



MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI
MAGISTRATO PER IL PO
PARMA

2° CONVEGNO
DI IDRAULICA PADANA

PARMA 15-16 GIUGNO 1984

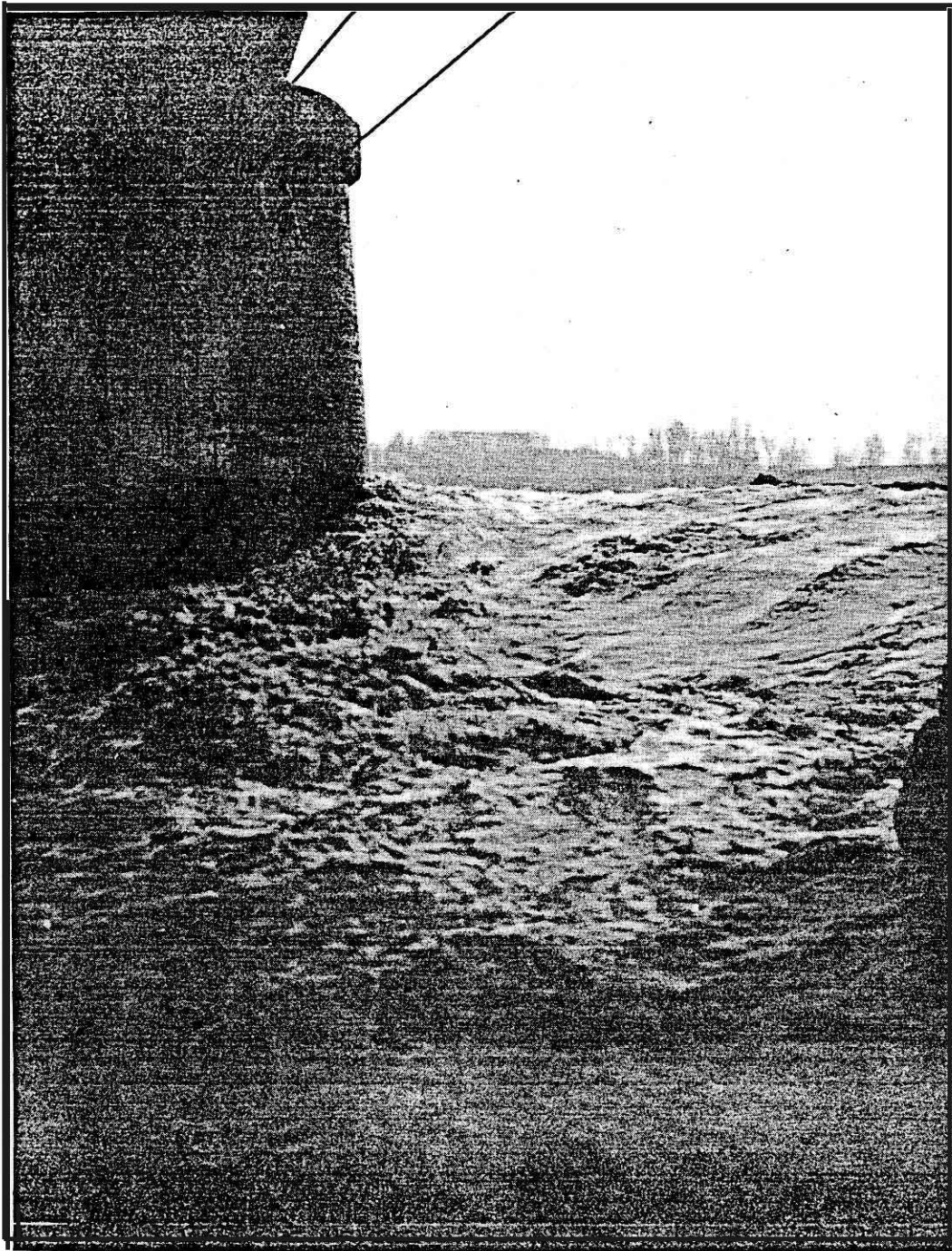
ATTI
PARTE II - COMUNICAZIONI

La piena del fiume Taro del novembre 1982

PIETRO LUNARDI

Docente di « Consolidamento del suolo e delle rocce »
al Dipartimento d'Ingegneria Civile dell'Università di Firenze,
responsabile del progetto del consolidamento delle strutture esistenti e delle
fondazioni del ponte ferroviario sul Fiume Taro per l'Impresa Pizzarotti S.p.a..

LA PIENA DEL FIUME TARO DEL NOVEMBRE 1982
DANNI-RIPRISTINO PROVVISORIO-RICOSTRUZIONE
DEFINITIVA DEL PONTE FERROVIARIO
DISTRUTTO DALLA PIENA



1.- Premessa

L' 8 Novembre 1982, a seguito di eccezionali violentissime piogge interessanti l'alta valle del Taro, il fiume entrava in piena rompendo le arginature in molte parti del tracciato, allagando la pianura circostante e minacciando la sicurezza dei diversi manufatti di attraversamento ferroviari e stradali disseminati lungo il suo percorso dall'Appennino al Fiume Po.

Passata l'onda di piena, un primo bilancio dei danni metteva in evidenza una situazione estremamente pesante: lunghi tratti di arginatura distrutti, intere coltivazioni agricole ricoperte per decine di ettari da acqua e fango, molti manufatti di attraversamento resi pericolanti, il crollo del ponte stradale di Fornovo e del ponte ferroviario di Pontetaro sulla linea Milano-Bologna.

In questa memoria ci si soffermerà in particolare sul caso del ponte ferroviario adiacente alla via Emilia, costruito interamente in muratura da un'impresa inglese più di cento anni prima, con il preciso scopo, da un lato di evidenziare le conseguenze a cui può portare, nel campo dell'idraulica fluviale, l'incompletezza e l'inadeguatezza delle opere di protezione ai manufatti di attraversamento a fronte di eventi eccezionali, dall'altro per non far dimenticare il non comune sforzo imprenditoriale operato in tempi record per il ripristino provvisorio del ponte.

2.- Idrologia del Fiume Taro

Il Fiume Taro, affluente di destra del Po, misura 126 Km di lunghezza e percorre interamente la provincia di Parma dividendola in due parti.

Complessivamente il bacino misura 1500 Km².

Il suo corso ha inizio dal lato Sud del Monte Penna, e discende fino a Tornado in un alveo ristretto. Da qui la valle si allarga ed il fiume s'in grossa alimentato dai suoi affluenti. A Fornovo, attraversata la regione collinare, l'alveo, con pendenza del 2.5%, raggiunge la sua massima ampiezza di 1500 m (fig. 1). In seguito, esso torna a restringersi: a Pontetaro la sua

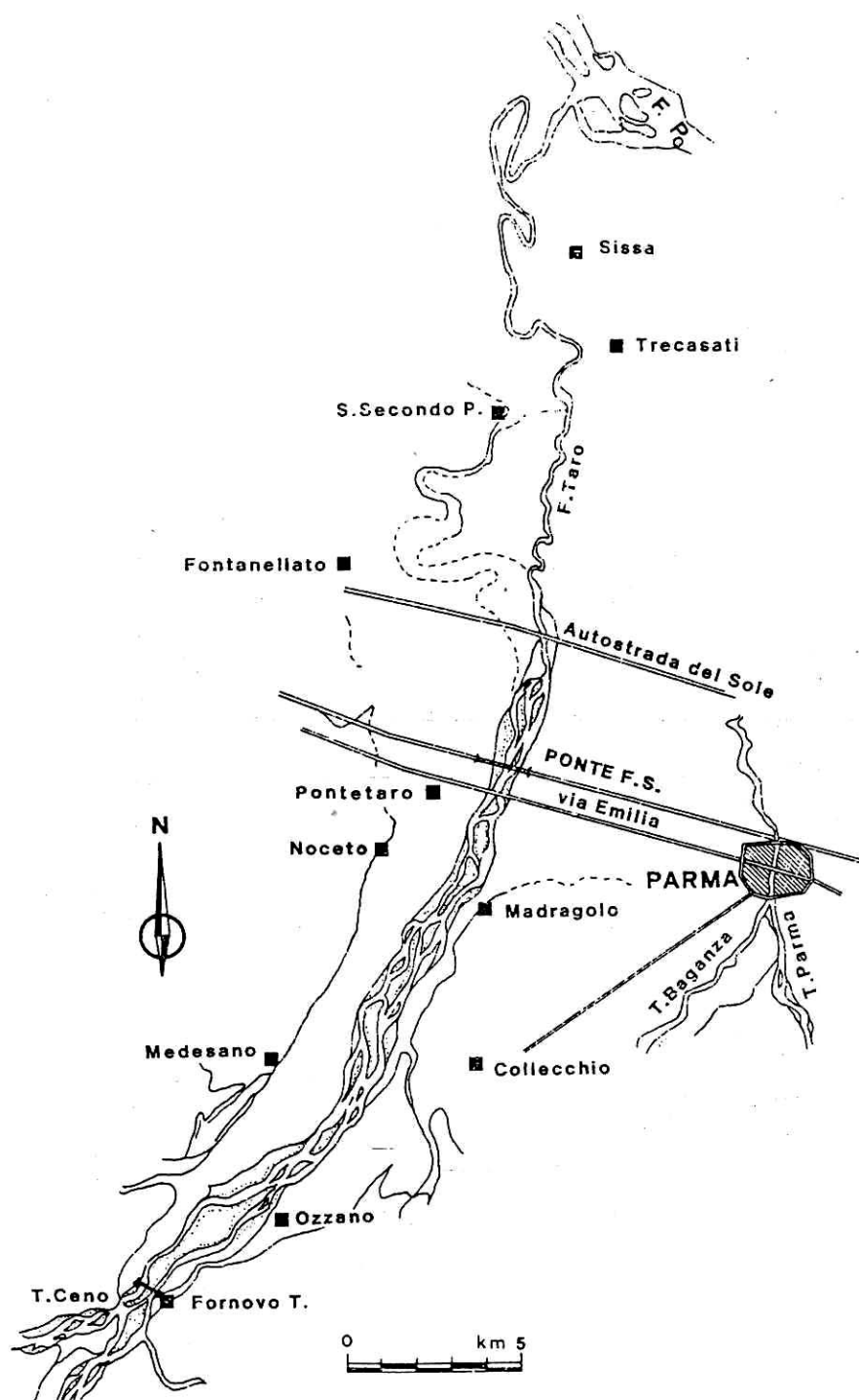


Fig.1 Carta morfologica del basso
corso del fiume Taro

(Perego S., Tagliavini S.)

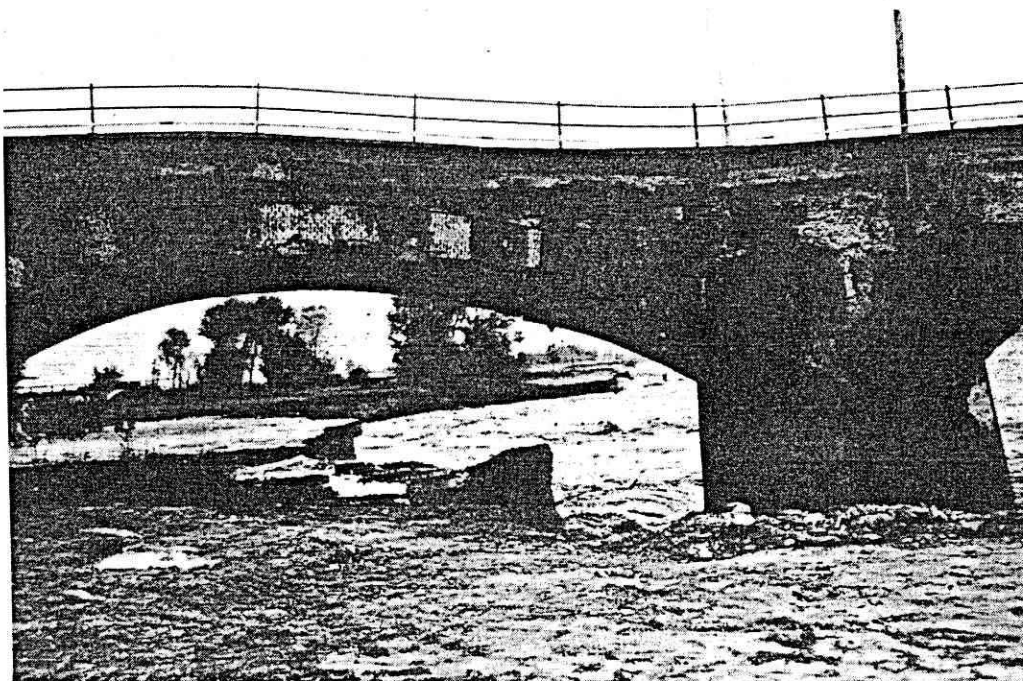


Foto 1 - 9 novembre 1982: il ponte al momento del crollo

larghezza è di 500 + 800 m, 585 m, da spalla a spalla, in corrispondenza al ponte della via Emilia, e 485 m (da spalla a spalla) in corrispondenza al ponte ferroviario della linea Milano-Roma, oltrepassato il quale, dopo circa un chilometro, la livelletta inizia a diminuire la sua pendenza (fig. 2).

L'alveo, nel tratto compreso tra Fornovo ed il ponte dell'Autostrada del Sole, risulta interessato da un potente deposito alluvionale, con netta prevalenza di ghiaie di media pezzatura. Le loro dimensioni, infatti, variano da qualche millimetro a qualche centimetro, si possono però trovare anche elementi lapidei di maggiori dimensioni. Le piene ricorrenti ed il regime delle correnti subalvee hanno favorito, nel corso del tempo, la formazione episodica di intrusioni lenticolari, della potenza di qualche decimetro, di argille, limi sabbiosi e sabbie.

Nel corso degli anni passati si sono verificate piene del fiume più o meno importanti. Tra i valori più elevati ricordiamo quelli rilevati a San Quirico (30 Km dalla foce in Po): 1020 mc/s al colmo (nel 1931) e 1370 mc/s al colmo (nel 1940).

Non siamo in possesso dei valori delle portate di piena verificatesi in passato in corrispondenza alla località Pontetaro. Uno studio probabilistico basato sui dati pluviometrici aggiornati al 1981, d'altra parte, ha fornito i seguenti valori, calcolati sulla base della teoria di Gumbel, per diversi tempi di ritorno, in corrispondenza del ponte ferroviario di Pontetaro:

$Q = 1325 \text{ mc/s}$ (tempo di ritorno 25 anni)

$Q = 1645 \text{ mc/s}$ (tempo di ritorno 100 anni)

$Q = 2158 \text{ mc/s}$ (tempo di ritorno 1000 anni)

Nel novembre 1982, a seguito di un prolungato periodo di intensa piovosità, fu registrata, in corrispondenza della stazione idrometrica di Fornovo (circa 56 Km dalla foce in Po) una portata massima al colmo di 3200 mc/s (vedi fig. 3), in corrispondenza a quella di S. Quirico una portata massima di 1007 mc/s.

Si deduce quindi, tenendo conto dell'effetto di laminazione prodotto dal

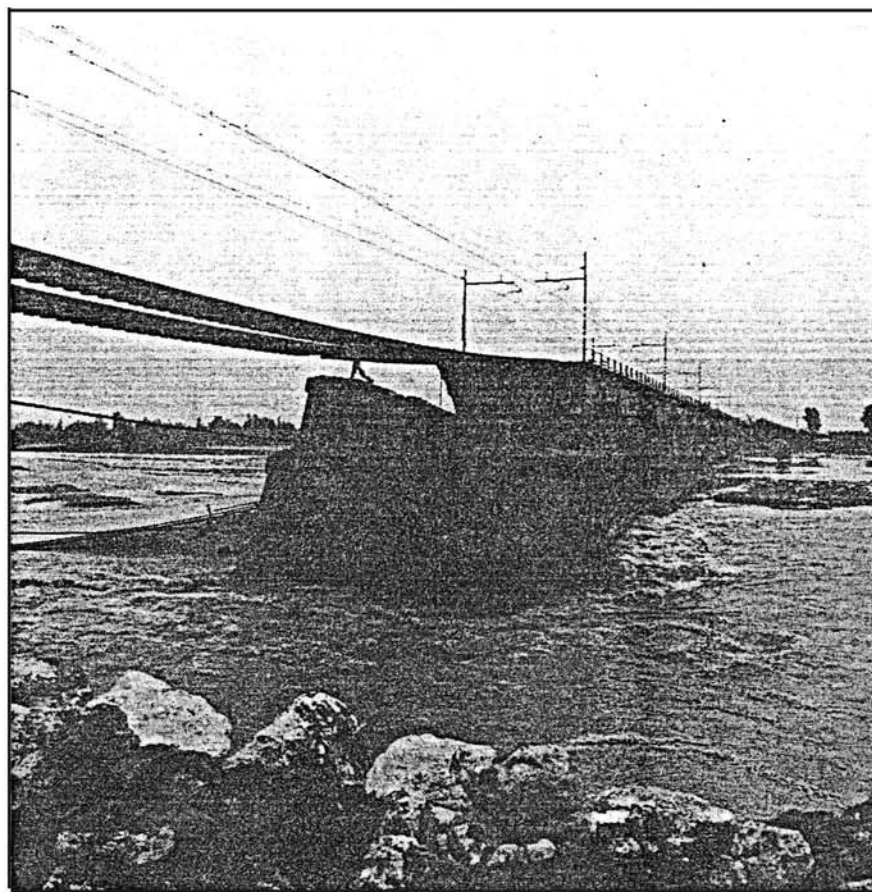
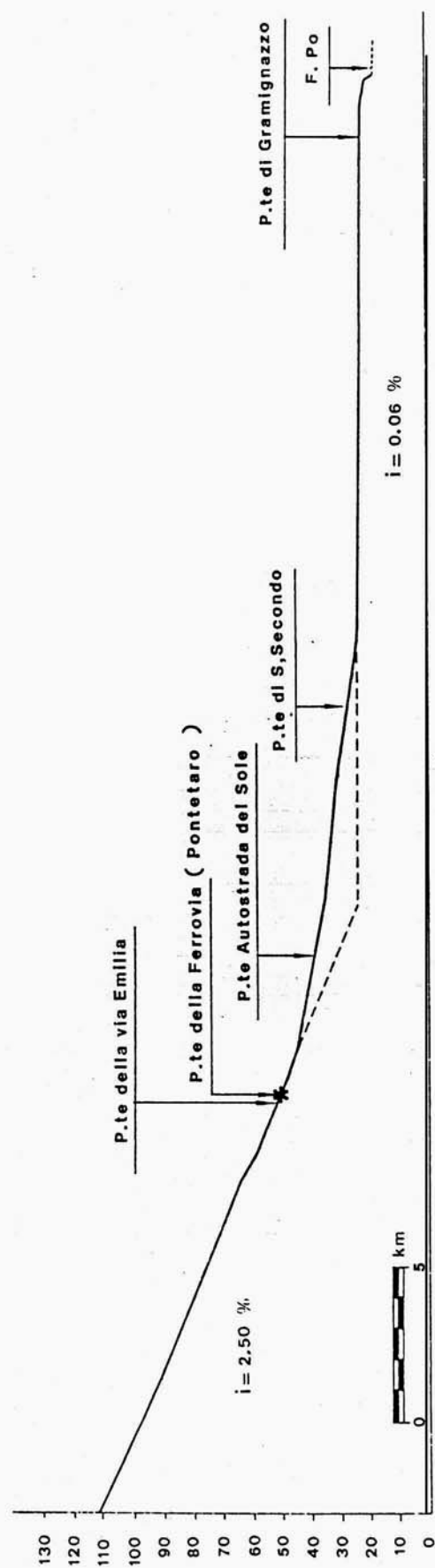


Foto 2 e 3 - novembre 1982: vedute del ponte dopo il crollo



(Perego S., Tagliavini S.)

Fig. 2 Profilo altimetrico del fiume Taro

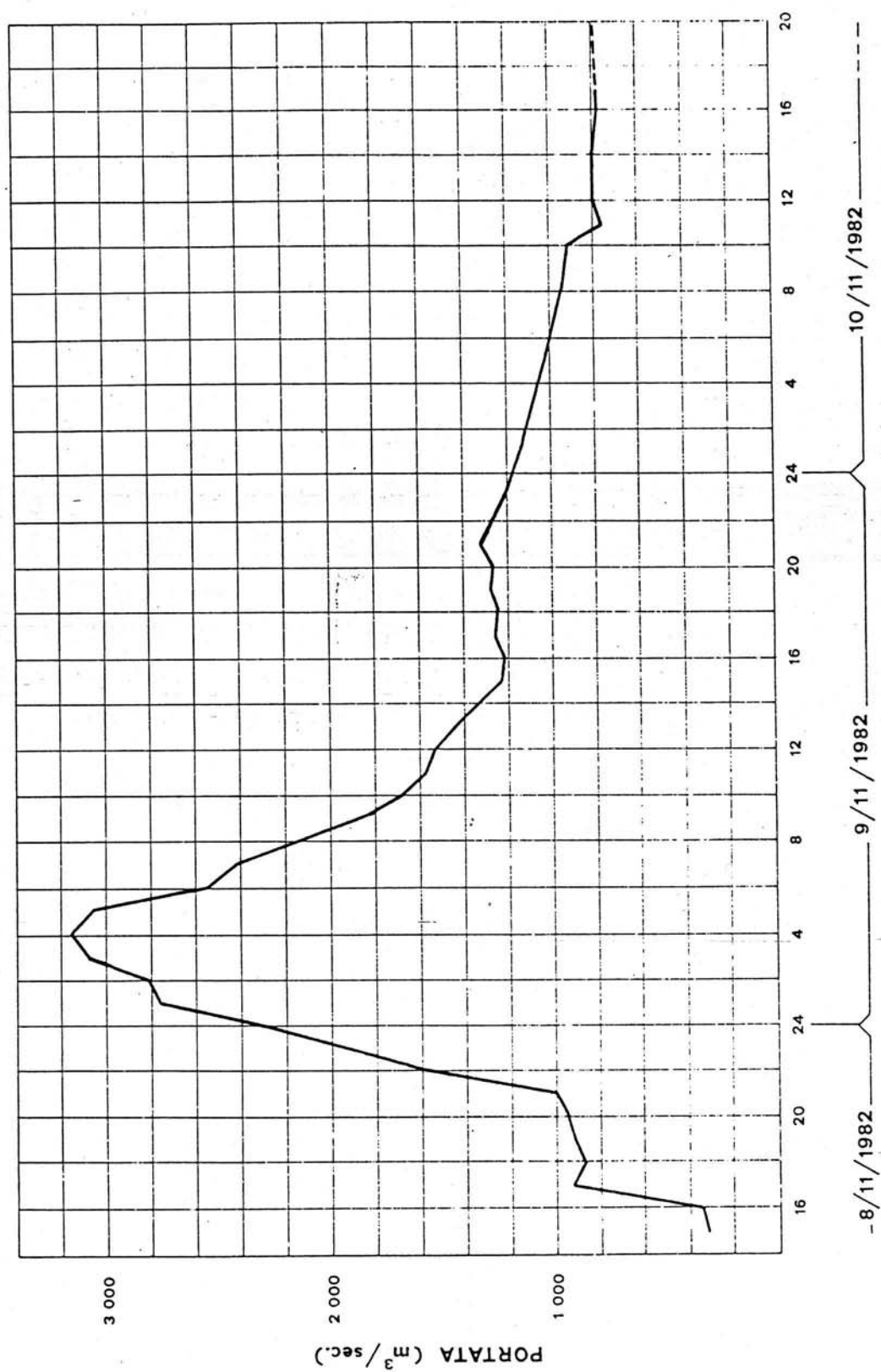


Fig. 3 Fiume Taro a Fornovo : curva idrografica

flusso nell'alveo nei 16 Km che separano Fornovo da Pontetaro, che a Pontetaro la piena deve aver raggiunto una portata al colmo superiore a 1700 mc/s.

Si è quindi trattato di una piena eccezionale, con tempo di ritorno più che centennale.

3.- Crollo del ponte ferroviario di Pontetaro : dinamica dell'evento

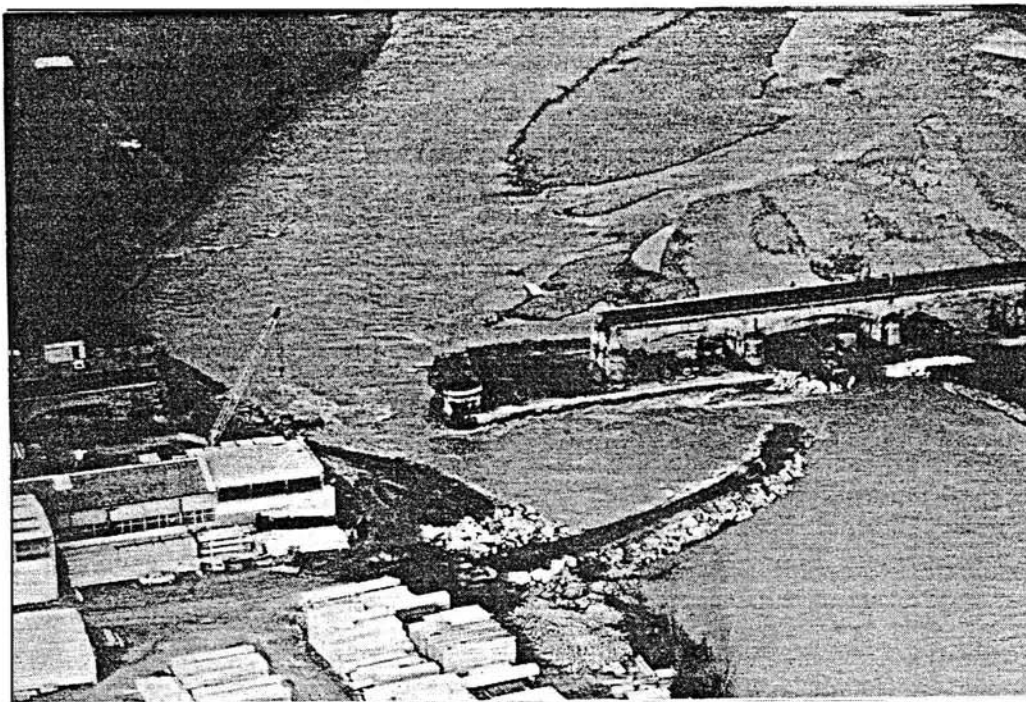
Durante l'evento di piena, le acque salirono a 3.16 m sopra il livello di guardia, investirono il manufatto con velocità di corrente superiore ai 3 m/s e, superato il livello dell'argine sinistro, invasero le luci del ponte tra le pile 15+19 che, a memoria d'uomo, non erano mai state interessate dalla corrente fluviale (fig. 4).

Nonostante i febbrili ed estenuanti tentativi degli organi tecnici delle Ferrovie di opporsi alla progressiva erosione arginale in corrispondenza della pila-spalla n° 15 mediante scarica di grossi massi naturali fatti immediatamente arrivare sul posto, alle ore 13.50 del giorno 9 si assisteva al crollo del ponte (foto 1) ed i binari restavano sospesi nel vuoto per una lunghezza di oltre 70 m (foto 2 e 3).

Il manufatto, costruito interamente in muratura, costituito da 20 arcate di 24 m di luce e da 19 pile su fondazioni dirette protette da platea con diaframmi (vedi fig. 5), profondi 12.80 m, dalla pila 2 alla pila 15, subiva lo scalzamento e, di conseguenza, il crollo della pila 16, che coinvolgeva le campate adiacenti. La forza delle acque si concentrava quindi sulla pila-spalla 15, provocandone il ribaltamento, cui faceva seguito il cedimento dell'arcata 15.

La presenza di un diaframma sul lato Bologna e delle macerie prodotte dai crolli sul lato Milano, impedì fortunatamente il totale scalzamento delle pile 14 e 17 che poterono così rimanere miracolosamente in equilibrio malgrado le spinte non compensate delle arcate adiacenti.

La linea ferroviaria Milano-Bologna restava così interrotta, con gravi ripercussioni su tutti i collegamenti ferroviari tra l'Italia Nord Occidentale



**Foto 4 - Ripristino provvisorio : realizzazione
dell'arginatura per la deviazione del fiume**

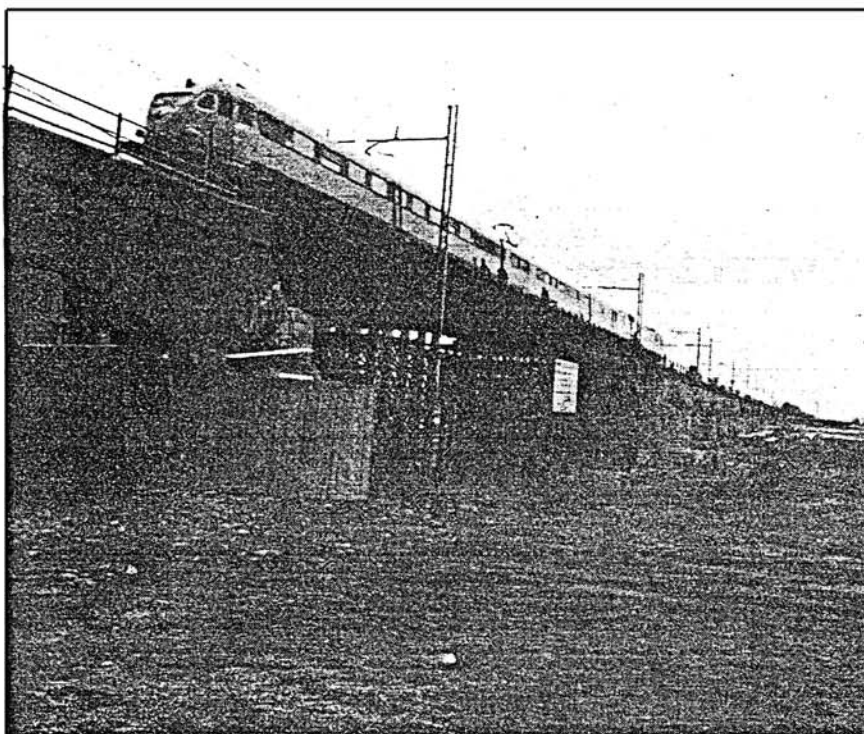


Foto 5 -13 dicembre 1982, ore 12.20: la circolazione ferroviaria viene ripristinata

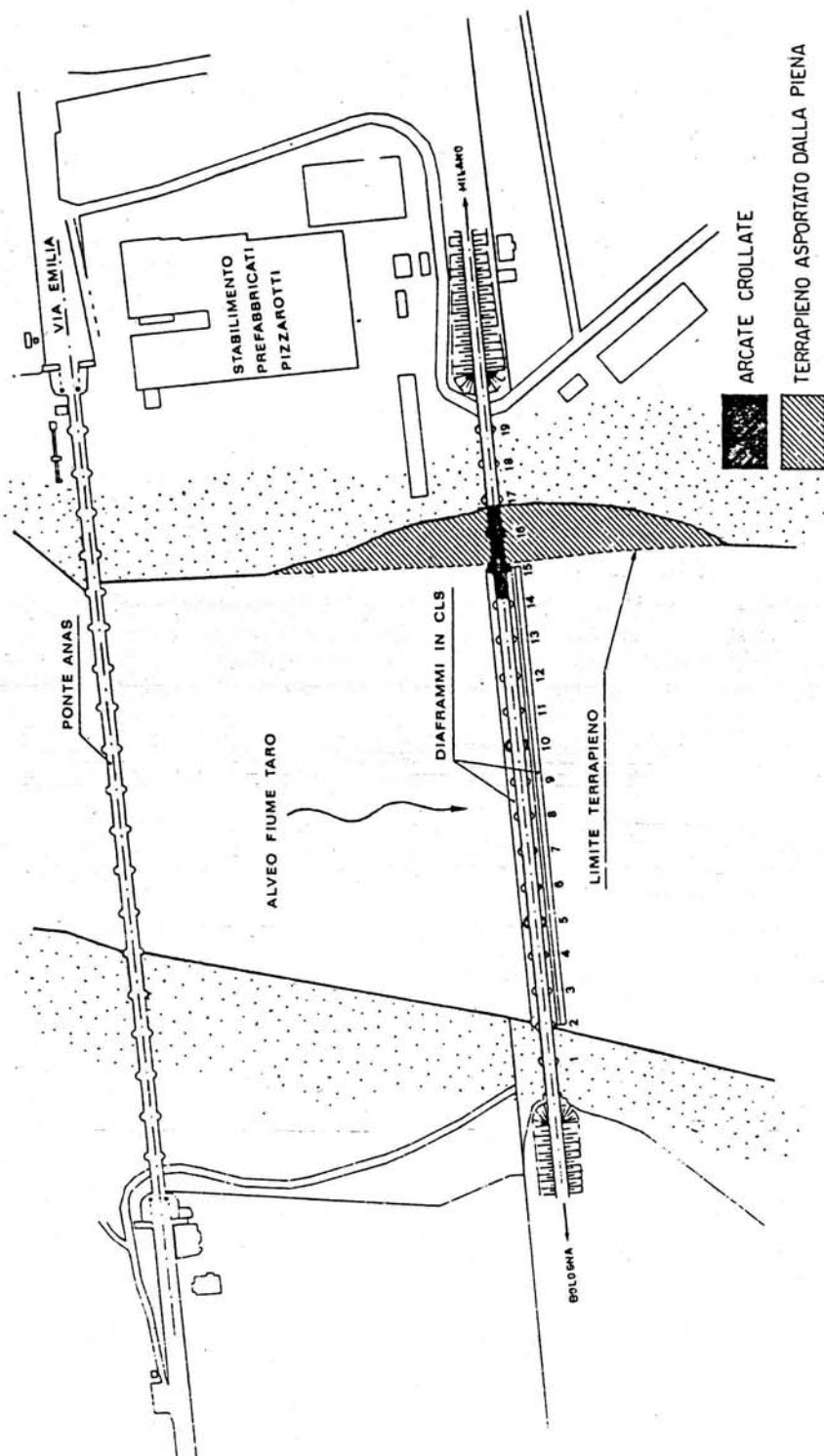
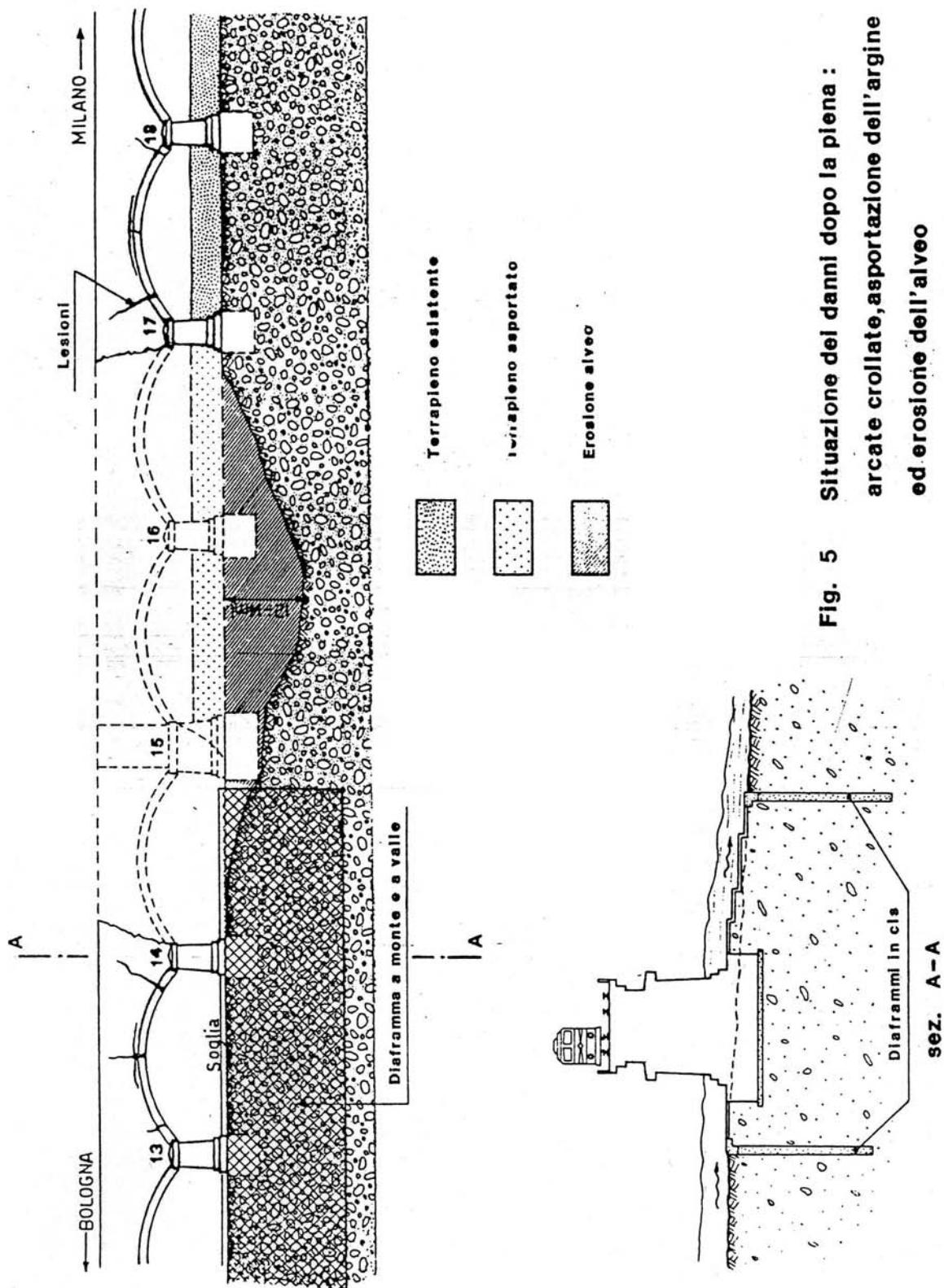


Fig. 4 - Planimetria dei ponti stradale e ferroviario di Pontetaro



e quella Centro Meridionale.

Mancavano meno di sei settimane al periodo delle festività natalizie quando l'esercizio ferroviario sarebbe stato chiamato a sostenere le massime punte di traffico.

La Direzione Generale delle Ferrovie assumeva iniziative immediate atte a ripristinare l'esercizio sul ponte in tempi brevissimi.

Si decideva un primo intervento di somma urgenza ed a carattere temporaneo consistente in due fasi operative:

- recupero e consolidamento delle arcate contigue a quelle crollate e delle pile con relative fondazioni;
- costruzione di pile e travate provvisorie realizzate in posizione, ed in modo tale, da consentire la ricostruzione definitiva delle pile e delle arcate distrutte, senza dovere nuovamente interrompere il traffico.

Un secondo intervento, a tempi più lunghi, avrebbe permesso la ricostruzione definitiva delle arcate crollate e la rimozione delle strutture provvisorie, oltre ad una radicale opera di consolidamento di tutte le fondazioni del ponte.

4.- Ripristino provvisorio

Un esame dettagliato, svolto nelle ore successive al crollo, denunciava, ai tecnici incaricati per la ricostruzione, la seguente situazione (fig. 5) :

- crollo della pila 16 e delle arcate 15-16-17;
- collasso della pila-spalla 15;
- fessurazioni diffuse nelle pile 14 e 17 e nelle arcate 14 e 18;
- erosione del terrapieno a monte facente parte dello stabilimento di prefabbricati dell'Impresa Pizzarotti e del terrapieno a valle su cui scorreva una strada vicinale;
- erosione dell'alveo in corrispondenza della campata 16 dove la forza della corrente produceva un'incisione profonda da 12 a 14 metri rispetto al piano di sovrappiave;

- dilavamento prodotto da correnti subalvee dei terreni alluvionali in corrispondenza delle fondazioni delle pile 13-14-17.

Si trattava quindi di danni una parte dei quali irreversibili ed altri di natura tale che, se non tempestivamente contenuti, avrebbero potuto portare alla perdita di altri elementi di ponte.

L'evolversi della situazione (la piena non accennava a diminuire d'intensità) imponeva ai tecnici di intervenire immediatamente.

Le operazioni che si sono rese necessarie per completare l'intervento di somma urgenza possono essere così raggruppate:

- a) deviazione del fiume per circoscrivere la zona del crollo e consentire l'esecuzione dei lavori di ripristino;
- b) recupero e rinforzo delle strutture esistenti;
- c) esecuzione delle nuove pile provvisorie;
- d) posa dell'armamento e delle linee di alimentazione e ripristino del traffico;

4.1. Deviazione del fiume

La deviazione del fiume, iniziata immediatamente dopo l'evento, con la piena ancora in atto, è stata realizzata a partire dalla sponda sinistra e dalla pila 13 del ponte attraverso la costruzione di un grande argine con nucleo in argilla e paramenti in materiale sciolto (scogliera di blocchi calcarei da 500+3000 litri) per un totale di 300.000 ql. (fig. 6 e foto 4).

Questo intervento, che ha occupato giorno e notte i primi dieci giorni lavorativi, è stato portato a termine con non poche difficoltà, tra queste:

- quella di garantire la tenuta dei materiali posati in acqua a fronte di velocità di trascinamento della corrente dell'ordine di 3+5 m/sec;
- l'urto di una seconda ondata di piena, che distruggeva quasi totalmente il lavoro fatto nei primi giorni;
- quella di garantire la tenuta dell'argine tra le pile 14 e 13, dove l'impatto della corrente contro il diaframma in calcestruzzo creava, per erosione

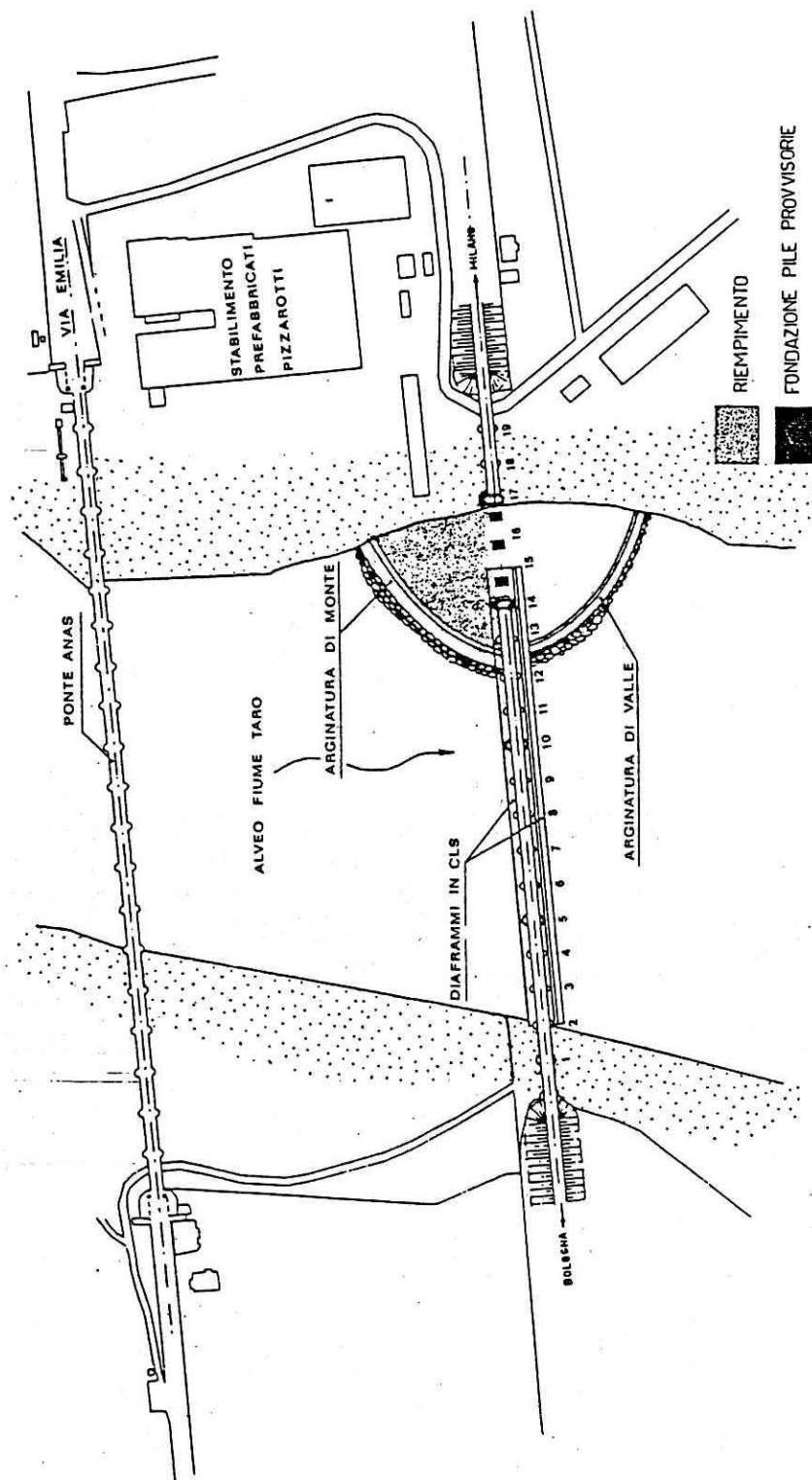


Fig. 6 Arginatura provvisoria per la protezione della zona di intervento

del subalveo, una fossa profonda circa 12+14 m al di sotto del livello del fiume.

4.2.- Recupero delle strutture esistenti

Il recupero delle strutture esistenti, iniziato dopo lo sgombero delle ma erie, si è articolato attraverso numerosi interventi (fig. 7):

- catenatura delle arcate;
- consolidamento dei terreni di fondazione sulle pile 14 e 17;
- tirantatura delle pile 14 e 17;
- cucitura ed intasamento delle fessure nella struttura muraria.

Gli interventi di recupero delle strutture esistenti furono rivolti, in particolare, alla stabilizzazione delle pile 14 e 17 rimaste, come già accenn nato, miracolosamente in piedi anche dopo il crollo delle arcate 15 e 17.

Le verifiche al ribaltamento di queste pile eseguite per la condizione post-crollo, di spinta non compensata delle arcate adiacenti, fornivano coeff ficiente di sicurezza prossimo all'unità. Questo indusse i tecnici ad affront tare con estrema prudenza la scelta dei tipi e dellè modalità di intervento, pur non trascurando il fatto che le lavorazioni avrebbero dovuto essere compat tibili con i tempi contrattuali.

Si decise di mettere in opera un sistema di catene in corrispondenza ad ogni arcata con la funzione di assorbire le spinte orizzontali non compensate sulle pile 14 e 17, riportandole rispettivamente sulla pila-spalla 10 e sulla spalla del ponte lato Milano (fig. 8).

Le catene, realizzate con barre Dywidah Ø 36 in numero di 12 per campata, inizialmente sono state messe in trazione col 50% del carico d'esercizio (60 t), quindi riprese, per la tesatura finale, al completamento del consolidament to dei terreni di fondazione delle pile 14 e 17.

L'operazione di consolidamento delle fondazioni si presentava in termini piuttosto delicati, in considerazione dello stato di sconnessione dei terreni alluvionali e dell'azione che le pressioni di iniezione avrebbero potuto prog

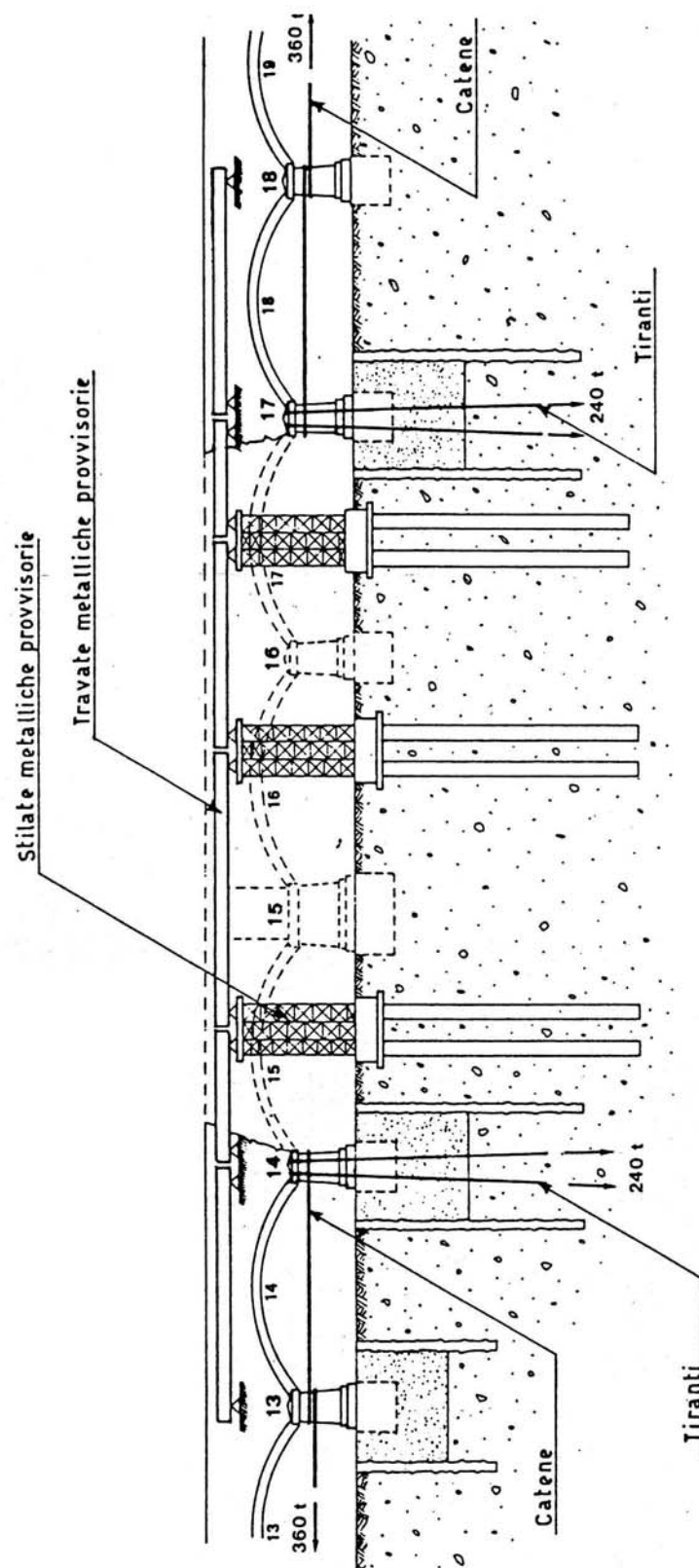


Fig. 7 Schema della soluzione adottata per la ricostruzione provvisoria

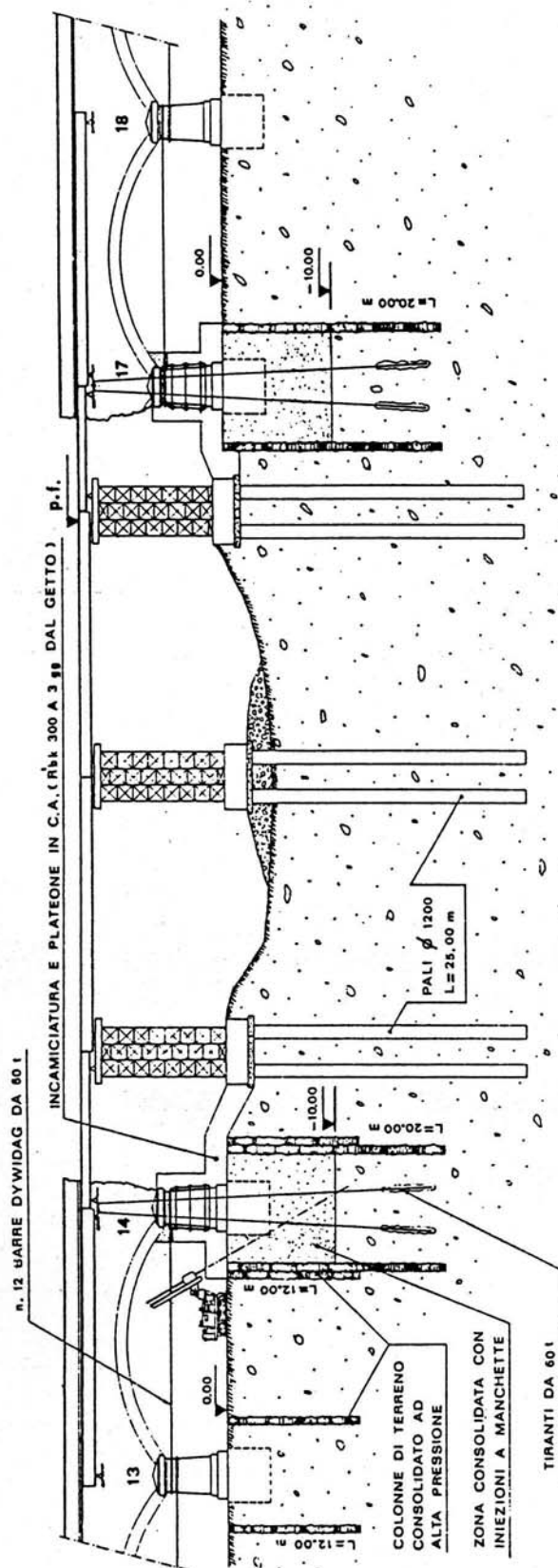


Fig. 8 - Fondazione delle stilate provvisorie : consolidamento e recupero delle strutture danneggiate

durre sulla stabilità già precaria delle pile.

L'erosione del fondo alveo provocata, nella zona del crollo, dalla forza delle acque, e l'azione di trascinamento delle correnti subalvee in regime di piena, avevano modificato la struttura del terreno alluvionale soprattutto sotto il profilo granulometrico: l'azione di dilavamento e di trasporto della componente limo-sabbiosa aveva prodotto, in un primo tempo, un aumento della permeabilità d'insieme, con creazione anche di vuoti; il controllo della piena e il rallentamento della corrente aveva facilitato, poi, il deposito delle parti finissime in sospensione nell'acqua all'interno dell'alluvione stessa, riducendone la permeabilità e modificandone la deformabilità.

A fronte di questa situazione di estrema eterogeneità granulometrica e meccanica delle alluvioni rimaneggiate, fu deciso:

- di creare, con intervento immediato, una cintura di terreno consolidato con sistema jet-grouting attorno alle pile 14 e 17 con funzione di antiscalzamento e confinamento del terreno di fondazione, accompagnata da una prima fase di iniezioni di intasamento per suturare, con miscela di cemento, i grossi vuoti e gli interstizi dei gabbioni preesistenti posti al di sotto della platea;
- di completare, in un secondo tempo, il consolidamento del terreno confinato dalle cinture di colonne jet-grouting con iniezioni cementizie a bassa pressione attraverso tubi valvolati.

Si illustrano qui di seguito alcuni aspetti di questo intervento (fig. 8):

- la cintura di terreno consolidato attorno alle pile è stata realizzata tramite l'accostamento di colonne di terreno trattato con iniezioni ad altissima pressione (300+400 atm) di miscele cementizie addittivate con silicati per la presenza costante della falda.

Il sistema "jet-grouting" è stato preferito ad altri in quanto garantiva, oltre ad una maggiore agilità operativa, tempi di esecuzione ridotti, il controllo degli assorbimenti, del raggio di azione del trattamento e degli eventuali effetti nocivi della pressione d'iniezione; esso consente infatti, con

particolare riferimento ai terreni incoerenti, un consolidamento localizzato e controllato, che conferisce al terreno naturale caratteristiche di resistenza e deformabilità superiori di qualche decina di volte rispetto a quelle iniziali.

- nelle coronelle intorno alle pile, l'interasse delle colonne di terreno consolidato e la loro profondità sono state regolate in funzione delle condizioni di serraggio del terreno in posto e dell'estensione delle zone di erosione nel subalveo.

- le iniezioni di intasamento di prima fase per suturare i grossi vuoti e gli interstizi dei gabbioni sono state effettuate con le stesse attrezzature usate per il "jet-grouting", aumentando le portate in cemento agli ugelli e diminuendo opportunamente la pressione.

- l'intervento sulla pila 14, sicuramente la più colpita dagli effetti della piena, è stato integrato con una seconda cintura di colonne consolidate, a causa delle difficoltà di trattamento incontrate durante l'esecuzione della parte superiore della prima coronella.

- il parziale scalzamento del diaframma in calcestruzzo in corrispondenza della pila 14 suggeriva di intervenire con i consolidamenti, già in questa fase di recupero delle strutture esistenti, anche se in misura più contenuta, sulla fondazione della pila 13.

Anche in questo caso lo schema di trattamento è consistito nell'esecuzione di una cintura di colonne consolidate ad altissima pressione ed un successivo intervento con iniezioni a bassa pressione (fino a 5+6 atm) attraverso tubi valvolati "a manchette" sul volume di terreno di fondazione confinato dalla coronella "jet-grouting".

Contemporaneamente agli interventi in fondazione furono iniziate le perforazioni in testa alle pile 14 e 17 per l'esecuzione, a partire dai due baggioni gettati in opera, di 11 tiranti subverticali da 60 t ciascuno, con funzione di aumentare, in collaborazione alle catene, il coefficiente di sicurezza al ribaltamento delle pile stesse in fase provvisoria (fig. 8).

L'ancoraggio dei tiranti, realizzato con barre Dywidag $\varnothing$ 36 mm spinte fino a circa 20 m sotto la fondazione, è stato garantito dalla creazione di un bulbo lungo circa 10 m, iniettato a circa 30 atm con malte speciali antiritiro.

Il recupero strutturale delle pile 14 e 17, le cui murature avevano denunciato segni di affaticamento manifestatisi con splaccaggi e lesioni diffuse più o meno profonde, fu rivolto a trasformare le pile stesse in pile-spalle, in considerazione della situazione statica in cui accidentalmente si erano venute a trovare.

Alla messa in opera delle catene, è stata realizzata una cerchiatura provvisoria con profilati metallici, seguita, a breve termine, dal getto di uno spesso plateone di base di cemento armato collegato al consolidamento anulare di fondazione con barre metalliche del $\varnothing$ 20, e successiva incamiciatura del vecchio nucleo di muratura con getto di cemento armato dello spessore minimo di un metro (fig. 8).

Parallelamente a queste lavorazioni, procedeva, intanto, il restauro delle strutture murarie lesionate a seguito del crollo, con particolare riguardo alle zone di imposta e di chiave delle arcate 14 e 18 seriamente sollecitate per rotazioni millimetriche delle pile 14 e 17.

Le lesioni dell'ordine del centimetro sono state cucite con un sistema di ancoraggi passivi (barre metalliche ad aderenza migliorata $\varnothing$ 30) iniettate con speciali malte antiritiro, quindi intasati con malte a base di resina; le lesioni millimetriche, invece, sono state direttamente iniettate a pressione con malte di resina pura.

4.3.- Esecuzione delle nuove pile e relative fondazioni

Il progetto del ponte provvisorio fu concepito tenendo già conto della futura ricostruzione definitiva, da realizzare con le minori possibili interferenze e limitazioni al traffico ferroviario sulla linea ripristinata.

La scelta di uno schema a travate isostatiche apparve subito vantaggioso

dato che permetteva di piazzare le pile provvisorie, costituite da tre stilate di tralicci d'acciaio smontabili e recuperabili, in corrispondenza alle campate 15-16-17, lasciando lo spazio necessario per la ricostruzione delle pile 15 e 16 nella posizione primitiva.

Le stilate sono state appoggiate ed ancorate a plinti in c.a. delle dimensioni di 9.60 x 6.00 x 2.00 m e sottostante palificazione costituita da 6 pali trivellati armati del diametro di 1200 mm spinti fino a 25 m circa di profondità (fig. 8).

La realizzazione di queste fondazioni veniva ritardata ed ostacolata, nei primi giorni, dalle difficoltà connesse alla deviazione del fiume ed al persistere del regime di piena, che manteneva molto alto il livello idrostatico anche nella zona isolata e protetta dal terrapieno obbligando a creare ture ed altre opere provvisorie; si aggiungevano gli ostacoli frapposti dalla demolizione e dallo sgombero delle macerie delle pile e delle arcate crollate.

4.4.- Varo delle travate metalliche provvisorie

Le tre stilate metalliche provvisorie ed i baggioli in c.a. realizzati sulla sommità delle pile 14 e 17 che, a seguito del rinforzo descritto in precedenza, assumevano funzione di pile-spalle, hanno costituito gli appoggi delle travate metalliche provvisorie.

In considerazione delle sollecitazioni anomale e degli ammaloramenti che le campate 14 e 18 avevano subito al momento del crollo, la Direzione Lavori ritenne opportuno posizionare le travate metalliche anche sulle suddette campate, in modo da scaricare gli archi in muratura, ancora in fase di restauro, dai sovraccarichi accidentali.

4.5.- Posa dell'armamento e delle linee d'alimentazione e ripristino dell'esercizio ferroviario

Non appena ultimata la posa delle travate, gli operai F.S. dell'armamento procedettero alla ricostruzione del binario ed agli allacciamenti ripristinan

do così la continuità della linea, mentre gli operai F.S. degli impianti elettrici provvedevano alla posa delle linee aeree di contatto da 3000 V, nonchè delle linee e dei cavi telefonici e di segnalamento.

Da ultimo vennero effettuate con esito positivo le prove di circolazione con locomotori pesanti a velocità crescenti da 10 a 30 Km/h.

Alle ore 12.20 del 13 dicembre la circolazione ferroviaria veniva ripristinata su ambedue i binari: erano trascorsi appena 34 giorni dalla parziale rovina del ponte. (foto 5).

5.- Ricostruzione definitiva del ponte ferroviario e consolidamento delle fondazioni

I lavori che sono stati eseguiti per la ricostruzione definitiva del ponte e per il consolidamento delle fondazioni possono essere suddivisi in due fasi:

fase 1: ricostruzione delle due pile e delle tre arcate crollate, rimozione delle pile e delle travate provvisorie, rinforzo degli archi in muratura contigui a quelli crollati;

fase 2: consolidamento delle fondazioni di tutto il viadotto mediante estensione delle paratie esistenti fino a protezione delle spalle verso Milano e verso Bologna, interventi di confinamento ed antiscalzamento attorno ad ogni singola pila ed, infine, ripristini vari alla platea esistente.

La ricostruzione doveva avvenire senza creare ostacoli al traffico ferroviario.

5.1.- Ricostruzione definitiva: lavori fase 1

Le scelte progettuali per il ponte definitivo hanno tenuto in considerazione due diverse esigenze: quella di conservare il profilo del ponte nella sua omogeneità di manufatto ottocentesco e quella di realizzare il nuovo tratto secondo tecnologie più avanzate e con l'impiego di materiali staticamente

più affidabili che con mattoni disposti a ghiera come nel vecchio ponte (fig. 9).

In luogo dell'arcone in muratura, il progetto presentato dall'Impresa Pizarotti, ed approvato dalle Ferrovie, ha utilizzato dieci archi elementari prefabbricati in c.a., messi in opera, con varo laterale, previo appoggio delle travate provvisorie sulle pile 15 e 16 ricostruite e rimozione delle pile provvisorie metalliche. Gli archi sono stati quindi solidarizzati con getto integrativo in opera e precompressione trasversale. In luogo dei muri di contenimento si sono impiegati pannelloni prefabbricati di c.a. con rivestimento esterno in listelli di cotto disposti secondo la tessitura originaria.

Le due nuove pile sono state realizzate in c.a. con paramento esterno in mattoni pieni del tutto uguale a quello delle altre pile. Esse poggiano su plinti in c.a. di dimensioni 16.00 x 7.10 x 2.50 m, a loro volta impostati su 8 pali Ø 1500 mm lunghi circa 30 m. Questi sono stati protetti con lamerino sino a quota -15 m allo scopo di eliminare il rischio del dilavamento conseguente a nuove possibili piene.

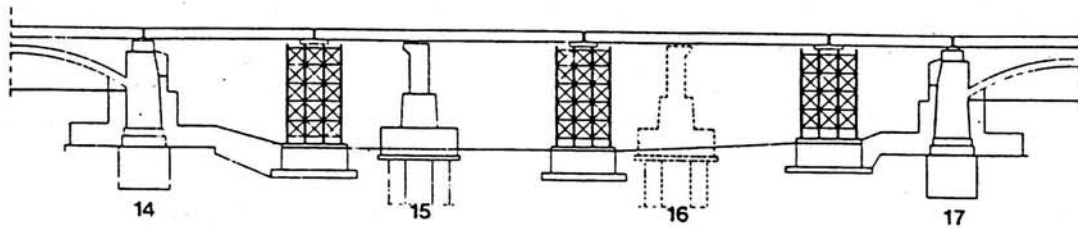
Contemporaneamente si procedeva al consolidamento definitivo delle arcate 14 e 18 mediante iniezioni di resine epossidiche ad alta pressione attraverso una fitta serie di fori praticati sistematicamente nelle strutture murarie.

Le operazioni della fase 1 furono completate con l'eliminazione delle travate metalliche, la posa del ballast e delle nuove rotaie, previa interruzione programmata della circolazione su un binario per volta.

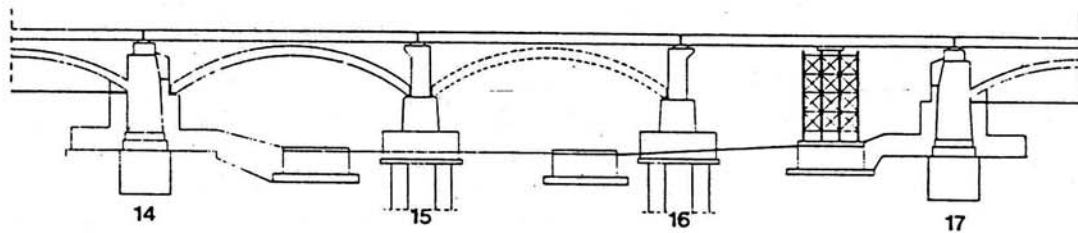
Tolti gli incatenamenti reggisparte, ormai non più necessari, ed eseguito con successo il collaudo statico delle nuove arcate, la sera del 14 luglio, con sensibile anticipo sui termini previsti, avveniva la riapertura definitiva dell'intero ponte al traffico su entrambi i sensi di marcia.

5.2.- Ricostruzione definitiva: lavori fase 2

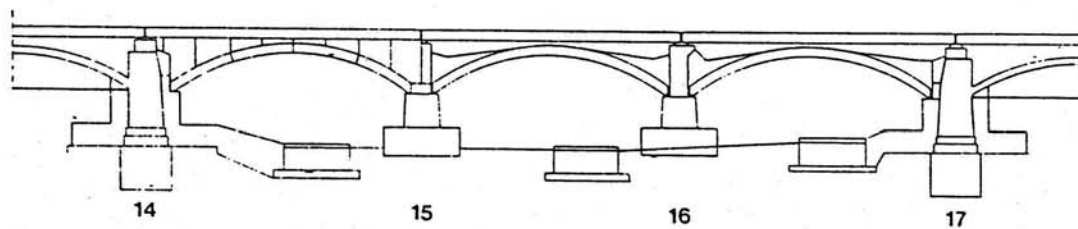
Uno dei principali obiettivi da conseguire con i lavori di consolidamento delle fondazioni del ponte sul fiume Taro fu quello di ottenere una efficace



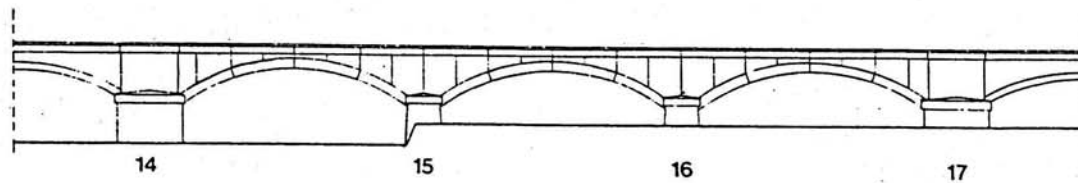
a) Costruzione delle pile 15 e 16 al disotto delle travate in ferro provvisorie.



b) Le travate provvisorie vengono traslate sulle nuove pile; si rimuovono le stilate metalliche ed inizia il montaggio degli archi.

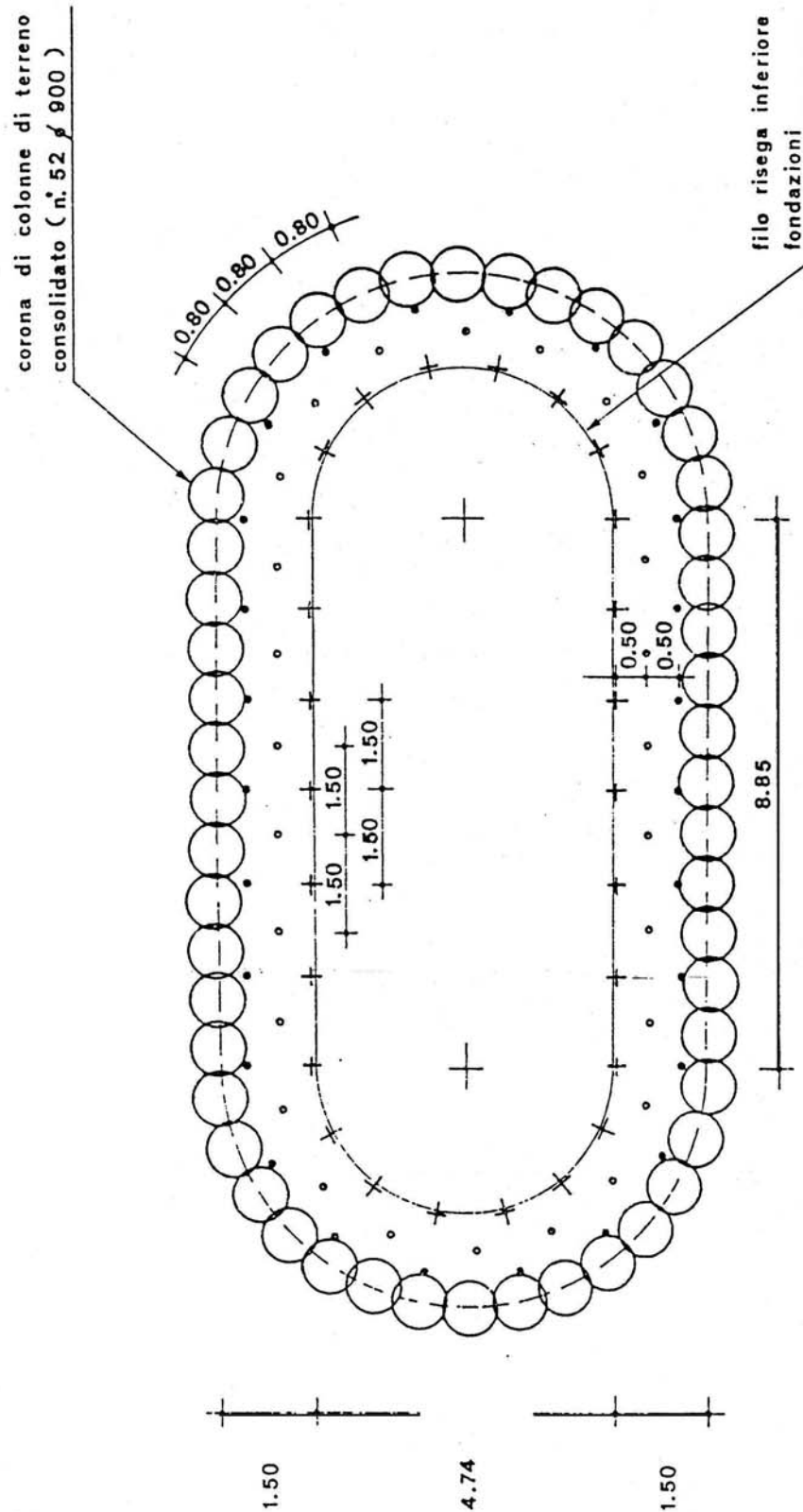


c) Vengono montati i pannelli ed eseguito il getto di completamento ed il rifianco al disotto delle travate provvisorie.



d) Vengono rimosse le travate provvisorie e posati i binari definitivi; si aboliscono le catene reggispinta nelle campate adiacenti e si ripristina il terreno secondo il profilo primitivo.

Fig. 9 – Successione delle principali fasi costruttive



- Fori tipo A (n. 25)
- Fori tipo B (n. 26)
- + Fori tipo C (n. 26)

Fig. 10 — Schema planimetrico interventi di consolidamento

protezione contro l'azione erosiva delle correnti d'alveo e di subalveo, sia nei tratti in corrispondenza alle fondazioni delle pile, sia nei tratti intermedi sotto le arcate. Infatti l'erosione dell'alveo tra una pila e l'altra produrrebbe inevitabilmente effetti nocivi per la stabilità delle pile adiacenti.

Quest'ultimo scopo si è raggiunto mediante due tipi di intervento:

- prolungamento delle paratie esistenti, di monte e di valle, fino alla spalla lato Parma ed a quella lato Piacenza. Le paratie, in calcestruzzo armato di 80 cm di spessore, sono state spinte fino a quota -14 m dal piano campagna;
- costruzione di una soglia in c.a., o ripristino e rinforzo di quella esistente ove necessario, a collegare in testa le suddette paratie.

Gli interventi di ripristino e consolidamento delle fondazioni delle singole pile si proponevano di conseguire un doppio effetto:

- di antiscalzamento, per prevenire l'azione di dilavamento ed erosione prodotta dalle correnti subalvee e superficiali;
- di confinamento del terreno di fondazione, onde conservarne la capacità portante ed eventualmente incrementarla.

Per conseguire tale obiettivo si è ritenuta indispensabile la realizzazione di un duplice intervento di consolidamento:

- 1) esecuzione di una cintura protettiva continua, al contorno delle fondazioni di ogni pila, di spessore e di profondità sufficiente a garantire la sua funzione primaria di contrasto all'azione di scalzamento delle acque correnti in alveo e subalveo, e di contenimento dei fenomeni di decompressione laterale del terreno di fondazione in modo da favorire la conservazione della capacità portante (fig. 10);
- 2) trattamento del terreno di fondazione all'interno della cintura protettiva onde ridurne la permeabilità alterata (fig. 11).

Nei riguardi dell'esecuzione del trattamento all'interno della cintura antiscalzamento, il problema è stato affrontato con l'impiego di iniezioni di

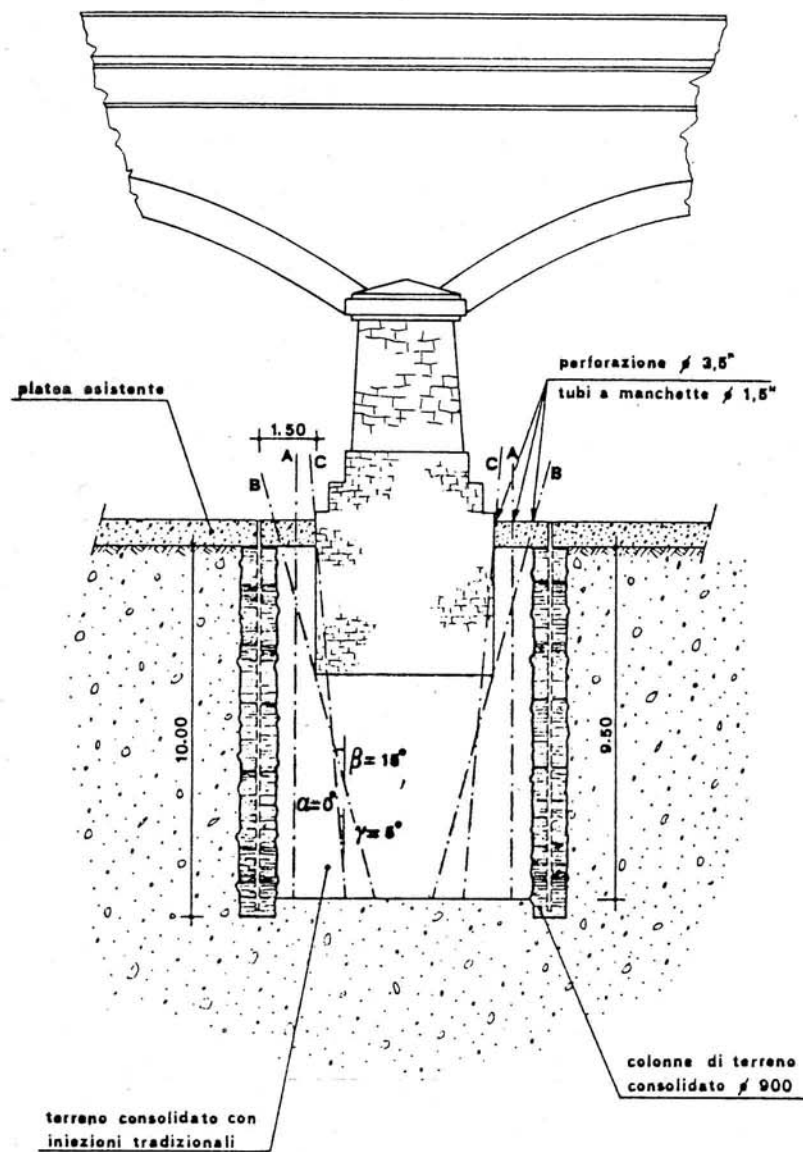


Fig. 11 - Sezione schematica interventi di consolidamento

tipo tradizionale (miscele iniettate a bassa pressione con tubi valvolati); per quanto riguarda invece l'esecuzione della cintura protettiva questa è stata realizzata mediante colonne compenstrate di terreno consolidato ($\varnothing$ 900 mm; L = 10 m) con il sistema "jet-grouting", la nuova ma già affermata tecnica di consolidamento messa a punto di recente in Italia.

Essa si articola in due fasi:

- 1) fase di andata o perforazione. Durante questa fase si ha l'inserimento, con perforazione a distruzione di nucleo, di una batteria d'aste nel terreno fino alla profondità richiesta dal progetto; l'estremità inferiore è munta di una testa di perforazione e di una particolare valvola eiettrice, dotata di uno o due ugelli ortogonali all'asse della batteria;
- 2) fase di ritorno o di estrazione e contemporanea iniezione, ad altissima pressione, della miscela. In questa fase, operando sui parametri pressione-velocità di risalita dell'asta, è possibile ottenere colonne di terreno consolidato delle dimensioni volute.

All'interno dei volumi trattati la proiezione delle miscele ad altissima pressione taglia il terreno, lo rimescola e, conferendogli un nuovo assetto strutturale, lo cementa.

A seguito del trattamento:

- le caratteristiche meccaniche del terreno interessato si incrementano fino a una decina di volte rispetto a quelle del terreno naturale e ciò indipendentemente dalle sue caratteristiche di permeabilità;
- l'impermeabilità del terreno trattato è praticamente totale grazie all'aumento della densità prodotta dalla pressione e dell'apporto di miscela.

Ultimati i consolidamenti delle fondazioni ed il prolungamento dei diaframmi fino alle spalle, fu rimosso l'argine provvisorio e ripristinato il preesistente allineamento arginale mediante la formazione di un terrapieno con materiale ghiaioso; questo è stato protetto con una scogliera di grossi massi calcarei, che si estende a monte ed a valle del viadotto per una lunghezza complessiva di circa 240 metri (vedi foto 4).

I lavori venivano ultimati nel novembre 1983, con alcune settimane di anticipo rispetto ai tempi previsti.

6.- Metodologia di controllo sui risultati dei consolidamenti con jet-grouting

Gli interventi di consolidamento mediante jet-grouting hanno costituito una parte considerevole nell'opera di ripristino provvisorio e di ricostruzione del ponte.

In considerazione di ciò è stato:

- realizzato un "campo prove" per la definizione dei parametri pressione, velocità di estrazione, velocità di rotazione da utilizzarsi nella tecnologia di trattamento per jet-grouting;
- messo a punto e realizzato un sistema di "controllo di tipo geofisico" che permettesse di verificare sia la continuità di trattamento sia la qualità meccanica del terreno consolidato.

Nel "campo prove" sono state create 19 colonne di terreno consolidato di lunghezza 6 m, tra cui 9, a gruppi di 3, poste ad interasse $i = 60+80$ cm allo scopo di verificarne l'avvenuta compenetrazione (vedi foto 6).

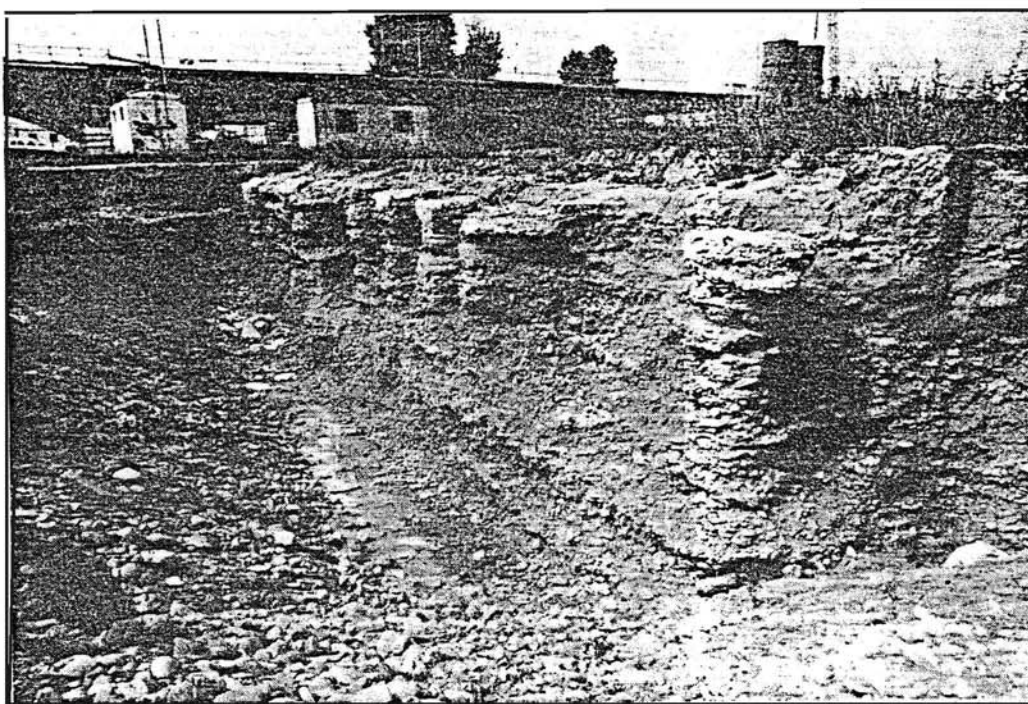
Per ogni colonna sono stati reciprocamente variati, nel modo ritenuto più opportuno, i parametri operativi già citati.

A prove ultimate, i risultati ottenuti sono stati verificati mediante:

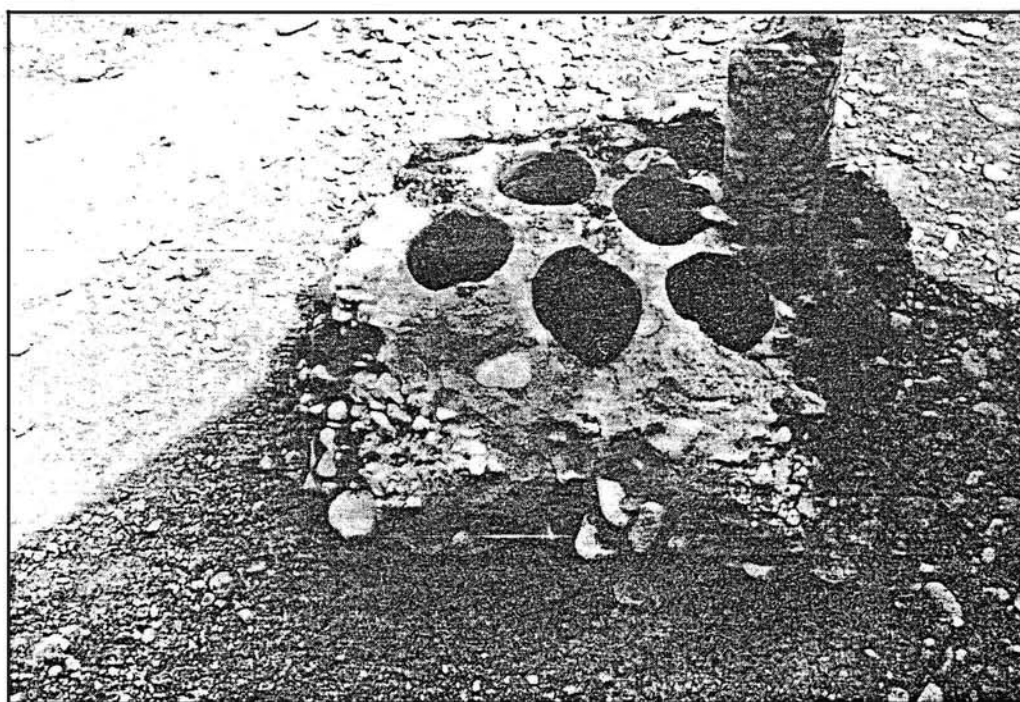
- prove distruttive su carote di terreno consolidato prelevate sia verticalmente che trasversalmente onde valutarne la resistenza meccanica (vedi foto 7), il cui valore medio è risultato dell'ordine di 1000 t/m^2 ;
- esame visivo, previa scopertura delle colonne, atto a verificarne l'avvenuta compenetrazione, il diametro ottenuto, la continuità strutturale;
- prove di controllo mediante carotaggio sonico, come nel seguito descritte.

La messa a punto del sistema di "controllo geofisico" è avvenuta su tre colonne campione di terreno consolidato realizzate secondo lo schema rappresentato in fig. 12.

Considerando un diametro medio consolidato di circa $80+90$ cm, come osser

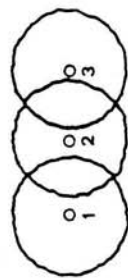
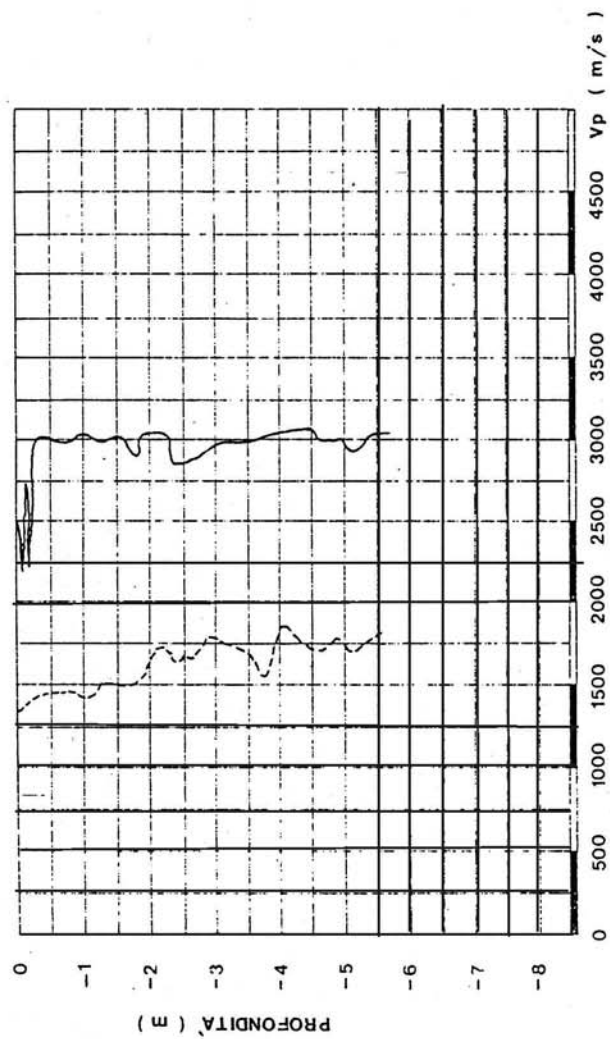


**Foto 6 - Campo prove : colonne di terreno consolidato ,
dopo parziale rimozione del terreno non consolidato**



**Foto 7 - Campo prove : campionatura di
una colonna di terreno consolidato**

— Terreno consolidato ($\Delta x = 82.5$ cm tubi 1-2)
 - - - Terreno non consolidato ($\Delta x = 78$ cm tubi 4-5)



O 4
 O 5

SCHEMA PLANIMETRICO

Fig.12 - Controlli geofisici - risultati della prova : velocità di propagazione in terreno consolidato e non

vato nelle colonne sperimentali attigue già scoperte, si è ipotizzata e schematizzata una parziale mutua compenetrazione tra colonne consecutive.

Per permettere i rilievi microsismici cross-hole, le tre colonne sperimentali sono state attrezzate ciascuna con un tubo d'acciaio $\varnothing$ 1" 1/4 cementato in asse per pressochè tutta la profondità delle colonne stesse, nel quale far scorrere, durante l'analisi, la sonda.

In fig. 12 i tre tubi si sono identificati con i numeri 1, 2, e 3.

I tubi 4 e 5, della stessa lunghezza dei precedenti, sono stati inseriti nel terreno naturale per effettuare, in parallelo, analisi microsismiche anche in terreno non consolidato, onde poter valutare l'incremento di qualità meccanica ottenuto con il consolidamento.

La tecnica impiegata è basata essenzialmente sul rilievo della velocità di propagazione longitudinale di impulsi di vibrazione nel mezzo in esame.

Una sonda, in un tubo, emette degli impulsi di vibrazione, un'altra, in un altro tubo ed alla stessa altezza della prima, riceve le vibrazioni trasmesse dal mezzo interposto tra esse. Una particolare strumentazione elettronica analizza il tempo intercorso tra emissione e ricezione, e lo registra su carta al variare della posizione delle sonde nei tubi (vedi foto 8).

Una volta ottenuto il tempo di transito, nota la distanza tra le sonde, si può ricavare l'andamento locale della velocità di propagazione al variare della posizione delle sonde stesse nel mezzo in esame.

Con una costante emissione di impulsi da parte di quella emittente, e con una lenta traslazione delle sonde, si realizza in pratica un'analisi ininterrotta della velocità di propagazione delle onde di vibrazione nel mezzo che si sta indagando, ed è quindi possibile, tra l'altro, riscontrare qualsiasi difetto di continuità nelle colonne di terreno consolidato.

Il diagramma riportato in fig. 12 mostra che da velocità di propagazione dell'ordine di 1500-1800 m/sec ottenute per il terreno naturale, si è passati a velocità dell'ordine di 3000 m/sec per quello trattato.

Questo valore, piuttosto elevato, conferma il forte incremento di qualità

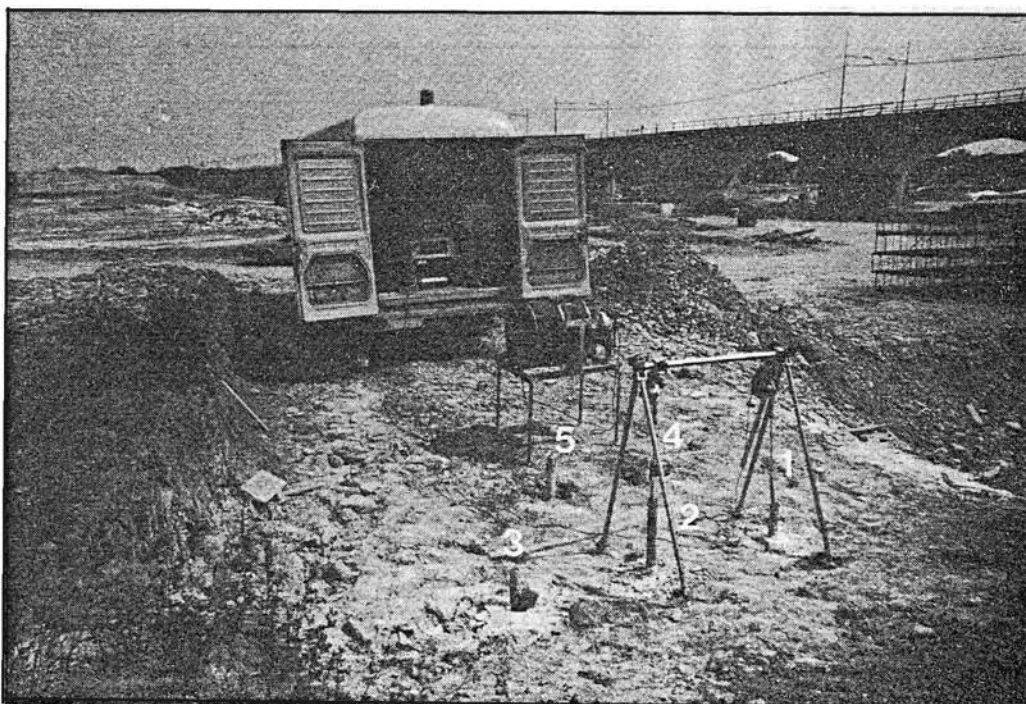


FOTO 8 — Controlli geofisici : caratteristiche dell'area sperimentale durante il controllo geofisico dei consolidamenti jet-grouting

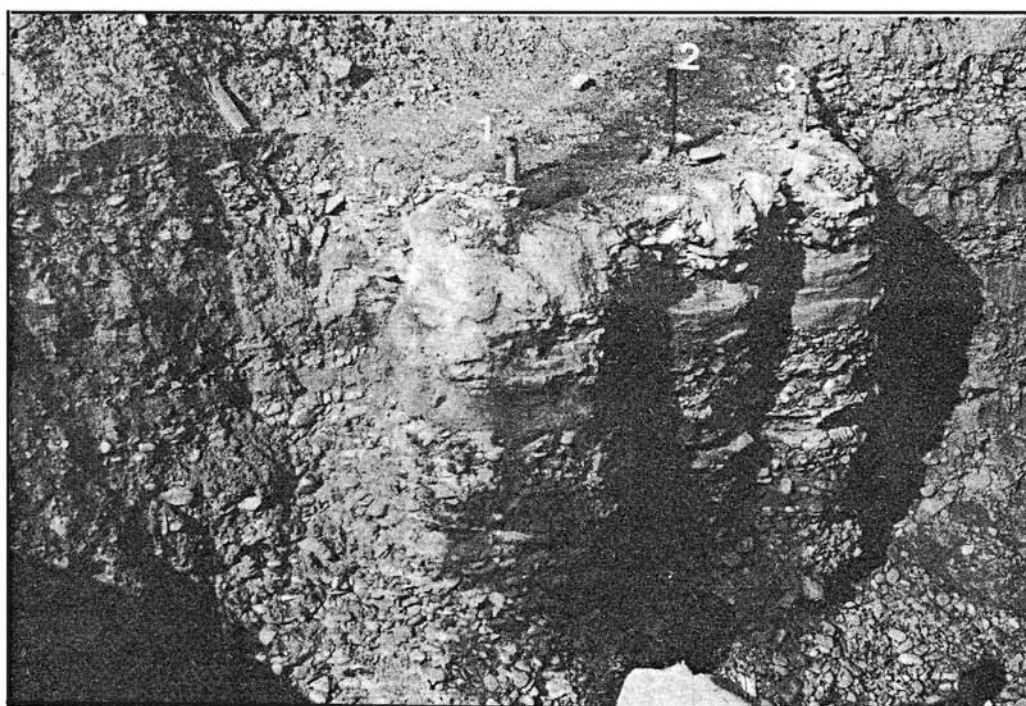


FOTO 9 — Controlli geofisici : colonne di terreno consolidato messe a nudo al termine della prova

meccanica ottenuto con il consolidamento "jet-grouting" e, se mantenuto per tutta la lunghezza del trattamento, testimonia della buona riuscita delle colonne (vedi foto 9).

Rilievi microsismici simili, eseguiti su alcune colonne costituenti le coronelle di alcune pile del ponte ferroviario, hanno registrato valori della velocità sismica variabili tra 3500 e 4000 m/sec, a conferma di un buon consolidamento, favorito dalla natura e granulometria del terreno in posto.

Ringraziamenti

L'autore ringrazia le Ferrovie dello Stato nella persona del Direttore dei Lavori Dott.Ing. Gianfranco Venturi ed i tecnici dell'Impresa Pizzarotti S.p.A. per la collaborazione e la messa a disposizione del materiale fotografico utilizzato per l'illustrazione di questa nota, esprimendo loro il più vivo compiacimento per la realizzazione di questo eccezionale intervento di ingegneria destinato, per i tempi record di lavorazione, a restare, forse, unico nel suo genere. L'autore rivolge un ringraziamento anche ai propri collaboratori Dott.Ing. Renzo Bindi e Dott.Ing. Sergio Rizzo.

Bibliografia

- PELLEGRINI M. - PEREGO S. - La situazione morfologica degli alvei degli affluenti emiliani del Po. Atti del Convegno di Idraulica Padana, Ottobre 1979.
- PEREGO S. - TAGLIAVINI S. - Considerazioni su alcune variazioni recenti di un tratto dell'alveo del Fiume Taro (Prov. di Parma). Atti del Convegno di Idraulica Padana, Ottobre 1979.
- PERACCHI M. - VENTURI G. - Ripristino provvisorio e ricostruzione definitiva del ponte sul Fiume Taro.
- Relazione tecnica per il ripristino del ponte FF.SS. provvisorio sul Fiume Taro.
- Relazione interna ROCKSOIL S.r.l..

Ricostruzione ponte sul Fiume Taro, consolidamento del terreno con il metodo
jet-grouting: risultati campo prove. Relazione interna ROCKSOIL S.r.l..