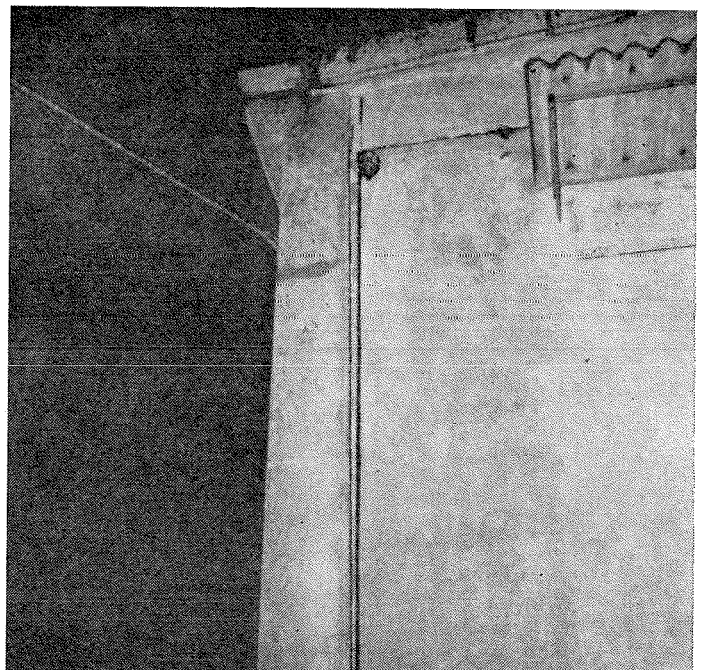


In un solo caso si è riscontrato un accentuato danneggiamento, peraltro riparabile, della sommità di un pilastro, per una non del tutto soddisfacente soluzione costruttiva (fig. 6.206).

6.3. Comportamento dei tamponamenti ad asse orizzontale

Anche questo elemento strutturale ha operato martellamento sui fianchi dei pilastri, provocandone la divaricazione, ma in misura minore rispetto alla muratura comune.

Fig. 6.205



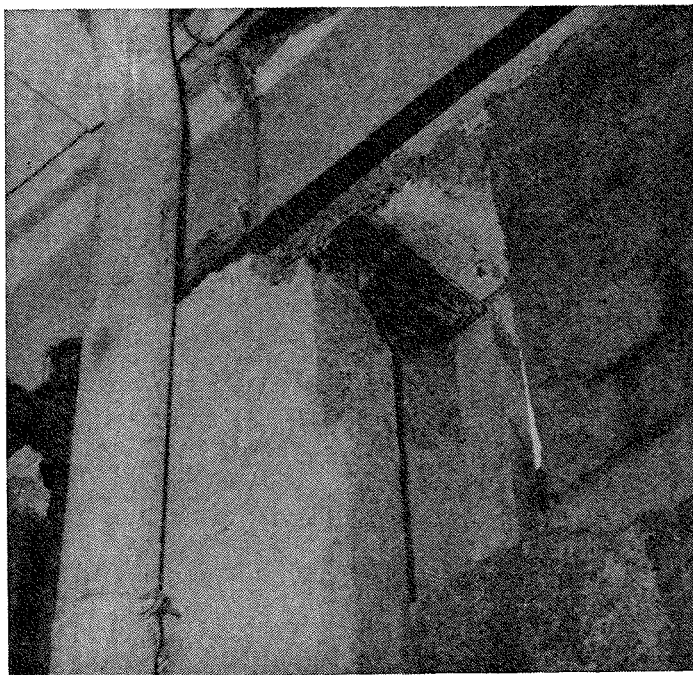


Fig. 6.206

Ciò è dovuto probabilmente all'energia dissipata per attrito nello scorrimento alternativo di ogni pannello sul sottostante. I pannelli sono rimasti praticamente indenni (fig. 6.301 - 6.302 - 6.303).

6.4. Comportamento dei pilastri

6.4.1. Pilastri eseguiti in opera

Sono quelli per i quali si sono manifestati i danni maggiori. In fig. 6.411 è visibile il danno al piede di un pila-

Fig. 6.301

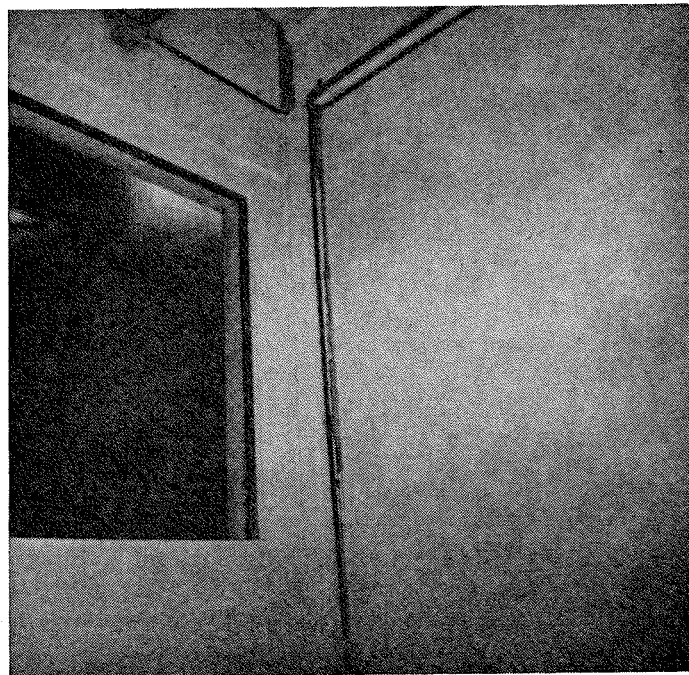
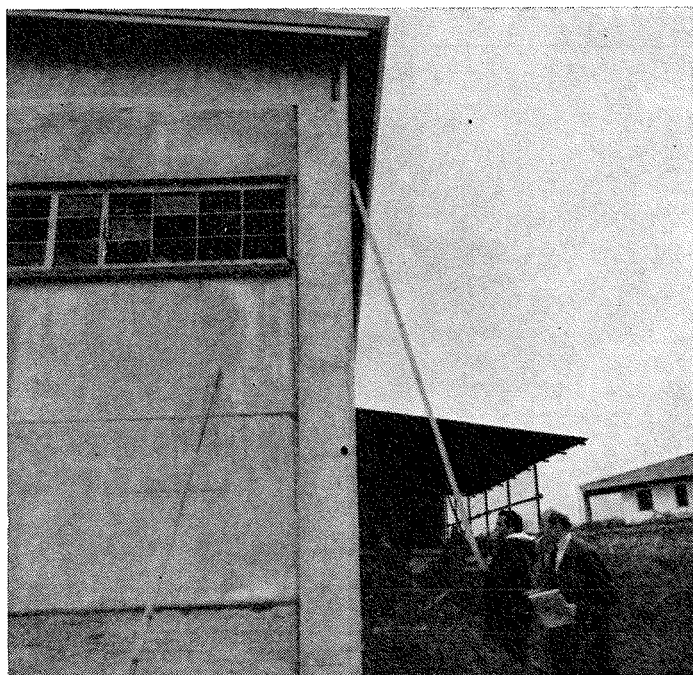


Fig. 6.302

stro con fuoriuscita dell'armatura longitudinale: si nota la carenza di staffatura e la deficienza granulometrica del conglomerato.

In fig. 6.412 è illustrato un caso limite: infatti si tratta di un pilastro posto in corrispondenza di un angolo interno di un fabbricato a C, che notoriamente è tra i più gravosamente caricati dal sisma; ad esso convergono, in direzioni ortogonali, a quote diverse, travi per vie di corsa di gru, molto rigide.

Al di sotto di esse è stata effettuata la giunzione delle

Fig. 6.303

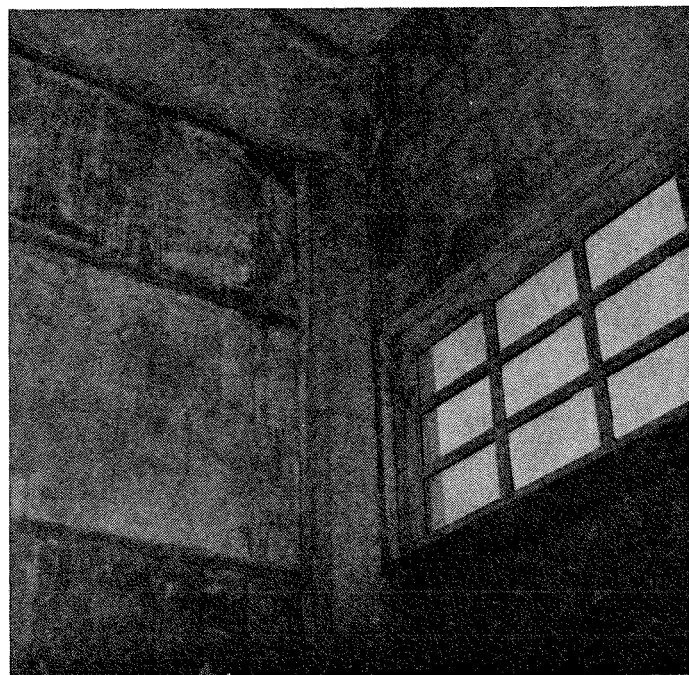




Fig. 6.411



Fig. 6.413

barre per sovrapposizione, e purtroppo non è stata prevista nemmeno una staffa, cosicché si è avuta la sbrecciatura del conglomerato e la fuoriuscita delle barre di armatura. Tuttavia l'eccellente qualità del conglomerato ha preservato l'edificio dal crollo.

La qualità scadente dei pilastri è stata causa della perdita dell'edificio dell'Industria Dolciaria ad Avilla di Buia. I pilastri eran infatti insufficienti sia come area che come armatura, ed il getto era di qualità non eccelsa (figg. 6.413 - 6.414 - 6.415 - 6.416 - 6.417).

Indirettamente il crollo di un paio di pilastri ha posto in evidenza la grande riserva di resistenza delle strutture di copertura, che sono ancora integre dopo la caduta (fig. 6.418). Al momento del sisma erano al lavoro nell'edificio 60 persone, che sono potute uscire tutte completamente indenni.

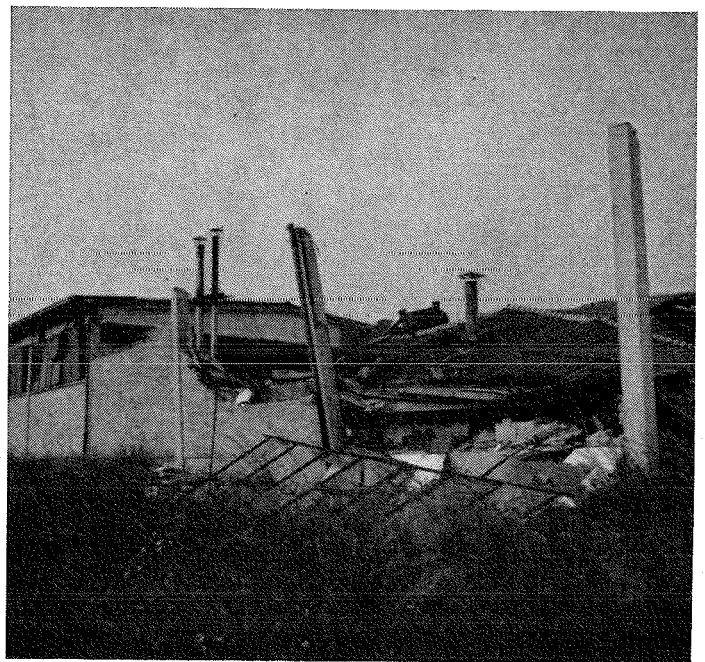
6.4.2. *Pilastri prefabbricati*

Malgrado non fossero stati dimensionati per resistere

Fig. 6.412



Fig. 6.414



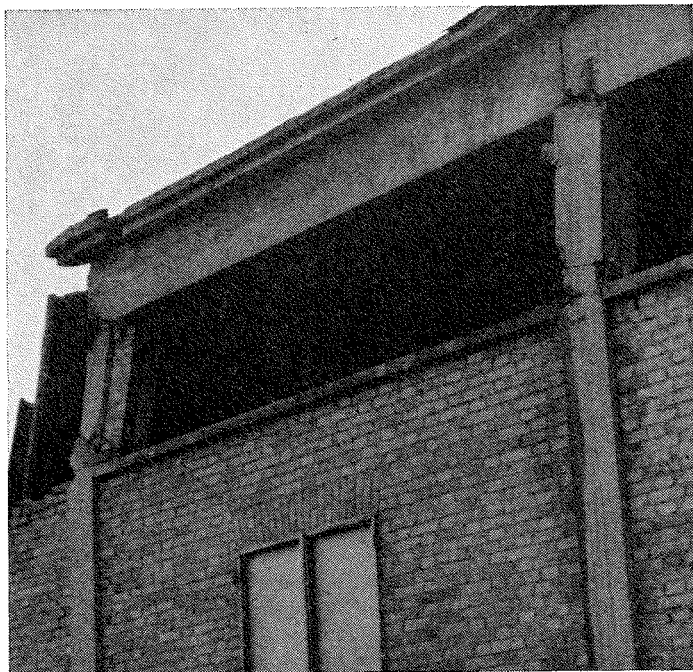


Fig. 6.415

all'azione sismica, si sono comportati ovunque in modo eccellente. La sola conseguenza del sisma, anche in zona epicentrica, è stata qualche limitata fessura capillare al piede di qualche pilastro (fig. 6.421).

In un caso un corpo ribassato posto a lato di un edificio ha provocato un martellamento nella parte alta di un pilastro, ove l'armatura longitudinale era minima: anche in questo caso il pilastro si è mantenuto integro, riportando solo qualche fessura capillare riparabile.

Fig. 6.416

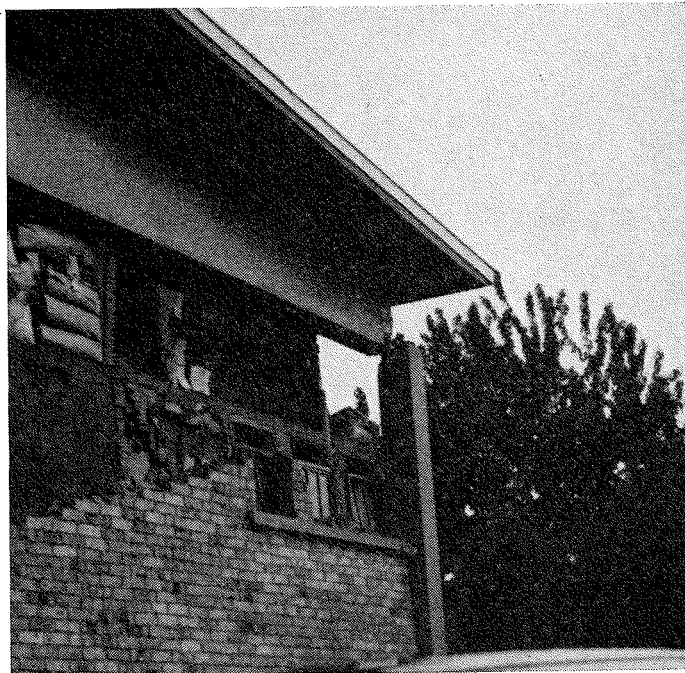
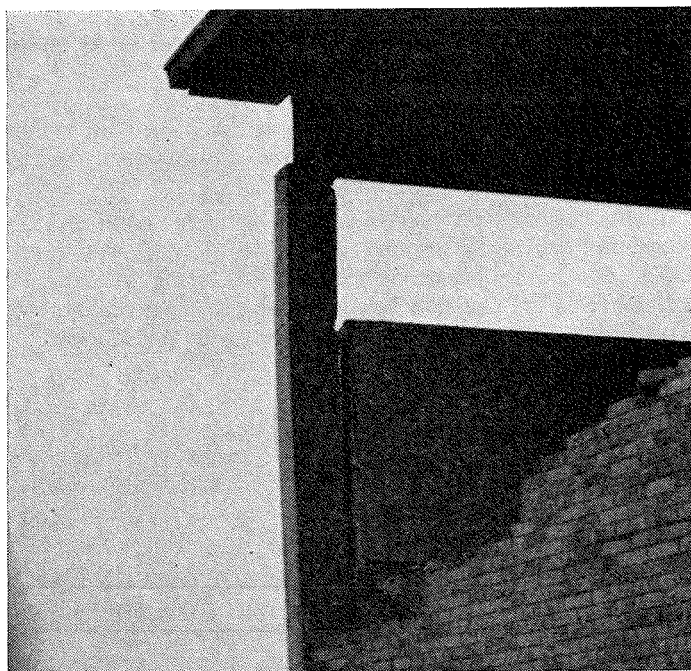


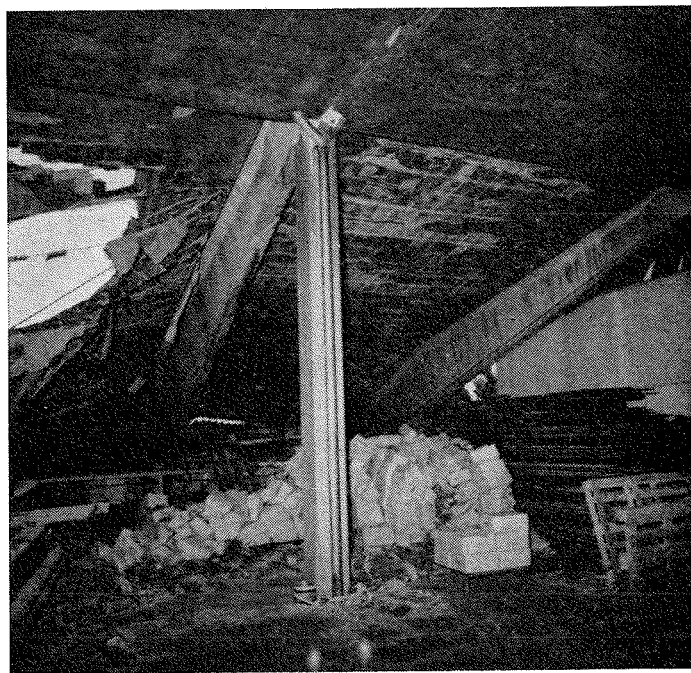
Fig. 6.417

6.5. Strutture in zona già precedentemente dichiarata sismica

L'officina Barazzuti e Billiani sorge a Verzegnis, località compresa nell'elenco delle zone sismiche di seconda categoria della precedente Normativa.

I provvedimenti antisismici presi, oltre alla verifica intrinseca della struttura prefabbricata, consistevano in travi di collegamento fra i plinti di fondazione, ed in un collegamento metallico fra le travi di copertura (rivelatosi di nessun aiuto, in quanto le travi erano ben più effica-

Fig. 6.418



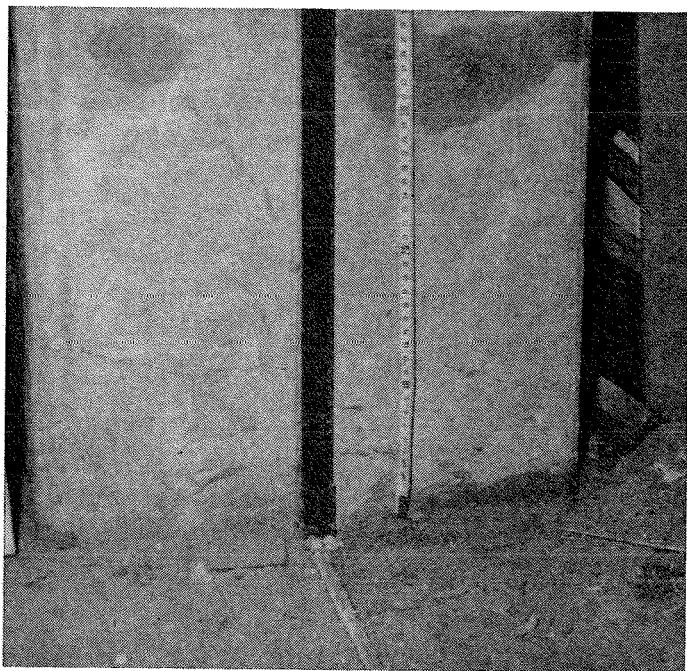


Fig. 6.421

cemente collegate fra loro dai pannelli di copertura). I danni rilevati sono di scarsa entità e facilmente riparabili: consistono nella già citata lieve divaricazione dei pilastri di testata e nella rottura dei vetri (fig. 6.501).

Anche se non strettamente attinente la prefabbricazione, riferiamo il caso occorso al deposito bevande del Sig. Zanon a Gemona. L'area coperta e la zona cortiva prospiciente sono stati interrati per un'altezza di oltre un metro con ghiaia, venendosi così a formare un dislivello rispetto al terreno posteriore, rimasto a giacitura naturale.

Fig. 6.422

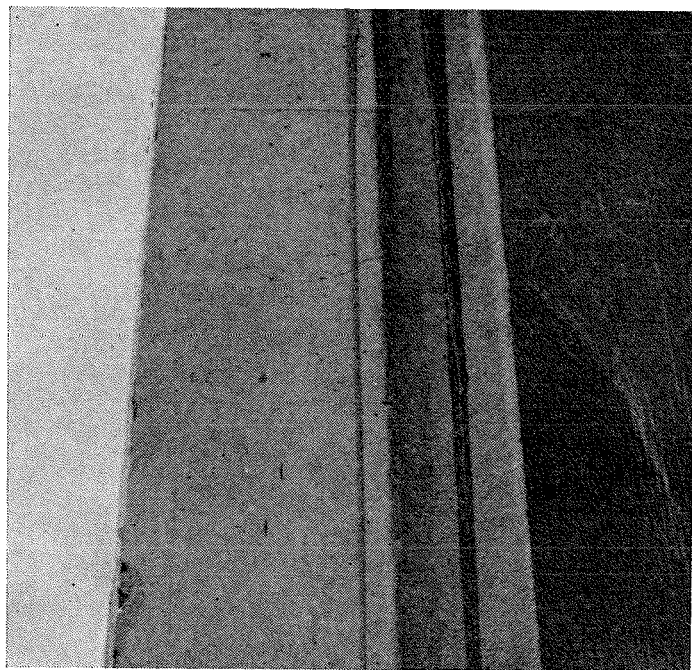
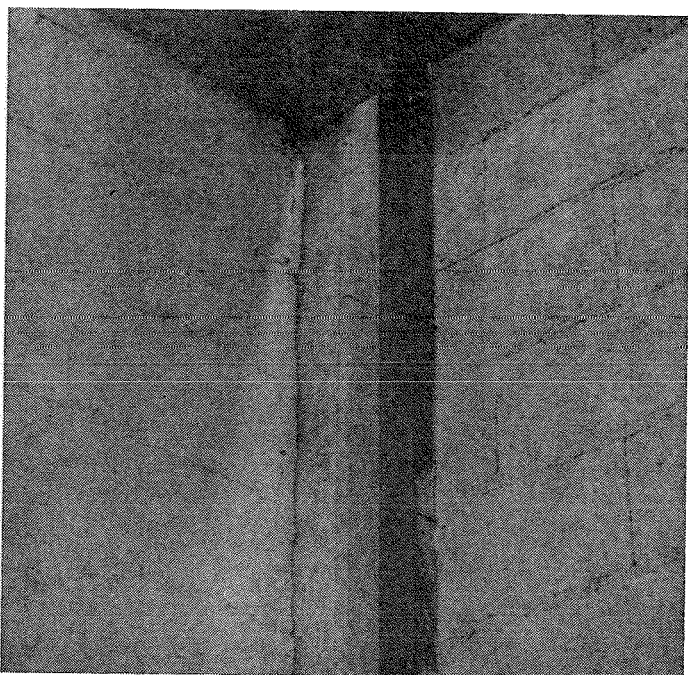


Fig. 6.501

Per effetto delle oscillazioni sismiche la pressione del terrapieno ha provocato la rotazione dei pilastri, che si sono scostati dalla verticale di circa cinque centimetri. Con accurata e delicata, anche se semplice, operazione di trazione esercitata con funi di acciaio e tenditori, l'edificio è stato riportato praticamente alla verticalità (fig. 6.301).

Il successivo terremoto dell'11 settembre ha spostato nuovamente l'edificio. Essendo in programma a breve termine l'operazione di raddoppio, già prevista all'origine, si potrà provvedere ad introdurre quei presidi che eviteranno il ripetersi del fenomeno.

7. INTERVENTI EFFETTUATI PER LA RIPARAZIONE ED IL RICUPERO DI STRUTTURE IN CALCESTRUZZO

7.0. Con riferimento al capitolo 6, riferiamo gli interventi effettuati per ripristinare l'efficienza statica degli edifici danneggiati.

L'efficacia dei provvedimenti ha trovato conferma in occasione dei sismi intensi dell'11 e del 15 settembre 1976, nonché in occasione del recente sisma in data 17 settembre 1977, che non hanno provocato alcun danno alle strutture in generale, e a quelle riparate in particolare.

7.1. Copertura

Con riferimento al capitolo 6.1.2, per quanto concerne l'edificio della Zincheria Friulana a Carnia, è stato eseguito un intervento di ripristino.

— *Ristuccatura con malta del tipo Emaco*, a ritiro compensato, di pilastri o elementi strutturali leggermente lesionati. L'intervento aveva lo scopo di restituire continuità e protezione all'armatura metallica.

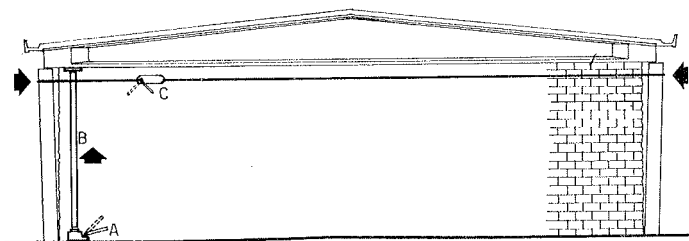


Fig. 7.2 - A) Martinetto idraulico; B) Dispositivo di rinvio; C) Arganetto con fune in acciaio.

— Ripristino di nodi.

Prima del ripristino il nodo appariva lesionato superficialmente con lieve abbassamento della struttura portata.

L'intervento è consistito in:

- puntellazione;
- rimessa in quota delle strutture orizzontali e rimessa a piombo degli elementi verticali mediante martinetti idraulici;

— sostituzione di parte delle armature;

— getto di malta del tipo Emaco.

— Ripristino degli appoggi delle travi di copertura.

Il ripristino ha comportato:

— asportazione del calcestruzzo degradato;

— applicazione a intonaco di malta del tipo Emaco.

7.2. Sistemazione collegamento travi-pilastrini

Per ovviare alla divaricazione alla sommità dei pilastri (cfr. 6.2) si è proceduto come segue:

liberati i pilastri dalla muratura adiacente, ad ognuna delle due estremità della trave è stata applicata una forza di 4 ÷ 5 tonnellate diretta verso l'alto, per diminuire l'attrito fra trave e sommità del pilastro.

In qualche caso ciò è stato sufficiente perché i pilastri riassumessero spontaneamente la posizione originaria (scaricando l'energia elastica immagazzinata); negli altri casi si è provveduto ad applicare alla sommità dei pilastri delle forze orizzontali, che hanno aiutato i pilastri stessi a riprendere la primitiva corretta posizione.

I dispositivi impiegati per l'operazione sono:

- martinetti idraulici con pompa manuale incorporata;
- dispositivo di rinvio e trasmissione, costituito da tubo in acciaio con flange, ed in qualche caso da puntoni in legno, applicati tra sommità del pistone del martinetto e l'intradosso delle travi;

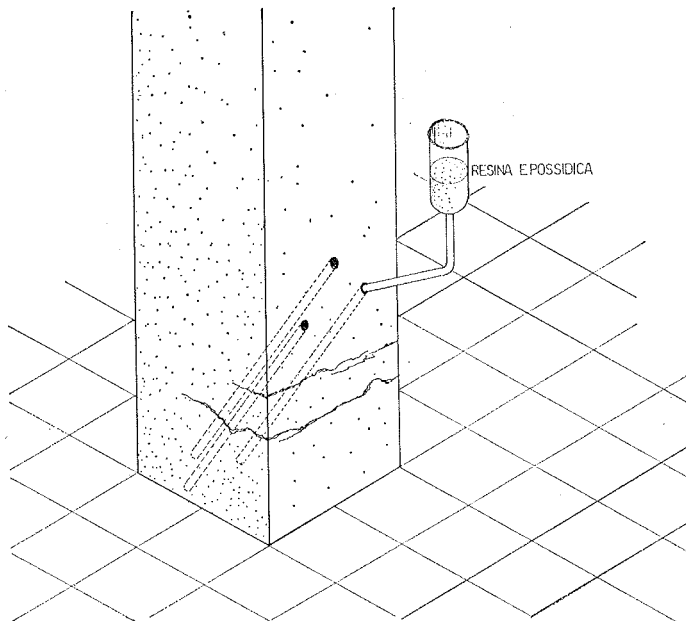


Fig. 7.321 - Cucitura e sigillatura di fessure al piede di pilastri.

— arganetto a mano Tirfor, con fune in acciaio, in funzione di tirante per l'avvicinamento delle sommità dei pilastri (v. fig. 7.2).

7.3. Pilastri

I pilastri nei quali si presume sia avvenuto lo snervamento dell'armatura metallica sono stati ripristinati secondo il procedimento:

- analisi del calcestruzzo mediante ultrasuoni (per stabilire le zone interessate dal degrado);
- puntellazione;
- demolizione del calcestruzzo lesionato;
- sostituzione di parte delle armature metalliche;
- getto di malta del tipo Emaco.

7.3.1. I pilastri in cui si sono manifestate solo fessurazioni nel conglomerato, senza che si sia raggiunto lo snervamento dell'armatura metallica, sono stati rimessi in piena efficienza con un procedimento di saturazione mediante resina epossidica a bassissima viscosità.

Come garanzia supplementare le zone interessate da fessure sono state forate con trapano meccanico e cucite mediante spezzoni di barre in acciaio Fe B 32 K, sigillati al conglomerato con la stessa resina epossidica impiegata per la saturazione e sigillatura delle fessure.

Ristrutturazione di uno stabile in Milano

Comunicazione di: Prof. Ing. Antonio Migliacci (*)
Dott. Ing. Sergio Levati (**)

1. PREMESSE

Il tema della ristrutturazione di edifici nei centri storici delle città è attualmente di grande attualità.

Spesso si hanno motivi storico-monumentali che limitano addirittura la ristrutturazione a un semplice restauro, altre volte considerazioni di carattere urbanistico oltretutto edilizio possono consentire la ristrutturazione, con l'obbligo della conservazione della volumetria originaria e delle facciate dell'edificio.

Questo secondo caso si è presentato nello stabile di via delle Orsole, vicino a piazza degli Affari nel centro di Milano. Lo stabile, originariamente pensato per uso uffici e già utilizzato dal Credito Bergamasco, conteneva al suo interno un gruppo scale-ascensore che limitava la libertà di utilizzo della pianta complessiva, mentre nel desiderio della Banca si aspirava ad avere al più la presenza di una pilastriata di colmo, per realizzare un ampliamento della sala per il pubblico a piano terra. Anche ai piani superiori si auspicava la presenza di pochi pilastri. Inoltre, si desiderava realizzare un « caveau » su due piani nella parte interrata dell'edificio, affondando mediamente di circa 2 metri la quota di posa delle fondazioni originarie.

Nelle figure 1, 2 sono appunto indicate schematicamente le piante e nelle figure 3, 4 le sezioni delle due situazioni iniziale e finale di tale corpo di fabbrica.

Nella presente relazione si illustreranno brevemente i principi e le modalità costruttive adottate nella ristrutturazione. Gli schemi grafici e le fotografie presentate accompagneranno in modo evidente l'illustrazione.

2. PRINCIPI E MODALITA' DI RISTRUTTURAZIONE

Per quanto detto in 1, i due obiettivi della ristrutturazione consistevano:

- nell'aumento del volume entro terra;
- nell'ottenimento di una maggior libertà distributiva in pianta.

(*) Professore di ruolo di Progetti di Strutture al Politecnico di Milano.

(**) Studio Tecnico M.S.C. - Milano.

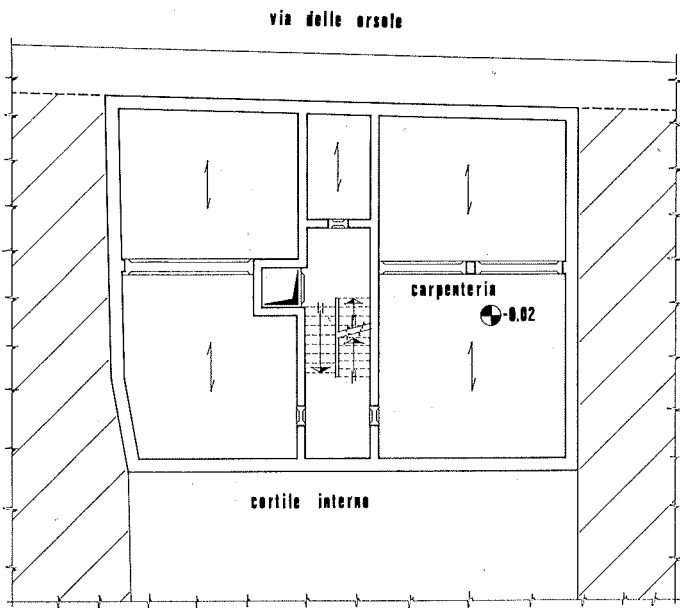
Per ottenere il primo obiettivo, era fuori discussione che innanzitutto si dovevano riportare a quota più profonda i carichi delle strutture perimetrali, il che in linea teorica poteva essere ottenuto o mediante l'ausilio di palificazioni o realizzando apposite sottomurazioni.

Per ottenere il secondo obiettivo, si potevano prospettare due soluzioni: la prima, più radicale, ma più costosa, era quella di procedere allo svuotamento di tutto l'edificio, conservandone le sole facciate, e di ricostruire tutti gli impalcati sulla luce unica dell'intero corpo di fabbrica, la seconda era quella di conservare quanto più possibile i solai esistenti, fornendo ad essi un sostegno di colmo continuo mediante una struttura a telaio, previa eliminazione del blocco scala-ascensore.

Per quanto riguarda le strutture perimetrali, date anche le condizioni nelle quali dovevano eseguirsi i lavori (ad esempio, gli accessi e le altezze libere non consentivano l'impiego delle attrezzature necessarie per eseguire palificazioni, la via delle Orsole non poteva essere chiusa al traffico), si scelse la soluzione delle sottomurazioni.

Per la ristrutturazione degli impalcati, si decise di realizzare il telaio di colmo sui tre pilastri 8-9-10 (vedi fig. 2), dei quali, il primo posto sull'asse di un pilastro esistente, ma con la necessità di abbassarne il plinto relativo (e di riportare inoltre le dimensioni della sezione a piano terra uguali a quelle degli altri due pilastri, per avere tre pilastri uguali nel salone del pubblico), e gli altri due (9 e 10) da costruire ex-novo dalle fondazioni sino in sommità all'edificio. Questa soluzione, oltre che meno costosa, era del resto l'unica realizzabile, date le altezze disponibili per le strutture orizzontali ed i vincoli di quota costituiti dai corpi di fabbrica adiacenti comunicanti con quello da ristrutturare.

La realizzazione dei due nuovi pilastri 9 e 10 (con le relative fondazioni poste a quota più profonda di quelle originarie dell'edificio) viene indicata nel seguito come « fase (1) » ed è stata eseguita quasi in parallelo alle sottomurazioni, previa la messa in opera di tutte le puntellazioni necessarie e l'esecuzione delle demolizioni relative.



1 - Situazione iniziale

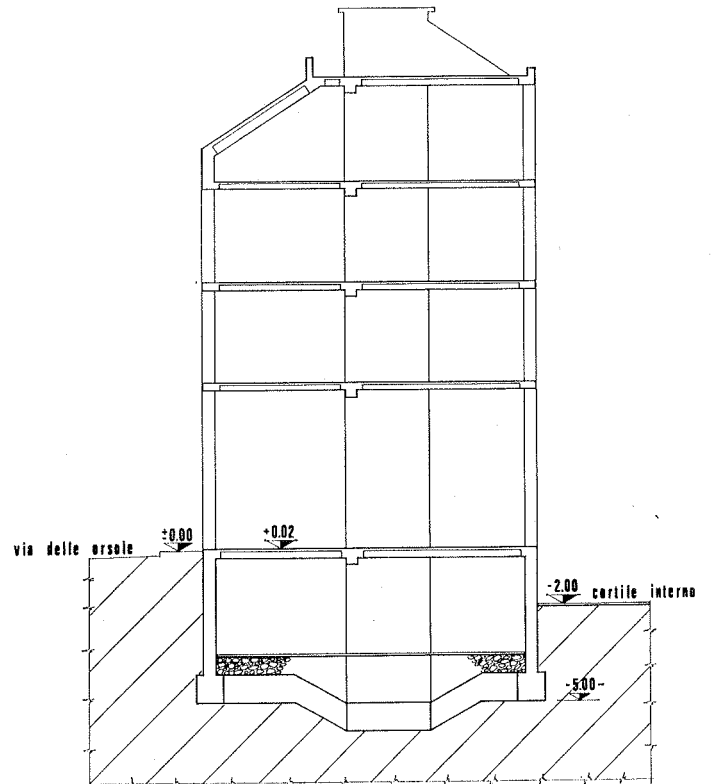
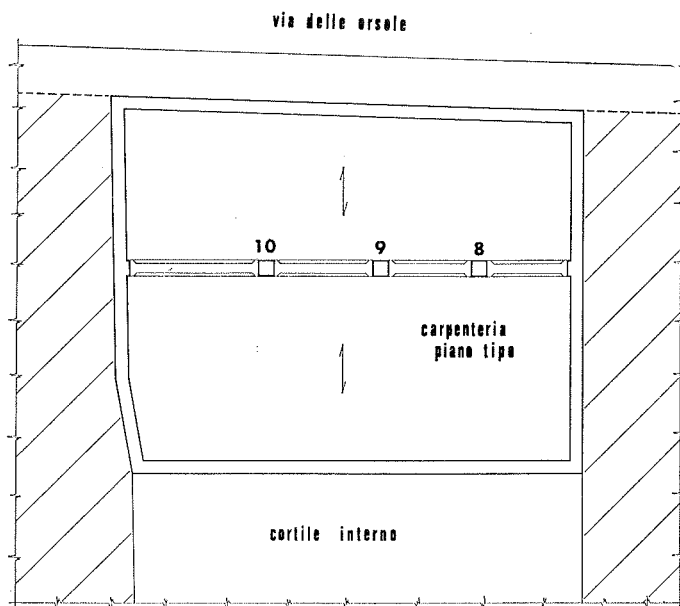
La sistemazione del pilastro 8 (rifatto dalla fondazione sino al 1° piano) è indicata invece come « fase (2) ».

2.1. Fase (1) e sottomurazioni

Nelle figure 5 e 6, sono mostrati in pianta e in sezione gli schemi delle puntellazioni verticali sotto alle travi e sotto alle strisce di solaio (per tutta l'altezza dell'edificio), che si rendevano necessarie per eseguire la demolizione delle parti di muri scala-ascensore laddove andavano inseriti i nuovi pilastri 9 e 10.

Nella figura 7, è riportata la fotografia della puntellazione con il dettaglio di forzatura sotto alla trave del piano

2 - Situazione finale

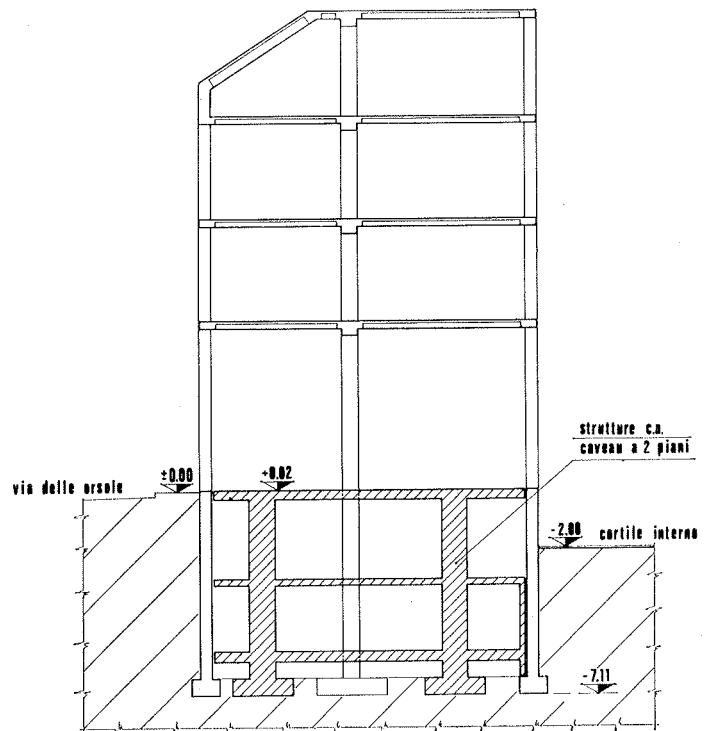


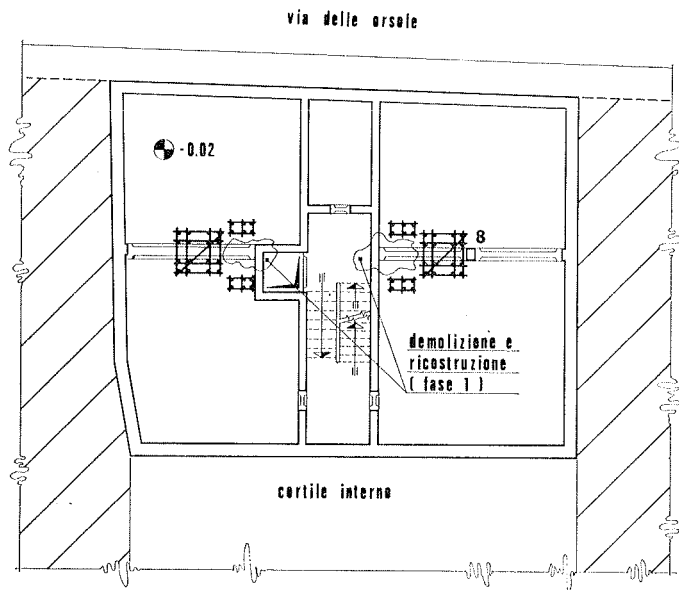
3 - Situazione iniziale

terra. I basamenti di tali puntellazioni erano stati posti, ovviamente, entro pozzi alla quota di posa delle fondazioni definitive (figure 6 e 7).

Nelle figure 8 e 9, sono riportati in pianta e in sezione

4 - Situazione finale



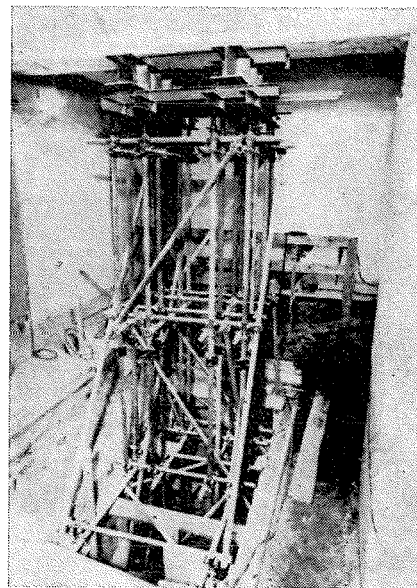
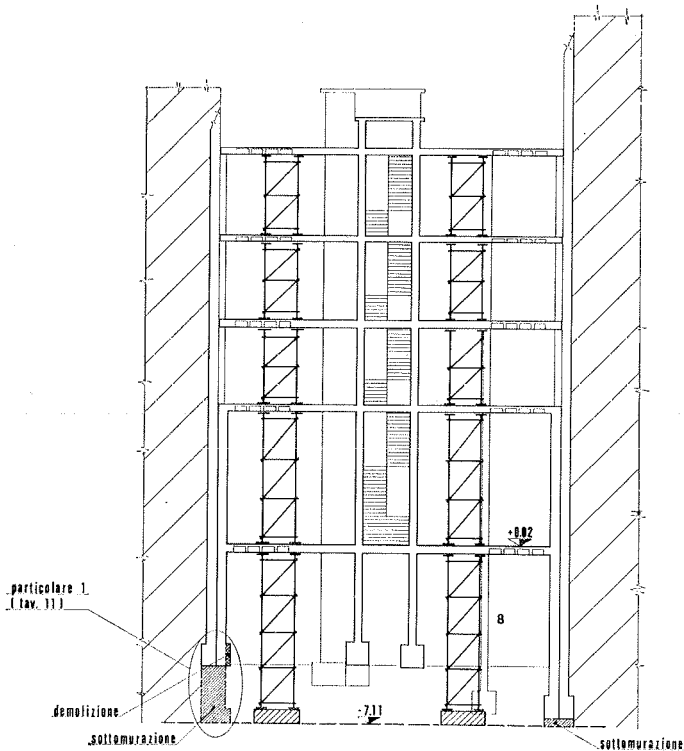


5 - Puntellazioni fase 1 - Pianta

gli schemi delle puntellazioni orizzontali, indispensabili per la stabilità delle strutture di perimetro in fase di sottomurazione una volta che fossero demolite le quinte irrigidenti rappresentate dai muri scala.

La sottomurazione è stata eseguita per campioni verticali, incominciando dagli angoli del perimetro e procedendo per campioni di circa 1 m di lunghezza, in modo alternato lungo il contorno (figura 10). Ovviamente, per realizzare tale sottomurazione, si è reso necessario estende-

6 - Puntellazioni fase 1 - Sezione



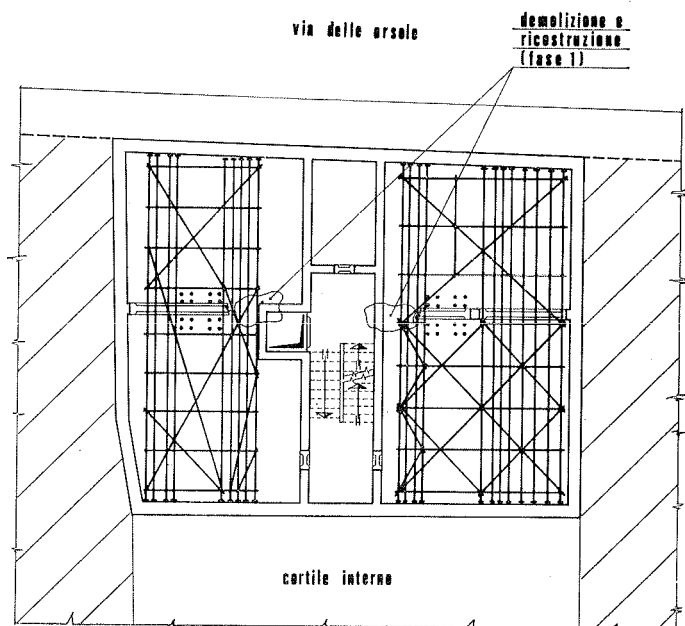
7 - Puntellazioni fase 1

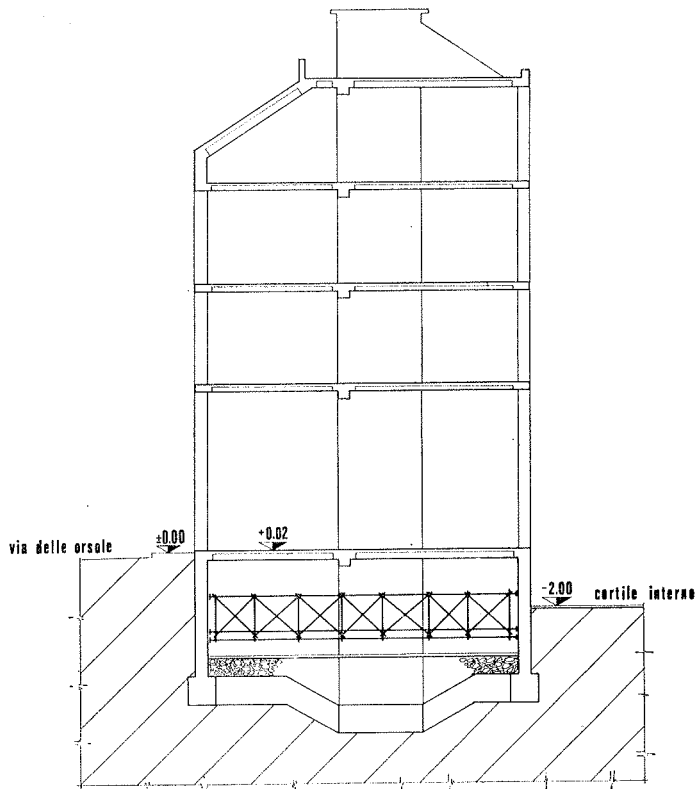
re la sottomurazione stessa anche sotto i muri dei corpi di fabbrica adiacenti e realizzare pozzi armati in maniera adeguata, in specie quelli verso strada contro pericoli di sfornellamenti. Nella figura 10, si notano le particolarità più salienti della sottomurazione, che consistono nel taglio della scarpa originaria dei muri verso l'interno dell'edificio, nella posa di adeguate barre di cucitura e nella sigillatura finale con malta espansiva. Nelle figure 11 e 12 sono riportate due fotografie dei lavori.

Nella fase (1) si è proceduto più dettagliatamente nel modo seguente:

— realizzazione delle puntellazioni verticali (figure 5, 6), con le relative fondazioni a quota profonda;

8 - Puntellazioni orizzontali - Pianta

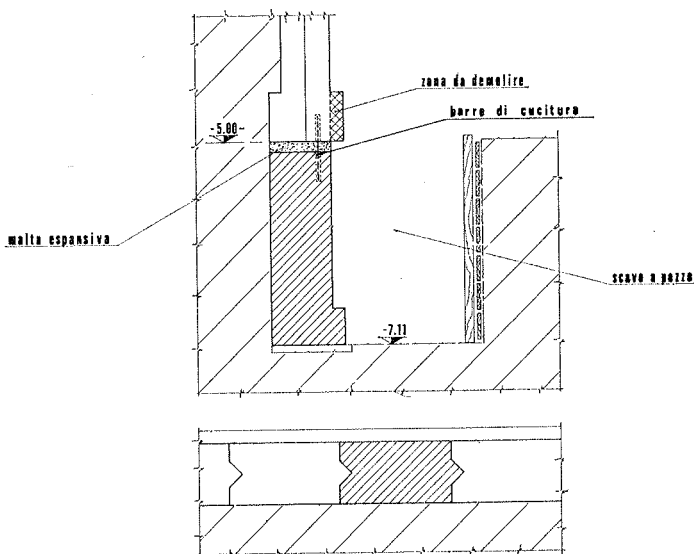




9 - Puntellazioni orizzontali

- demolizione delle parti di muri scala ascensori dove andavano inseriti i pilastri 9 e 10;
- costruzione dei plinti dei pilastri 9 e 10, previa sottomurazione provvisoria dei maschi di muro che potevano interferire con lo scavo necessario per la realizzazione dei plinti stessi (figure 13, 14 e 15);
- costruzione dei pilastri 9 e 10 in elevazione (figura 16) e realizzazione delle travate di colmo a tutti i piani,

10 - Particolare 1 - Sottomurazione



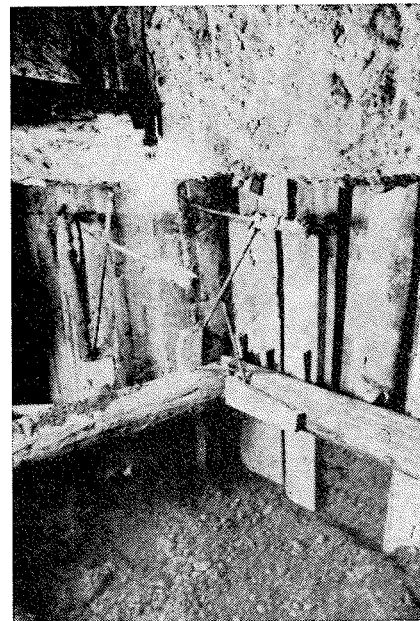
previa demolizione delle solette scala laddove andavano inserite le travate.

La fase (1) si completava, ovviamente, con la demolizione di tutte le restanti parti di muri scala-ascensore, nonché delle relative scale e solette pianerottolo, cosicché, al termine di questo momento costruttivo, nell'edificio restava praticamente aperto un cavedio centrale, attraversato sul colmo dalle travate di piano.

Queste travate presentavano la sede e l'armatura necessaria per la ripresa di continuità delle strisce di solaio (larghe quanto il gruppo scala ascensore demolito) che furono realizzate in un momento successivo, piano per piano.

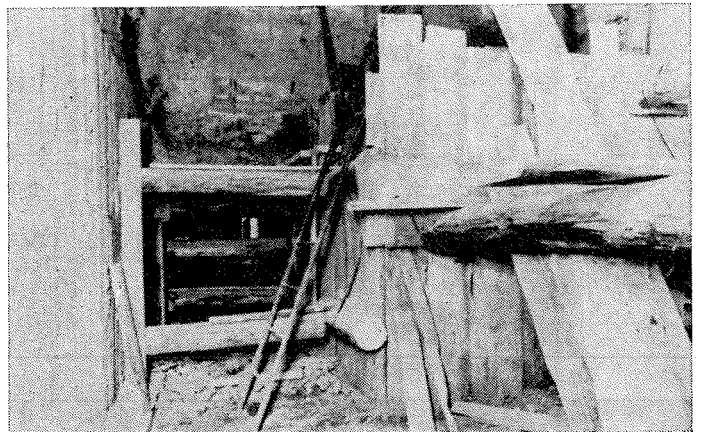
2.2. Fase (2)

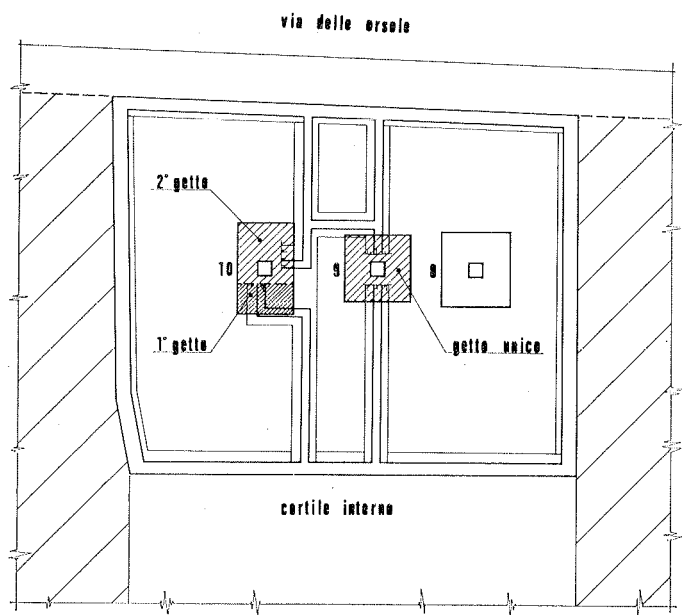
Nella figura 17 è mostrato lo schema della puntellazione verticale sotto alle travi a fianco del pilastro 8 da ricostruire ai piani bassi.



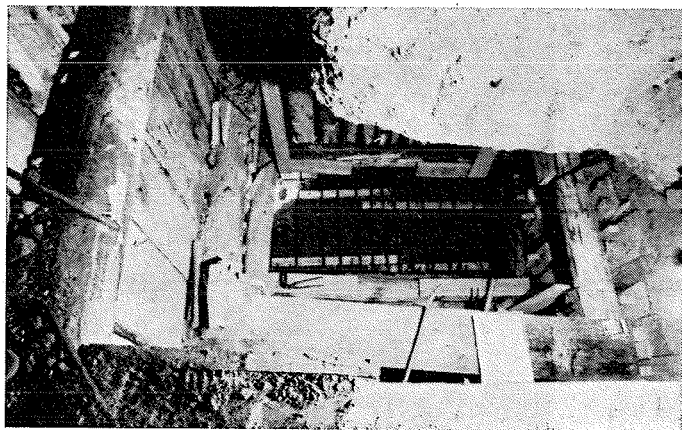
11 - Scavo per sottomurazione

12 - Sottomurazione per campioni



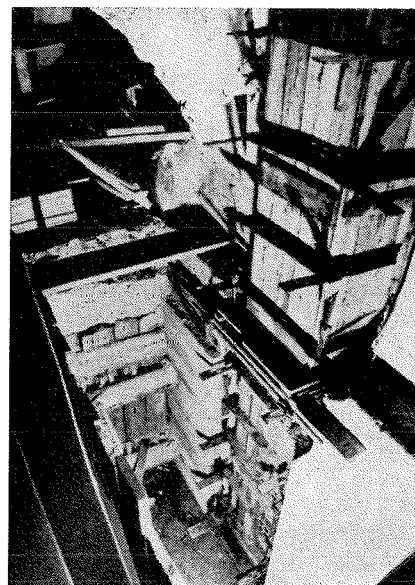
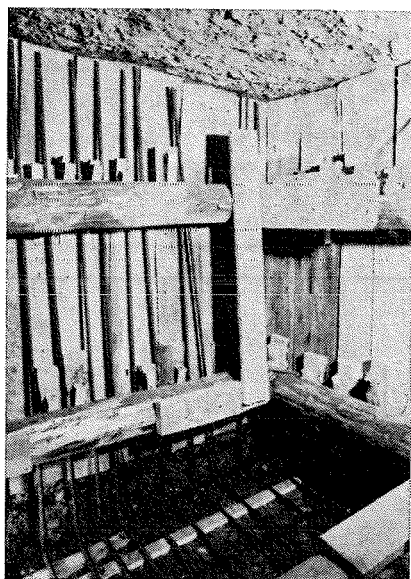


13 - Plinti nuovi pilastri (Fase 1) - Pianta



14 - 1° scavo per getto plinto 10

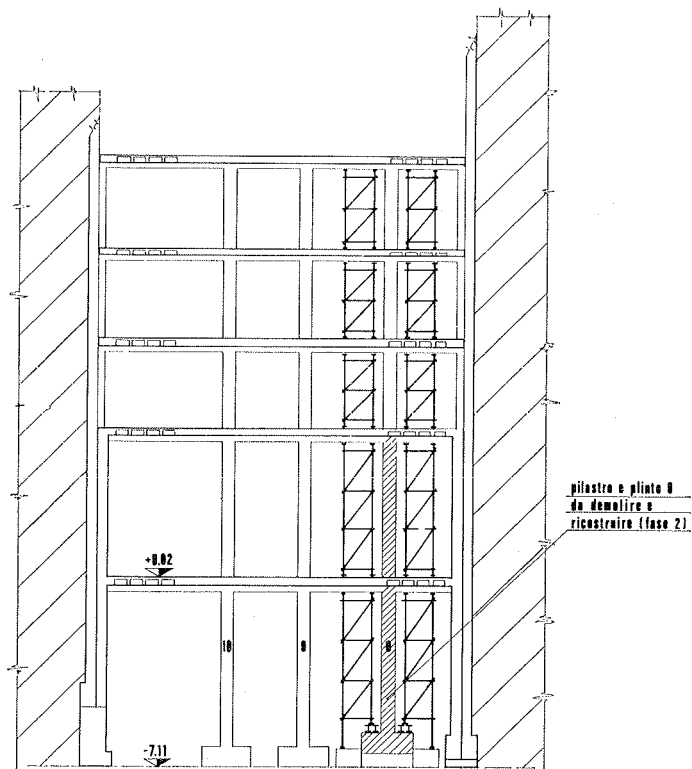
15 - Riprese 1° e 2° getto plinto 10

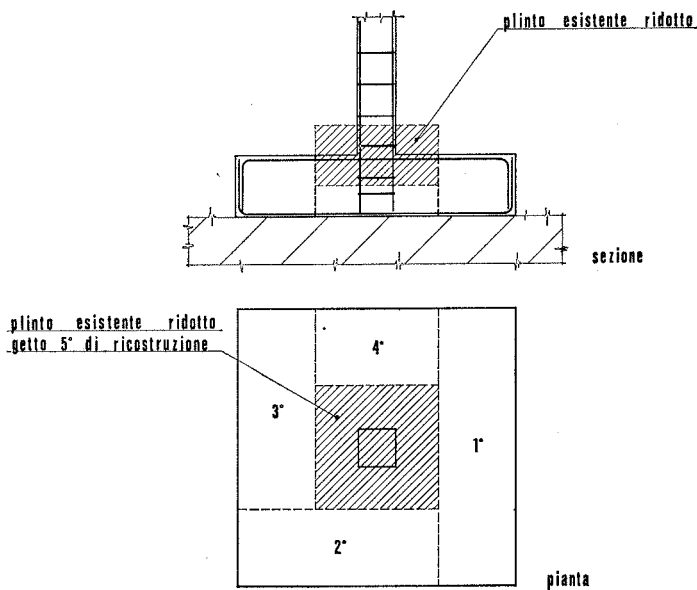


16 - Elevazione dei pilastri 9 e 10

L'operazione di ristrutturazione è partita dalla fondazione con la riduzione del plinto originario, la realizzazione del nuovo plinto mediante 4 getti successivi di contorno ed un ultimo quinto getto eseguito dopo la demolizione del pilastro in sostituzione della parte di plinto originario ancora restante (figura 18). Le necessarie armature davano monoliticità all'elemento.

17 - Puntellazioni verticali (Fase 2) - Sezione

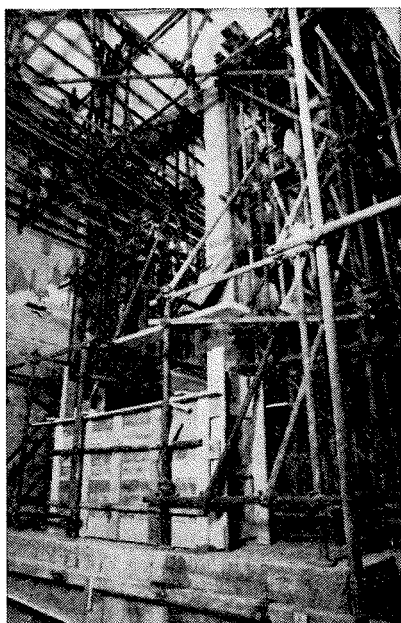




18 - Plinto pilastro 8 (Fase 2)

camente indipendenti da quelle dell'edificio. Il solo intervento di ristrutturazione poteva considerarsi concluso già nel mese di maggio 1977. Pertanto se si pensa che la volumetria originaria trattata dalla ristrutturazione era di 3170 m^3 e quella ottenuta con l'abbassamento delle fondazioni è di 4080 m^3 , si può dire che sono occorsi circa $1,5 \text{ mesi}/1000 \text{ m}^3$ per realizzare l'intervento, il che costituisce un valore notevole e non confrontabile, ovviamente, con i tempi di costruzione ex-novo di una struttura multipiano in c.a. tradizionale, anche se realizzata in un centro storico e quindi con tutte le difficoltà al contorno che ivi insorgono durante l'esecuzione.

Per quanto riguarda i costi, per la sola ristrutturazione delle strutture si prevede che il consuntivo arriverà ad indicare un costo/ m^3 di lire 50.000. Anche questo valore, così come si è detto per i tempi, non è confrontabile ovviamente con quello relativo a strutture ex-novo, ma risulta pienamente comprensibile, se si pensa alle difficoltà costruttive incontrate che hanno costretto ad eseguire l'intera opera praticamente in economia con l'impiego di una ridotta



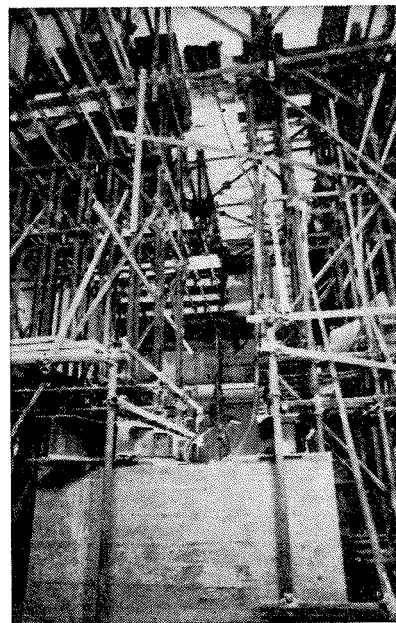
19 - Puntellazione verticale fase 2

Nelle figure 19 e 20 sono mostrate le puntellazioni verticali e la situazione durante la demolizione del pilastro 8 al piano interrato.

3. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

L'esempio di ristrutturazione ora descritto, per quanto riguarda i tempi e i costi di costruzione, rappresenta un limite superiore oltre il quale raramente accade di andare.

I lavori hanno avuto inizio nel mese di novembre dell'anno 1976 e per quanto riguarda le strutture possono considerarsi attualmente terminati, compresa la costruzione del « caveau » su due piani costituito da strutture in c.a. prati-



20 - Demolizione pilastro 8

manovalanza, assiduamente guidata e controllata da tecnici qualificati durante l'esecuzione.

La ristrutturazione che si è ora descritta subirà un'estensione ad un corpo di fabbrica adiacente.

I lavori, già iniziati, si prevede avranno una durata di circa un anno e comporteranno una spesa più che doppia di quella per ora intervenuta. In tale ristrutturazione, si opererà lo spostamento completo di due blocchi scala-ascensori ed il rifacimento di interi impalcati, nonché l'affondamento medio di circa 2 metri delle fondazioni esistenti per ottenere i volumi tecnici necessari al contenimento degli impianti.