

TEMA B)

LA PREFABBRICAZIONE STRUTTURALE

ASPETTI APPLICATIVI

Presidente di sessione: dott. ing. Vincenzo LODIGIANI

Relatore generale: dott. ing. Pellegrino C. GALLO

PREFABBRICAZIONE E GARANZIA QUALITÀ NELLE OPERE CIVILI DELLE CENTRALI NUCLEARI.
IL CASO DELL'EDIFICIO VASCA GRIGLIE E POMPE NELL'IMPIANTO NUCLEARE ALTO LAZIO.

Giorgio CROCI

Ordinario di Tecnica delle Costruzioni
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica.
Università degli Studi "La Sapienza", Roma.

SOMMARIO

L'articolo affronta le problematiche di carattere strutturale che si pongono sia a livello progettuale che di realizzazione per gli edifici all'interno di un Impianto Nucleare, visti nell'ottica della Garanzia Qualità e dell'impiego della prefabbricazione.

Dopo aver esposto le principali caratteristiche che differenziano queste strutture dalle altre di cui si occupa l'Ingegneria Civile, si illustrano i vantaggi dell'introduzione in questo contesto della prefabbricazione strutturale.

Vengono indicati i criteri secondo i quali, a parere dello scrivente, può essere positivamente utilizzata la prefabbricazione, indicando nel contempo come tali criteri, siano in perfetto accordo con i principi fondamentali della Garanzia Qualità. Vengono infine illustrate due applicazioni di tali criteri ad un edificio dell'Impianto Nucleare Alto Lazio attualmente in costruzione.

SUMMARY

The article deals with the structural problems occurring at design and construction levels concerning the buildings inside a Nuclear Power Plant, from the point of view of the Quality Assurance and of the use of the prefabrication.

After stating the main characteristics that differentiate these structures from the other ones typical of Civil Engineering, the advantages of the introduction in this context of the structural prefabrication are illustrated.

The criteria according to which, for the author, the prefabrication may be positively used, are indicated, stating at the same time how these criteria are in perfect accordance to the main principles of the Quality Assurance. In the end, two applications of such criteria are illustrated. They apply to a building of the Nuclear Power Plant in North Lazio which is being built at the moment.

1. PREMESSA

Le strutture civili degli edifici di una Centrale Nucleare presentano caratteristiche del tutto particolari che le differenziano in modo sostanziale dalle altre di cui si occupa l'Ingegneria Civile.

Si tratta in genere di strutture monolitiche di grandi dimensioni costituite da elementi di grosso spessore. L'edificio Vasca Griglie e Pompe (facente parte del Circuito Acqua di Raffreddamento dell'Impianto Nucleare Alto Lazio), cui si farà riferimento in seguito, ha dimensioni in pianta di circa 90x80 m senza giunti di costruzione, una altezza di circa 15 metri e risulta quasi completamente interrato (figura 1); esso è costituito da un solettone (mat) di fondazione di spessore variabile tra i 3,0 e i 5,0 metri, pareti aventi spessore corrente di 1,0 metro (che in alcune zone particolari arriva fino a 2,35 metri) ed un solaio di copertura avente spessore variabile tra 50 cm e 1 metro.

Queste strutture sono inoltre caratterizzate da una elevata iperstaticità e nel loro progetto assumono enorme importanza azioni quali gli effetti termici e le deformazioni del suolo che inducono negli elementi strutturali livelli di sollecitazione molto elevati.

E' da tenere inoltre presente che la peculiare destinazione d'uso degli edifici in questione porta alla definizione di input di progetto del tutto particolari e molto gravosi (si pensi ad esempio all'"impatto aereo" per le zone "bunkerizzate", o ai "carichi termici" in condizioni di incidente).

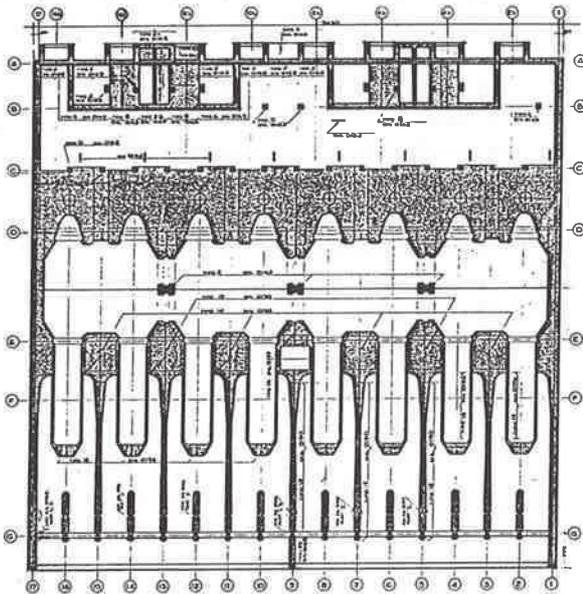


Figura 1 - Pianta dell'Edificio Vasca Griglie e Pompe

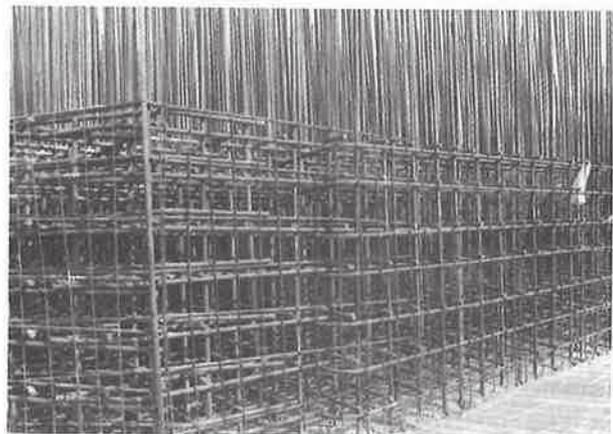


Figura 2 - Vista di un elemento strutturale con elevata densità di acciaio di armatura

Tutto ciò conduce a quantità di acciaio di armatura molto elevate nelle strutture in cemento armato ($300\text{Kg}/\text{m}^3$ ed oltre, figura 2) cui si aggiunge nella maggior parte dei casi la presenza di un notevole numero di inserti, penetrazioni, piastre di ancoraggio, etc..., anche di notevoli dimensioni (figure 3, 4). Ne consegue che le strutture stesse sono di solito altamente congestionate.

In queste condizioni si pongono delicati problemi, sia a livello progettuale (in cui occorre effettuare un accurato studio del tipo e del tracciato delle armature, nonché del posizionamento degli inserti), sia a livello ese-

cutivo in cui devono essere programmate ed attuate con molta precisione opportune sequenze e metodologie di montaggio.

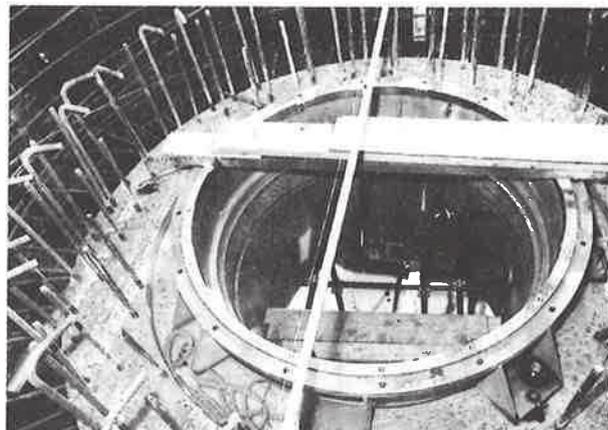
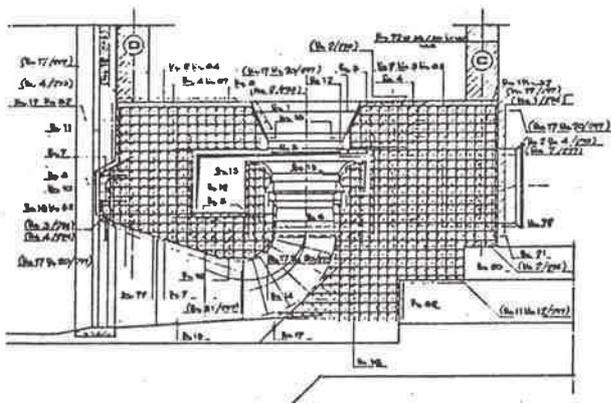


Figura 3 - Blocco Pompe Acqua Circolazione. Si notino la elevata quantità di armatura presente e l'inserto meccanico di grandi dimensioni.

Figura 4 - Particolare dell'inserto meccanico di cui alla precedente Figura 3.

Occorre inoltre dedicare particolare attenzione ai problemi connessi con i getti di calcestruzzo: dallo studio delle miscele (granulometrie, slump, etc), ai problemi di vibratura in presenza di così elevate quantità di armature e inserti, ai fenomeni connessi con lo sviluppo del ritiro e del calore di idratazione anche in relazione ai già menzionati grossi spessori.

Sempre a questo proposito è utile sottolineare come una fase importante della progettazione esecutiva consista nella suddivisione di strutture complesse in conci e fasi di getto (figura 5).

Accanto alle caratteristiche ora menzionate, gli edifici costituenti gli Impianti Nucleari presentano in molti casi una relativa semplicità e regolarità di forme che porta ad una ripetitività degli elementi strutturali.

Ciò consente naturalmente di utilizzare nella progettazione di queste strutture, ove possibile, la prefabbricazione.

Gli aspetti e le problematiche salienti di queste particolari applicazioni della prefabbricazione sono le seguenti.

Nel contesto che si sta esaminando, l'uso della prefabbricazione porta in generale all'impiego di maggiori quantità di materiali e di mezzi di opera più onerosi rispetto alle soluzioni costruttive che prevedono la effettuazione in opera di tutte le lavorazioni; esso risulta tuttavia molto vantaggioso in una analisi costi benefici in base alle considerazioni che seguono.

Spostando una serie di lavorazioni dal cantiere tradizionale (in opera) al cantiere di prefabbricazione (a piè d'opera o fuori opera) si ha un primo guadagno temporale legato essenzialmente a due fatti: da un lato la possibilità di una razionalizzazione e di una migliore pianificazione delle attività costruttive, dall'altro un risparmio sui tempi legato alla possibilità di mettere in parallelo invece che in serie, determinate lavorazioni (preparazione armature, cassetatura, getti, etc).

Questi due aspetti che già nelle altre costruzioni rivestono una particolare importanza e giustificano l'uso della prefabbricazione, nelle strutture in esame hanno un peso ancor più rilevante nel bilancio costi-benefici, dovendo le strutture stesse essere progettate in regime di Garanzia Qualità (G.Q.).

Infatti l'insieme delle Procedure G.Q. comporta inevitabilmente (come sa-

rà più ampiamente discusso in seguito) il rallentamento dei tempi di lavorazione e rende quindi ancora più incisivi i vantaggi temporali legati all'utilizzo della prefabbricazione. Inoltre questo utilizzo, implicando l'adozione di tecniche di lavorazione più vicine a quelle di officina, consente da un lato un miglioramento delle caratteristiche dei prodotti e dall'altro trasferisce al cantiere di prefabbricazione la sede dove vengono svolti i più importanti controlli di G.Q.

Occorre d'altro canto rilevare che l'uso della prefabbricazione pone tutta una serie di rilevanti problemi dal punto di vista progettuale con la necessità, per i motivi sopra esposti, di ideare e mettere a punto soluzioni ad hoc, che si discostano decisamente dalla prefabbricazione tradizionale (si pensi ad esempio alle grandi dimensioni ed ai grossi pesi degli elementi prefabbricati).

Anche dal punto di vista realizzativo, pur nell'ambito dei miglioramenti che induce e di cui si è detto in precedenza, comporta l'inquadramento razionale e la risoluzione di alcune problematiche specifiche delle lavorazioni industrializzate (tolleranze, fasi di montaggio, etc.).

Nell'ottica delle considerazioni ora espresse, la prefabbricazione appare di più interessante ed utile applicazione proprio dal punto di vista del montaggio delle armature e degli inserti, operazioni nelle quali è richiesta grande precisione, piuttosto che da quello dei getti che devono invece avere (ad eccezione dei giunti di costruzione) il più alto grado di monoliticità possibile.

Le pareti sembrano quelle che meglio si prestano ad una sistematica prefabbricazione delle armature associata con sistemi di casseratura e getto di tipo tradizionale.

Al successivo § 3.2 sarà illustrata la soluzione adottata per le pareti dell'edificio prima citato all'interno della Centrale Nucleare Alto Lazio.

Per i solai invece il maggior vantaggio ottenibile con la prefabbricazione può venire dalla messa a punto di elementi autoportanti che consentano di eliminare i casseri di tipo tradizionale. Ciò comporta due ordini sostanziali di miglioramento rispetto alla procedura tradizionale. Da un lato elimina le fasi di casseratura e scasseratura sostituendole con la fase di varo di casseri a perdere che restano inglobati nel getto. In secondo luogo questi casseri a perdere (predalle), non hanno bisogno di sostegni dal basso o necessitano di un numero di sostegni molto limitato e consentono quindi l'agibilità dei locali sottostanti i solai (ad esempio per la effettuazione dei montaggi meccanici ed elettrici) addirittura contemporaneamente al getto dei solai stessi.

Le problematiche connesse con questo tipo di prefabbricazione saranno discusse al citato § 3.3.

2. ASPETTI E PROBLEMATICHE DELL'IMPIEGO DELLA PREFABBRICAZIONE IN RELAZIONE ALLE METODOLOGIE E ALLE PRESCRIZIONI DI GARANZIA QUALITÀ'.

Come è noto la Garanzia della Qualità (G.Q.) interviene con le sue procedure e metodologie sia in fase progettuale che in sede di realizzazione.

L'applicazione della prefabbricazione, mentre in sede di progettazione non ha interferenze di rilievo con il G.Q. e non pone problematiche particolari o diverse da quelle che sono proprie della progettazione tradizionale, in fase di Costruzione permette senz'altro un più utile e proficuo adeguamento delle tecniche esecutive ai principi fondamentali ed ai criteri operativi della Garanzia Qualità.

Come si è già rilevato in precedenza in fase realizzativa si pongono delicati problemi in relazione alla enorme quantità e complessità delle armature e degli inserti presenti nelle strutture degli edifici di un impianto nucleare; i criteri di G.Q. impongono inoltre un rigoroso rispetto delle prescrizioni progettuali. Ogni modifica, anche piccola, che si renda necessaria per risolvere ad esempio interferenze tra armature e inserti (o tra armature o tra inserti) non previste in fase progettuale, o derivanti da improprie sequenze di montaggio, da errori di posizionamento, etc., deve essere autorizzata dal progettista e sottoposta comunque ad un iter che porta ad un notevole aumento dei tempi di costru-

zione. E' d'altra parte evidente che i principi e le procedure operative di G.Q., che si deve cercare continuamente di migliorare sulla base della esperienza, hanno un loro fondamento logico nella necessità di ottenere dei prodotti finiti (nel caso specifico strutture) che rispondano con la massima affidabilità ai requisiti di progetto.

In questo contesto l'impiego della prefabbricazione nella realizzazione delle strutture civili si inserisce come un elemento di maggior pianificazione e razionalizzazione delle fasi costruttive.

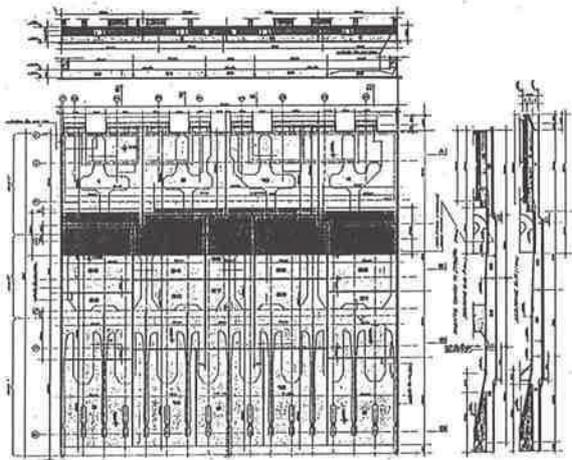


Figura 5 - Suddivisione in conci di getto del mat di fondazione.

	DESCRIZIONE	FREQUENZA
A	RICHIESTE DI MODIFICA RIGUARDANTI LE ARMATURE	[Bar chart showing frequency]
B	RICHIESTE DI MODIFICARE LE FASI DI GETTO	[Bar chart showing frequency]
C	INTERFERENZE INSERTI-INSERTI O INSERTI-ARMATURE	[Bar chart showing frequency]
D	MODIFICHE RIGUARDANTI CARPENTERIE METALLICHE	[Bar chart showing frequency]
E	MODIFICHE RIGUARDANTI INSERTI	[Bar chart showing frequency]
F	MODIFICHE MINORI	[Bar chart showing frequency]
G	ALTRE	[Bar chart showing frequency]

Figura 6 - Istogramma della frequenza delle RMC suddivise per argomento.

Le operazioni più delicate e ripetitive vengono infatti svolte non in opera, ma nel cantiere di prefabbricazione e questo presenta due ordini di vantaggi. Da un lato possono essere adottate, sia a livello progettuale che esecutivo, metodologie più raffinate ed affidabili di quelle abitualmente utilizzate nei montaggi diretti in opera; dall'altro la parte principale dei controlli di G.Q. viene effettuata in sede di prefabbricazione, e quindi non interferisce sulle lavorazioni in opera che sono quelle che in genere si trovano sui percorsi critici dei programmi temporali.

Queste considerazioni derivano dall'esperienza maturata dallo scrivente nel fornire assistenza all'ENEL durante la costruzione dell'edificio prima citato della Centrale di Montalto di Castro e sono confermate da un esame delle Richieste di Modifica dal Cantiere (RMC) che sono state presentate dall'Impresa.

Le RMC fanno parte delle metodologie di Garanzia e Qualità e riguardano modifiche alla progettazione originaria formulate o per risolvere problemi che si evidenziano in fase di realizzazione (interferenze, necessità di cambiamenti nella disposizione delle armature, etc.), o per consentire di mettere in atto procedimenti costruttivi più veloci, più affidabili o più economici in relazione alle particolarità del cantiere o alle tecnologie disponibili dall'Impresa.

Un esame della figura 6, nella quale è riportata la frequenza rispetto al totale delle RMC riscontrate per l'edificio in esame, evidenzia come la maggior parte delle modifiche richieste in fase esecutiva riguardi lo sviluppo delle armature, le interferenze fra armature ed inserti e tra inserti ed inserti, nonché problemi legati ai getti di cls in zone congestionate, oppure concerne infine

la suddivisione delle strutture in conci legati alle fasi di getto.

Inoltre l'esperienza mostra come per quelle strutture, o elementi strutturali, in cui sia stata utilizzata la prefabbricazione, secondo i criteri discussi al precedente § 1, si è avuta una notevole diminuzione delle richieste di Modifica e più in generale una maggiore semplicità e affidabilità in fase realizzativa nell'adempire alle prescrizioni progettuali.

3. IMPIEGO DELLA PREFABBRICAZIONE NELLE STRUTTURE DI UN EDIFICIO DELLA CENTRALE ALTO LAZIO.

3.1. Generalità

Nel seguito vengono illustrati due esempi di applicazione della prefabbricazione strutturale, secondo i criteri già esposti al § 1, nel citato edificio Vascia Griglie e Pompe. Si tratta della prefabbricazione delle armature delle pareti e del solaio di copertura dell'edificio.

3.2. Pareti

Come già detto le pareti hanno uno spessore corrente di 1,0 metro che arriva in alcune zone fino a 2,35 m; esse sono caratterizzate inoltre da una altezza massima dallo spiccatto all'intradosso del solaio di copertura di circa 11,0 m. L'armatura è costituita, nelle grandi linee, da una o due maglie ϕ 26/30, ϕ 30/30, su ognuna delle due facce, con l'aggiunta di una analoga maglia intermedia a metà spessore (figura 7); sono inoltre presenti un gran numero di armature trasversali di collegamento.

La geometria delle pareti, e quindi delle armature, non è semplice, essendo presenti sia una variabilità delle quote di spiccatto e degli spessori, sia innesti di altre strutture sulle pareti stesse (travi, solai, scale, etc.) (figura 8).

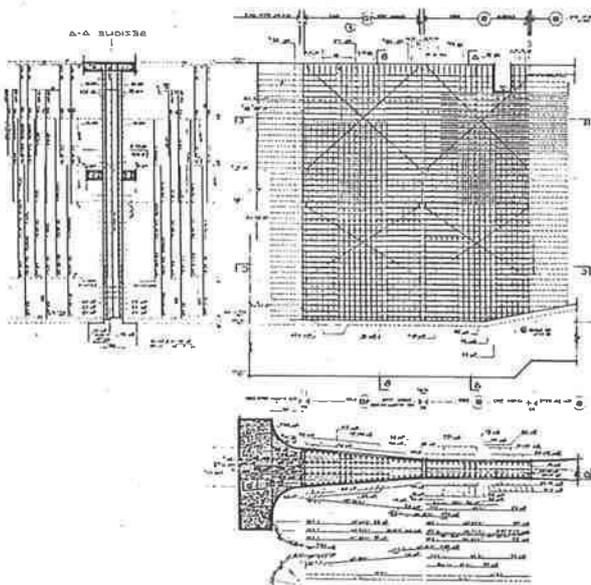


Figura 7 - Armatura tipica delle pareti dell'edificio.

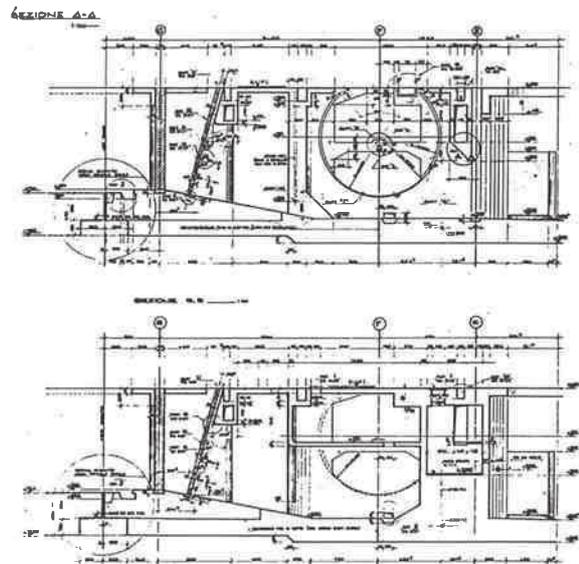


Figura 8 - La geometria delle pareti è caratterizzata dalla variabilità delle quote di spiccatto e dagli innesti di altre strutture.

In corrispondenza alle griglie (fisse e rotanti), nelle pareti in questione sono inoltre presenti restringimenti di sezione, asolature, penetrazioni etc. (figura 9).

Di qui la grande complessità (oltre alla rilevante quantità), di armature da porre in opera.

La soluzione adottata comporta la prefabbricazione completa, in un sito diverso dell'edificio, di tranches complete di armatura, che vengono poi messe in opera nella loro posizione definitiva, (figura 10 e 11).

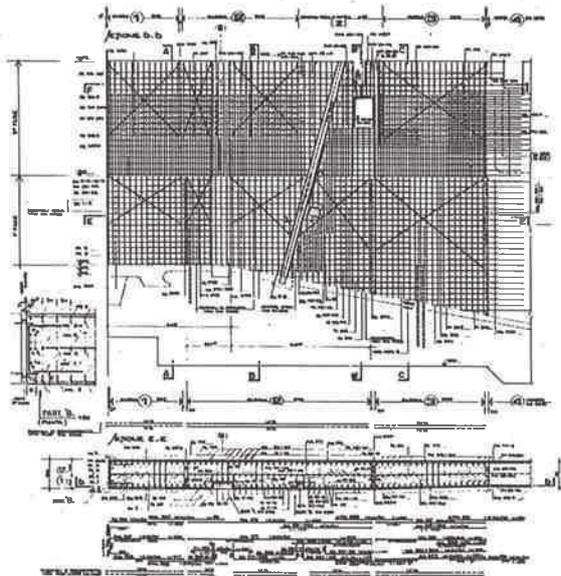
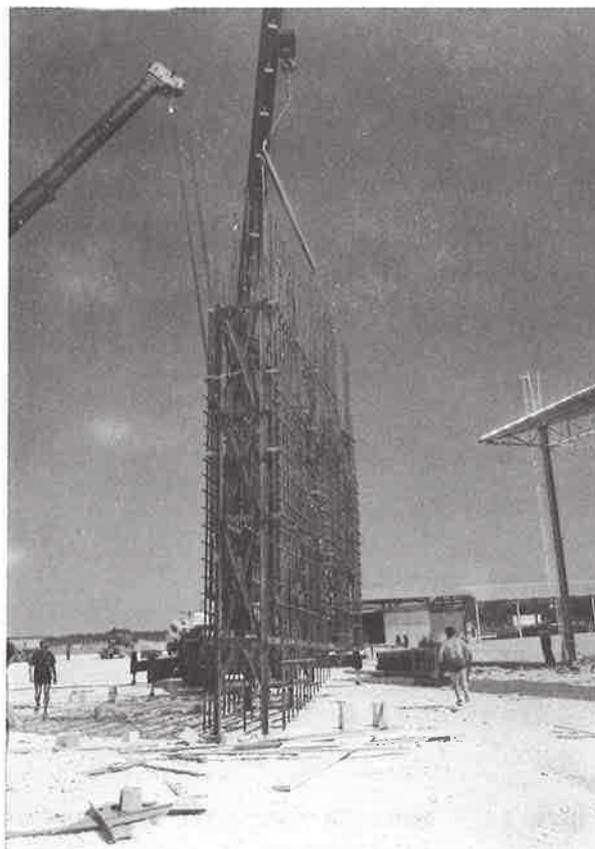


Figura 9 - Restringimenti di sezione, asolature e penetrazioni presenti nelle pareti.

Figura 10 - Elemento completo di armatura prefabbricata delle pareti.



Le tranches di armatura, denominate "gabbie", comprendono tutte le armature previste in progetto, che sono tenute insieme e sostenute da un traliccio spaziale metallico appositamente predisposto al loro interno ed al quale sono collegate (figura 12).

Una volta messe in opera le gabbie, l'armatura delle pareti è completa, salvo per le barre orizzontali che servono a ripristinare la continuità dell'armatura stessa tra due gabbie adiacenti e che devono essere necessariamente messe in opera successivamente. Segue poi la casseratura e il getto delle pareti.

Le dimensioni delle gabbie variano da un minimo di 5,0 ad un massimo di 9÷10 m di lunghezza, hanno larghezza pari all'intero spessore delle pareti ed altezza di circa 5.50 m; ciascuna parete è stata infatti suddivisa in due parti a cui corrispondono due gabbie separate. Le dimensioni, e la suddivisione ora citata, sono state imposte nel caso specifico dalle caratteristiche dei mezzi di sollevamento e di trasporto utilizzati dall'Impresa.

L'incidenza in peso dei tralicci spaziali in profilati metallici, di sostegno ed irrigidimento delle gabbie (che costituisce acciaio a perdere non potendo essere portato in conto, secondo gli attuali input di progetto, nel computo della resistenza finale) è stato limitato al minimo possibile ed è pari a circa il 20%.

E' utile sottolineare come una fase, particolarmente curata e laboriosa, è stata proprio la messa a punto del sistema di sostegno ed irrigidimento delle gabbie; dopo alcune prove su gabbia prototipo in cui l'irrigidimento era costituito solo da barre aggiuntive di acciaio da cemento armato sagomate, che non hanno dato un risultato positivo (figura 13), ci si è orientati verso la

soluzione (risultata poi efficace e quindi definitiva) che prevedeva l'adozione di un traliccio spaziale, formato da profilati metallici saldati, prefabbricato e attorno al quale venivano poi assemblate le armature costituenti la gabbia.

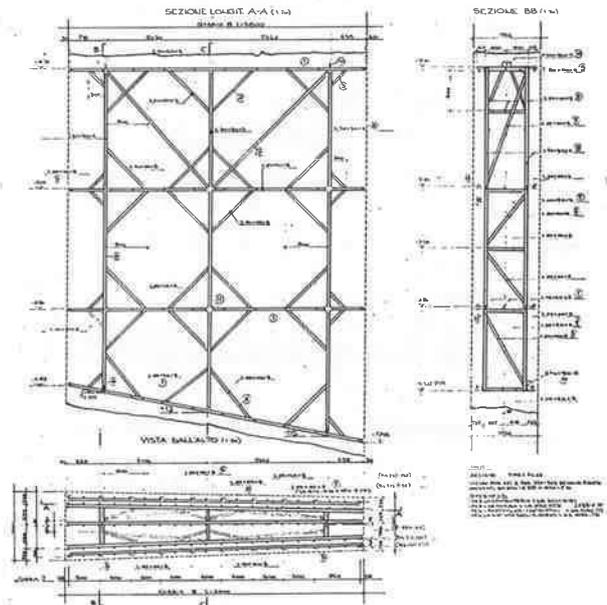


Figura 11 - Posa in opera di una "gabbia" di armatura.

Figura 12 - Tralicci metallici di sostegno delle gabbie di armatura.

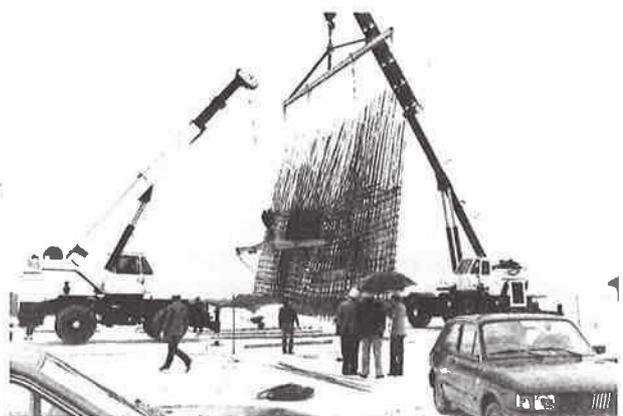


Figura 13 - Prova di movimentazione di una gabbia prototipo irrigidita con barre aggiuntive.

Figura 14 - Prova di movimentazione di un prototipo di gabbia irrigidita con traliccio metallico.

E' stata quindi compiuta, attraverso una serie ripetuta di prove su prototipi, una operazione di affinamento della tipologia e del peso dei vari tralicci che ha consentito di ottimizzarne il peso (figura 14).

A questi tralicci è stata affidata una duplice funzione. Da un lato, come già detto, essi servono da scheletro portante delle barre di armatura costituenti la gabbia. Dall'altro la loro conformazione appositamente studiata consente un corretto e facile posizionamento in opera delle gabbie verticali, sia rispetto ai ferri di attesa uscenti dalla soletta di fondazione (gabbie di prima fase), sia rispetto alla gabbia sottostante già montata ed alle armature del solaio di copertura, che vengono montate in tempi successivi (gabbie di seconda fase).

Le operazioni di posa in opera, successivamente al varo delle gabbie prefabbricate, delle barre di continuità, non hanno presentato alcun problema operativo, né hanno costituito un aggravio sensibile dei tempi di montaggio del ferro, in quanto le barre verticali erano già inglobate nella gabbia di prima fase (ferri di attesa) e nella posa in opera si sovrapponevano correttamente con le corrispondenti barre delle gabbie; per quanto riguarda le barre orizzontali di continuità delle armature esterne esse venivano predisposte su una delle due gabbie adiacenti e poi collocate nelle loro posizioni definitive mediante semplici scorrimenti.

Riguardo al problema, essenziale dal punto di vista strutturale, della solidarizzazione delle armature che vengono necessariamente interrotte in corrispondenza alle linee di separazione tra le gabbie, occorre notare che il sistema qui descritto consente di ripristinare totalmente tale continuità, garantendo contemporaneamente, ove necessario, gli adeguati sfalsamenti tra le zone di sovrapposizione.

La soluzione di prefabbricazione ora descritta si è dimostrata efficace in sede di realizzazione, non avendo evidenziato punti critici che potessero limitarne i vantaggi rispetto alla metodologia tradizionale di posa delle armature.

Gli aspetti che sono stati più curati dal punto di vista progettuale e che si sono poi dimostrati anche in sede esecutiva i più delicati, avendo richiesto una particolare messa a punto delle procedure e delle tecniche di montaggio, sono i seguenti.

- La posizione reciproca dei ferri di attesa e dei ferri di ripresa delle gabbie adiacenti, in senso verticale, deve essere predisposta in modo tale da evitare interferenze, in fase di montaggio delle gabbie.
- Il posizionamento altimetrico dei ferri di armatura delle gabbie di 2° fase, per evitare interferenze con le armature del solaio di copertura; queste si evidenzerebbero infatti a getto delle pareti già avvenuto e quindi senza possibilità di intervento.

La efficacia della prefabbricazione delle armature di parete, ora descritte, sarebbe risultata completa se si fosse riusciti, anche nel caso dell'edificio cui ci si riferisce, ad inglobare nelle gabbie preassemblate tutta l'inserteria.

Ciò non è stato possibile, nel caso in esame, a causa di uno sfalsamento temporale tra la costruzione delle gabbie e la progettazione e costruzione degli inserti, ma in altri edifici dello stesso cantiere questa soluzione è stata adottata correntemente.

Essa consente di eliminare quasi totalmente le operazioni di posa di armature ed inserti da effettuare in cantiere, e risponde quindi ai criteri generali discussi nella prima parte del presente articolo.

3.3. Solaio di copertura

Il solaio di copertura della Zona Pompe dell'edificio in questione ha dimensioni in pianta di circa 90 x 30 metri ed uno spessore di 1 metro. Dal punto di vista strutturale è diviso in tre campi di circa 10 metri di luce.

Il solaio è caratterizzato dalla presenza di numerose asole di forma rettangolare e circolare di notevoli dimensioni (fino ad alcuni metri di lato o diametro), come risulta dalla figura 15.

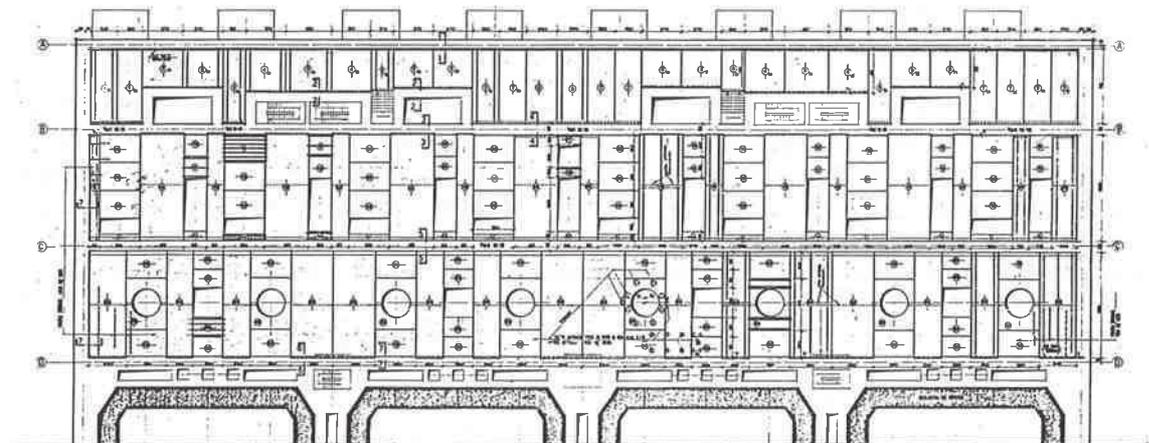


Figura 15 - Pianta del solaio di copertura con la disposizione delle predalles.

L'armatura del solaio è costituita, all'intradosso ed all'estradosso, da maglie di ϕ 30/30 nelle due direzioni ed in numero variabile nelle diverse zone, con l'aggiunta di una analoga maglia intermedia posta a metà spessore.

La casseratura del solaio, con i metodi tradizionali, avrebbe comportato, dal punto di vista esecutivo, due ordini di problemi. Da un lato avrebbe richiesto un tempo notevolmente superiore per la realizzazione, e creato complicazioni costruttive, essendo in alcune zone l'altezza dell'intradosso rispetto alle strutture sottostanti di circa 11 metri. D'altro canto avrebbe reso inaccessibili le zone sottostanti il solaio per vari mesi, e ciò avrebbe interferito con le fasi di montaggio di componenti e apparecchiature in quelle zone, che si trovavano sul percorso critico dei Programmi temporali.

Si è quindi deciso in fase progettuale di mettere a punto strutture autoportanti di sostegno del getto, appoggiate sulle strutture verticali, che sostituissero i casseri tradizionali, rimanendo poi inglobati nel getto del solaio.

Questi elementi, costituiti da una soletta in cemento armato di 13 cm di spessore, sostenuta da travi metalliche alveolate, si appoggiano sulle strutture verticali dell'edificio (figura 16).

Il sistema prevede il varo delle solette prefabbricate, la posa in opera dell'acciaio di armatura ed il successivo getto del solaio.

A questa semplicità di concezione del sistema hanno fatto riscontro, nel caso in esame, una serie di condizionamenti oggettivi, legati soprattutto alla già citata presenza sul solaio di ampie e numerose asolature (che hanno influito sulla tessitura delle predalle in questione), ed ai limiti di peso imposti dai mezzi di sollevamento utilizzati dall'Impresa. Si è così adottata la soluzione che prevede elementi principali di lunghezza pari all'intera luce dei campi di solaio, appoggiati sulle strutture verticali, ed elementi secondari, tessuti in direzione perpendicolare alla prima, in modo da lasciare libere le asole ed i vuoti. La larghezza delle predalle varia da 1.50 a 4.0 m circa.

Le reazioni di appoggio delle predalle secondarie sono riportate, attraverso tiranti in acciaio, direttamente sulle travi metalliche delle predalles principali, evitando così l'appoggio diretto sulle solette in cls. con il conseguente necessario sovradimensionamento delle stesse (figura 17).

Il getto del solaio al di sopra delle predalle deve essere effettuato in due fasi; una prima di altezza pari a circa 30÷35 cm, permette di solidarizzare ed irrigidire il piano di impalcato formato dalle predalles, ed evita la possibilità di creare sbilanciamenti di carico nei confronti dei quali il sistema dei tiranti descritto in precedenza è particolarmente sensibile. Il getto del solaio viene poi completato dopo aver atteso un tempo (circa 3 giorni) neces-

sario al raggiungimento della prescritta resistenza da parte del getto di prima fase.

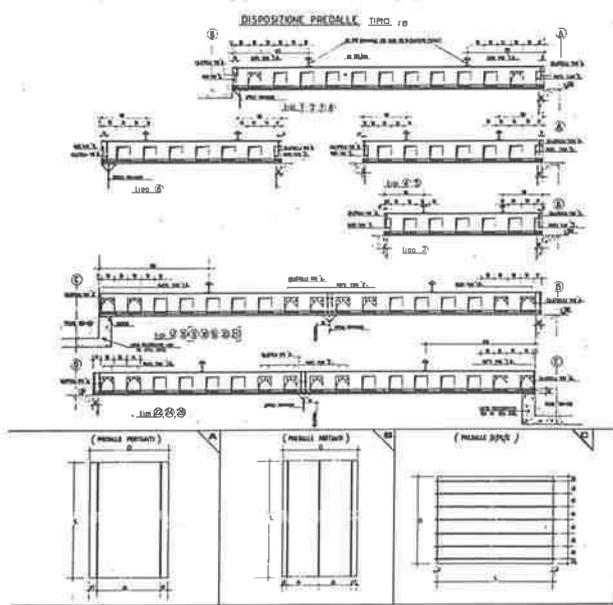


Figura 16 - Elementi prefabbricati autoportanti di sostegno del getto del solaio di copertura della Zona Pompe.

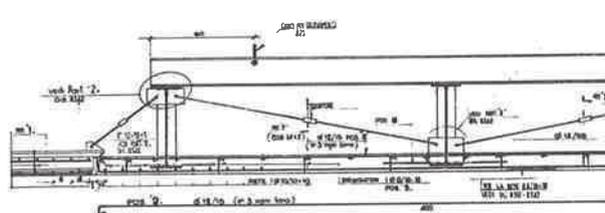


Figura 17 - Particolare dei tiranti di sostegno delle predalles secondarie.

Gli aspetti più delicati del sistema di prefabbricazione ora descritto, cui si è posta particolare attenzione, sia in fase progettuale, che in sede di realizzazione, possono essere individuati in quanto segue.

Un primo aspetto riguarda l'assicurazione di un corretto posizionamento delle predalle, in quanto questo ha influenza sulla posizione e sulle dimensioni delle asole descritte in precedenza, alcune delle quali hanno tolleranze molto piccole, essendo collegate al montaggio di apparecchi meccanici. La messa in opera delle predalle deve quindi avvenire previo tracciamento topografico della loro posizione. Collegato a questo problema è naturalmente quello di garantire una adeguata precisione nelle dimensioni delle predalle; nel caso in esame il requisito necessario per la loro costruzione è una tolleranza di 1 o 2 cm sulle dimensioni planimetriche.

Un altro problema di carattere strutturale riguarda la necessità che le travi metalliche di sostegno delle predalle siano reticolari o alveolate per consentire il passaggio delle barre ad esse perpendicolari costituenti l'armatura inferiore del solaio.

In fase di realizzazione, dopo aver effettuato la posa del ferro di armatura, e prima di procedere al getto, si deve effettuare la messa in opera dei tiranti di sostegno delle predalles secondarie.

In conclusione il sistema di prefabbricazione parziale ora illustrato ha dimostrato non solo la sua efficacia nel risolvere i problemi costruttivi prima indicati, ma anche la sua versatilità, essendo stato possibile applicarlo anche in presenza di aperture di vario genere ed irregolarità geometriche.

NOTA

La progettazione strutturale dell'edificio Vasca Griglie e Pompe all'interno dell'Impianto Nucleare Alto Lazio è stata eseguita dallo scrivente e dai proff.ingg. A. Giuffrè e P. E. Pinto, con la collaborazione dell'ing. M. Biritognolo.

La costruzione dell'Edificio stesso è stata affidata al Consorzio Montalto Mare formato da: S.p.A. COSTRUZIONI U. GIROLA - Milano, IMPRESIT COSTRUZIONI S.p.A. - Milano, IMPRESA ING. LODIGIANI S.p.A. - Milano, IMPRESA ING. SPARACO S.p.A. - Roma.

**PROGETTAZIONE, REALIZZAZIONE, TRASPORTO E POSA IN OPERA DI
ELEMENTI PREFABBRICATI PER L'ESECUZIONE DI IMPALCATI DA PONTE**

Geom. Fausto FAUSTETTI PONTI E VIADOTTI S.p.A. (UDINE)
Ing. Alessandro ROVERA PONTI E VIADOTTI S.p.A. (UDINE)

SOMMARIO

La presente memoria esamina le varie problematiche che si pongono nella costruzione di impalcati da ponte con elementi prefabbricati.

In particolare vengono analizzati gli aspetti applicativi di due tecnologie: impalcati con travi a cassone precomprese trasversalmente, impalcati a conci di grande luce con particolare riguardo, per quest'ultima, ai problemi inerenti la precompressione.

SUMMARY

This memoir examines various problems connected with the construction of prefabricated bridge decks.

It analyzes in particular the systems of application of two different technologies: caisson transversally prestressed beam decks and large span segment decks; the latter with special regard to prestressing.

1. INTRODUZIONE

Nell'ultimo decennio l'evoluzione delle metodologie di costruzione di impalcati da ponte ha visto un prepotente affermarsi delle tecnologie di prefabbricazione. Parallelamente, le attrezzature di movimentazione e trasporto si sono adeguate alle nuove esigenze di posa in opera di elementi prefabbricati aventi dimensioni sempre maggiori.

Questo ha portato a poter disporre di tecnologie avanzate di prefabbricazione e varo per la realizzazione di opere sempre più impegnative. Inoltre, l'adozione anche nel campo delle opere pubbliche dei principi base dell'industrializzazione, ha sviluppato la tendenza a ridurre al minimo le fasi di lavoro da eseguirsi in opera. Il risultato di tutto questo, è quello di concepire l'elemento prefabbricato come "sezione" dell'opera finita, vuoi nel senso longitudinale (travi), vuoi nel senso trasversale (conci).

Nella presente memoria sono analizzate le esperienze maturate in questi

settori con particolare riguardo alle problematiche applicative.

2. ESECUZIONE DI IMPALCATI CON TRAVI A CASSONE: VIADOTTO "VALLE SELE"

2.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA E SCELTE PROGETTUALI

L'opera è essenzialmente costituita da un viadotto principale di m 1.330 di lunghezza e da una serie di rampe di svincolo per un totale complessivo di circa m² 27.000 di impalcato.

Le rampe di svincolo presentano raggi di curvatura fino a 35 m e raccordi verticali di 400 m di raggio.

L'adozione di differenti tipologie, ha consigliato la realizzazione di campate da 38 m di luce per il viadotto principale e da 19 m di luce per gli svincoli.

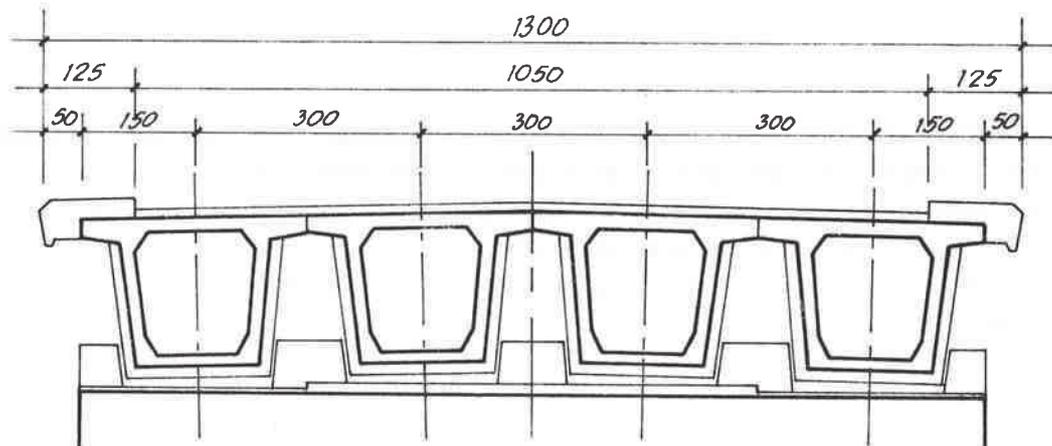


Fig. 1 - Viadotto principale

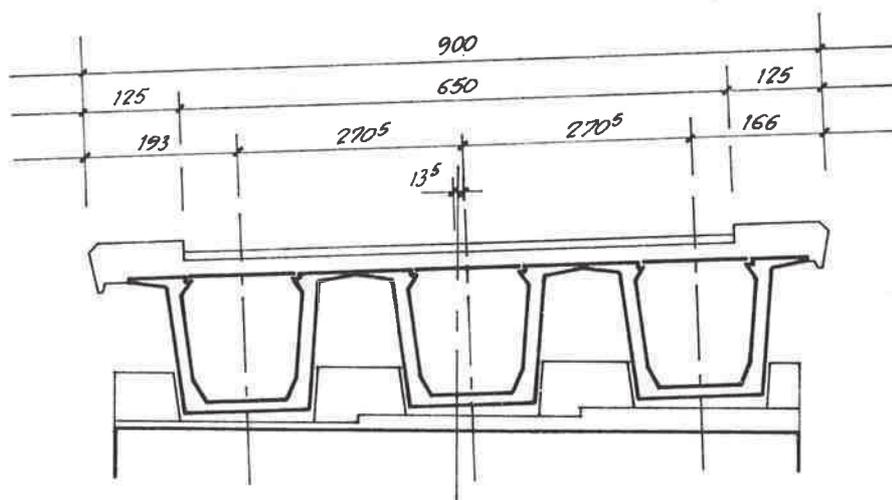


Fig. 2 - Rampe di svincolo

Nel tentativo di unificare il più possibile le tipologie costruttive e, come precedentemente indicato di ridurre gli interventi in opera, è stato adottato un particolare tipo di trave a cassone, precompressa trasversalmente e senza trasversi di collegamento.

Ne è derivata una soluzione omogenea, con travi complete di soletta e

del peso di circa 160 ton per il viadotto principale e con le stesse travi ma aperte, con soletta gettata in opera e del peso di circa 30 ton per le rampe di svincolo (vedi fig. 1 e fig. 2).

2.2 ASPETTI PROGETTUALI

Per soddisfare esigenze costruttive e di rapidità di realizzazione, per le travi del viadotto principale è stata adottata una precompressione longitudinale mista, a fili aderenti ed a cavi scorrevoli, eseguita in due fasi successive: la prima ha assicurato la precompressione necessaria alle operazioni di disarmo e di stoccaggio. Viceversa, per le travi delle rampe di svincolo è stata adottata una precompressione totale a fili aderenti in un'unica soluzione.

Sulle travi del viadotto principale la precompressione definitiva è stata completata durante lo stoccaggio, prima quindi dell'assemblaggio in opera.

Questo ha reso possibile l'ottimizzazione e l'unificazione dei procedimenti costruttivi delle diverse tipologie adottate.

L'ulteriore sforzo compiuto in fase progettuale per l'eliminazione dei trasversi di collegamento, ottenuto mediante l'analisi agli elementi finiti dell'intera campata precompressa trasversalmente, ha reso possibile la realizzazione, senza particolari accorgimenti, di travi di diversa lunghezza, necessarie per gli inserimenti in curva.

2.3 METODOLOGIE DI PREFABBRICAZIONE

Le scelte fin qui analizzate, hanno consentito la prefabbricazione di tutte le diverse tipologie di travi, con un'unica cassaforma che, di volta in volta e con semplicissimi interventi, è stata adattata al particolare tipo di manufatto da realizzare.

Sono state quindi realizzate due cassaforme esterne, ciascuna con le proprie testate per la tesatura dei fili aderenti, ed un'unica cassaforma interna, montata su carrello, in grado di essere utilizzata alternativamente sulle due linee di produzione (vedi foto 1).

A causa delle notevoli dimensioni e del peso dei manufatti da realizzare, il cantiere di prefabbricazione è stato ubicato a piè d'opera in corrispondenza della spalla del viadotto principale.

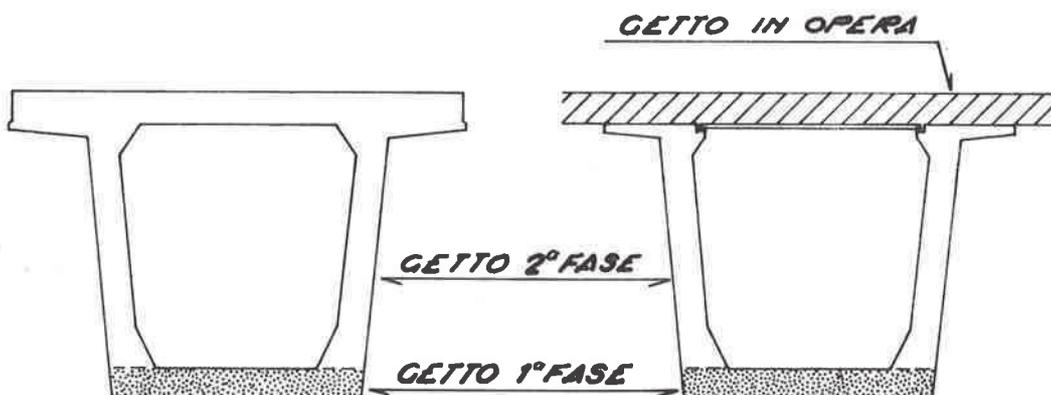


Fig. 3 - Fasi di getto

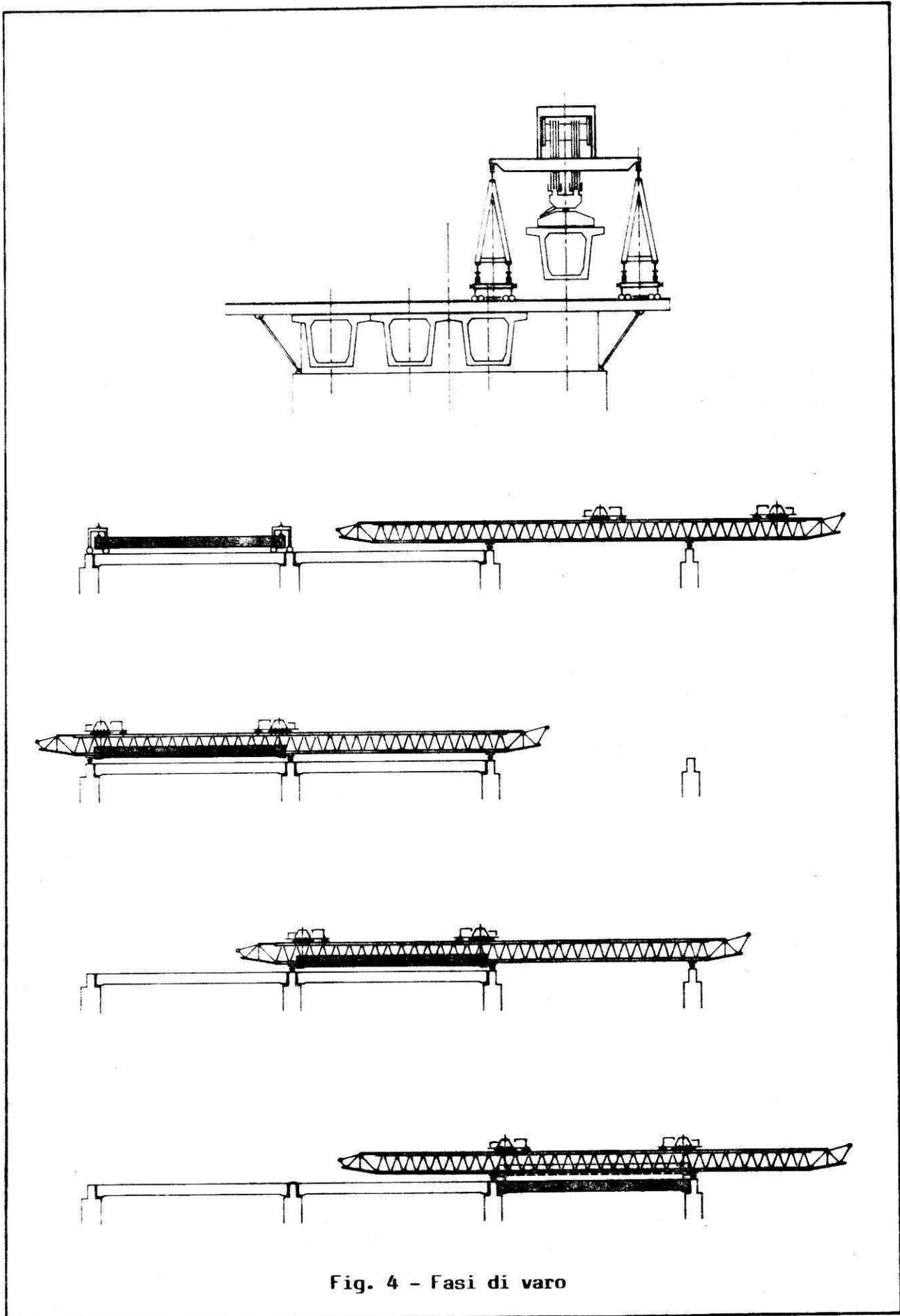


Fig. 4 - Fasi di varo

Con il sistema adottato, pur essendo il getto eseguito in due fasi (vedi fig. 3) è stato possibile assicurare la produzione di una trave completa al giorno per il viadotto principale (luce m 38) e di due travi complete al giorno per i rami di svincolo (luce m 19), minimizzando quindi gli investimenti iniziali.

Inoltre, anche per quanto concerne l'assemblaggio dell'armatura lenta, sono state adottate tecnologie in grado di assicurare precisione e ripetitività delle fasi costruttive. Il complesso dell'armatura è stato ridotto a componenti modulari preassemblati con elettrosaldatura direttamente in stabilimento.

Ciò ha consentito di poter completare il posizionamento della armature all'interno della cassaforma in tempi compatibili con il ciclo produttivo prestabilito e contenuto nelle normali otto ore lavorative.

La ridotta dimensione dei moduli d'armatura e la completa automazione delle parti mobili della cassaforma, hanno consentito di limitare ad una normale gru a torre, tutti i mezzi di sollevamento ausiliari.

Anche il problema della maturazione del calcestruzzo, considerata la possibilità di eseguire in due tempi sia le operazioni di precompressione che di getto, è stato sensibilmente ridotto.

Infatti, gli sforzi locali di distribuzione della precompressione pretesa, al momento del taglio dei trefoli risultano agire su un calcestruzzo con circa 40 ore di maturazione, periodo di tempo più che sufficiente a garantire, con un semplice ciclo di maturazione a vapore, la resistenza caratteristica richiesta.

2.4 METODOLOGIE DI VARO

Per quanto riguarda le metodologie di varo sono state utilizzate differenti soluzioni per il viadotto principale e per gli svincoli.

Per questi ultimi, visto il limitato peso degli elementi prefabbricati, le modeste altezze e la discreta accessibilità, si è preferito il normale varo con autogru. Le travi, movimentate nell'area di stoccaggio con carrelloni gommati a portale, sono state caricate su normali carrelli per il trasporto all'interno del cantiere e direttamente assemblate in opera.

Viceversa, il varo delle travi per il viadotto principale, è stato effettuato con un'apposita attrezzatura: il trasporto dall'area di prefabbricazione all'attrezzatura di varo è stato eseguito anche in questo caso con i carrelloni a portale gommati. In fig. 4 sono descritte le principali fasi.

Completato il varo di una campata, i giunti longitudinali fra le singole travi sono stati sigillati con malta espansiva e, a presa avvenuta, si è proceduto alla precompressione trasversale ottenendo una struttura monolitica in grado di ripartire i carichi anche in assenza di trasversi di estremità.

3. ESECUZIONE DI IMPALCATI COL METODO A CONCI CONIUGATI

Il sistema di costruzione di impalcato da ponte con il metodo a conci prefabbricati, rappresenta senza dubbio una delle tecnologie più avanzate attualmente in uso.

L'esperienza acquisita negli ultimi anni e gli accorgimenti messi a punto per la soluzione dei numerosi problemi connessi alla pratica applicazione della tecnologia, permettono di considerare il metodo a conci prefabbricati quale unico metodo costruttivo per luci comprese fra i 50 e 120 m.

Di seguito sono esaminate le particolari problematiche relative alla realiz-

zazione di impalcati a sezione variabile con luci da 100 m.

3.1 ASPETTI PROGETTUALI

La progettazione di strutture a conci coniugati e prefabbricati, riguarda sostanzialmente due situazioni del tutto diverse per quanto riguarda la geometria e quindi il comportamento dello schema statico.

La prima di esse è relativa al processo costruttivo che passa dal semplice schema a sbalzo, con il massimo sbalzo pari alla luce di metà campata, a schemi a travata continua con uno sbalzo terminale.

La seconda situazione riguarda la struttura terminata e si riferisce ad uno schema a travata continua.

Quindi, all'atto della progettazione definitiva, occorre tenere ben presenti le due fasi menzionate ed ottenere una struttura che soddisfi entrambe.

Inoltre, la tecnologia adottata implica particolari accorgimenti anche negli aspetti di dettaglio della progettazione.

E' necessario infatti predisporre un modello fisico-matematico di calcolo, il quale sia in condizione di rappresentare il fenomeno strutturale nel suo complesso.

La prima conseguenza è che tale modello deve essere costituito da un cospicuo numero di elementi finiti pari a quanti sono gli elementi prefabbricati ed anche di più in determinati casi, come ad esempio nei viadotti a sezione variabile.

Ciò significa che le conseguenti calcolazioni sono estremamente laboriose, trattandosi di schemi con qualche centinaio di gradi di libertà che non possono essere trattati se non con l'ausilio di elaboratori e di programmi indirizzati a tal fine.

La necessità di adottare un modello composto da un gran numero di elementi finiti, deriva dal dover verificare ogni sezione di giunto ed inoltre dal dover descrivere nella maniera più esatta, la geometria della precompressione che, per la tecnologia costruttiva, presenta soluzioni di continuità in corrispondenza di ogni elemento prefabbricato.

Pertanto l'analisi strutturale inizia con le verifiche degli schemi costruttivi che possono essere in numero rilevante e che, prendendo ad esempio una travata a quattro campate, si propongono nel seguente modo:

- 1 - schema a sbalzo per la prima stampella;
- 2 - precompressione di continuità nella 1^o campata;
- 3 - schema a sbalzo per la seconda stampella;
- 4 - precompressione di continuità nella 2^o campata;
- 5 - schema a sbalzo per la terza stampella;
- 6 - precompressione di continuità nella 3^o campata;
- 7 - precompressione di continuità nella 4^o campata.

Ciò implica la risoluzione di cinque schemi diversi, dato che lo schema a sbalzo è sempre lo stesso.

In queste verifiche occorre tener conto dei carichi di varo, rappresentati dalla presenza del carro di varo in esercizio: deve essere compiutamente studiata e definita quella che viene chiamata la "cinematica di varo" che riporta, man mano che l'assemblaggio in opera progredisce, tutte le successive posizioni raggiunte dal carro varo ed i relativi carichi.

A montaggio completato, realizzata la continuità dell'ultima campata, lo schema statico è quello definitivo, ma il peso proprio dell'impalcato e la

precompressione hanno indotto in esso sollecitazioni che derivano dall'evoluzione costruttiva.

Quindi, definite come "reazioni a vincoli posticipati" quelle delle mezzerie in cui viene realizzata la continuità strutturale, con il trascorrere del tempo, per effetto della viscosità del calcestruzzo, sorgeranno in asse delle coazioni che porteranno a modificare il regime di sollecitazioni, ottenuto per semplice sovrapposizione degli schemi costruttivi.

Ciò rappresenta un aspetto molto importante di tutta l'analisi strutturale che è necessario effettuare con estrema cura per stabilire come peso proprio e precompressione iniziale ridistribuiscono le loro sollecitazioni nello schema statico definitivo a travata continua.

A tempo infinito queste sollecitazioni tendono ad avvicinarsi notevolmente a quelle che si sarebbero ottenute se l'opera fosse stata realizzata interamente con getto in opera su centina.

Naturalmente i restanti carichi permanenti, quali pavimentazione e cordoli ed i carichi accidentali, agiscono sullo schema definitivo.

Se si considera che quanto esposto viene realizzato per una struttura che in totale può possedere qualche centinaio di elementi finiti, ci si rende conto di quanto laboriosa e complessa risulti l'analisi completa e come sia decisamente condizionata dalla tecnologia esecutiva.

Riassumendo, si può evidenziare che, per ciò che si riferisce alla progettazione, la descrizione fisico-geometrica della precompressione, rappresenta la quantità maggiore di dati da prodursi a monte dell'analisi.

Successivamente, lo studio della "ridistribuzione viscosa" e la sua sovrapposizione con il regime statico derivante dalle azioni diverse del peso proprio e della precompressione, rappresenta a sua volta l'aspetto più complesso dell'elaborazione analitica.

Naturalmente la premessa a tutto ciò è un corretto predimensionamento fisico-geometrico della struttura sia per ciò che si riferisce alle sezioni resistenti che alla consistenza ed all'andamento geometrico della precompressione.

3.2 METODOLOGIE DI PREFABBRICAZIONE

Fra i numerosi aspetti della tecnologia in esame, quello inerente i problemi della prefabbricazione del manufatto è di gran lunga il più importante.

I fattori principali che concorrono al raggiungimento degli obiettivi possono essere così riassunti:

- qualità della cassaforma;
- qualità del calcestruzzo;
- maturazione del calcestruzzo al disarmo.

Per quanto riguarda il primo punto, senza entrare nel merito dei dettagli costruttivi, per i quali sarebbe necessaria una trattazione approfondita non esauribile in questa sede, è comunque importante sottolineare un aspetto: la progettazione di una cassaforma per la produzione di conci coniugati deve essere affrontata con criteri diversi da quelli usualmente adottati per grossi manufatti in calcestruzzo, poichè diverse sono le tolleranze ammesse.

La cassaforma deve essere intesa come un vero e proprio "stampo" in grado di riprodurre centinaia di pezzi senza subire deformazioni o usure particolari, con sistema di armo e disarmo meccanizzati. Quando poi, nel caso di viadotti a sezione variabile, la cassaforma deve modificare la propria geometria ad ogni elemento prodotto, il problema si fa assai complesso.

Infine, considerando che i problemi che devono essere affrontati nelle successive operazioni di varo, precompressione, iniezione dei cavi, ecc., sono tanto maggiori quanto minore è la precisione costruttiva del manufatto, si comprende l'importanza di una corretta prefabbricazione.

Per quanto riguarda la qualità dei calcestruzzi, avendo le classi normalmente impiegate un R'bk pari a 400-450 kg/cm² e un alto dosaggio di cemento, le difficoltà sono rappresentate dai fenomeni di fessurazione dovuti al ritiro.

Buoni risultati si possono ottenere con l'impiego di superfluidificanti e, a getto avvenuto, nebulizzando antievaporanti sulla soletta superiore.

Infine, la determinazione del grado di maturazione del calcestruzzo al momento del disarmo deve essere affrontata secondo due diverse esigenze. Se è pur vero che a garantire la stabilità statica al disarmo non sono necessarie resistenze superiori ai 120-150 kg/cm², tali resistenze non sono sufficienti ad escludere l'eventualità di casuali distacchi di spigoli, soprattutto in corrispondenza del giunto fra due elementi contigui.

Le esperienze fin qui effettuate portano ad individuare intorno ai 200-220 kg/cm² la resistenza minima necessaria che, accompagnata da un'accurata messa a punto delle metodologie di disarmo, può garantire risultati soddisfacenti.

Il raggiungimento di tali resistenze nell'arco di tempo di circa 16-18 ore del ciclo produttivo, può essere assicurato nel periodo estivo con la produzione di calcestruzzo a circa 35-40 °C e nel periodo invernale con una modesta maturazione a vapore.

I vantaggi e quindi l'economicità dell'impiego di processi di maturazione, anche se non richiesti da esigenze statiche, devono essere valutati a fronte della notevole onerosità di eventuali interventi di stuccatura e riparazione.

Tali interventi infatti devono essere realizzati in opera, dopo il collegamento dei due elementi coniugati.

Riparazioni eseguite prima hanno comportato il rischio di creare sovrappesori che, anche se dell'ordine del millimetro, possono alterare notevolmente l'andamento planaltimetrico dell'opera.

3.3 METODOLOGIE DI VARO

Le problematiche che devono essere affrontate nel caso di viadotti con luci di un certo impegno, soprattutto in presenza di raggi di curvatura ristretti, sono assai complesse.

Si tratta infatti di conciliare due diverse esigenze: disporre di attrezzature "robuste" in grado di superare grandi luci e al tempo stesso "leggere" onde non indurre sovraccarichi superiori a quelli previsti per l'opera finita, il che comporterebbe un sovradimensionamento, inutile nelle condizioni di esercizio. Nei lavori presi in esame, sono state utilizzate attrezzature aventi una struttura portante costituita da due travate reticolari a sezione triangolare che rispondono discretamente alle esigenze sopra menzionate. Inoltre, lo studio accurato delle "cinematiche di varo" consente di ridurre la lunghezza della attrezzatura a valori di poco superiori alla luce da superare; questo, oltre a ridurre i pesi e di conseguenza i costi delle attrezzature stesse, facilita il loro inserimento su raggi di curvatura anche piccoli.

Attualmente, per il varo di conci da 80 ton su luci di 100 m, è stata messa a punto un'attrezzatura avente una lunghezza di soli 123,75 m, un peso a vuoto di 190 ton e capace di operare su raggi di curvatura fino a 580 m.

La modularità con la quale questa attrezzatura è stata concepita, ne deter-

mina un'elasticità di impiego molto varia, rendendone possibile l'utilizzo anche per il varo di travi.

La relativa "leggerezza" delle attrezzature descritte ha consentito la messa a punto di un sistema di trasporto all'interno dell'area di cantiere, per il loro facile spostamento da una corsia all'altra e/o da un viadotto ad uno successivo.

La fotografia n° 3 fa notare come è stato possibile autocaricare su automezzi (gli stessi impiegati per il trasporto dei manufatti) le attrezzature e movimentarle all'interno del cantiere senza procedere al benchè minimo smontaggio.

In tal modo si può disporre dell'attrezzatura per il varo di un nuovo viadotto dopo solo qualche giorno dal completamento del precedente.

4. PRECOMPRESSIONE

Lo studio del tracciato dei cavi e quindi la scelta del sistema di precompressione devono essere analizzati con particolare cura durante la progettazione di un ponte con impalcati a conci prefabbricati e coniugati, specialmente se sono previste lesene interne verticali per sostenere provvisoriamente il concio sia prima della precompressione definitiva sia quando all'interno del cassone è necessario ancorare i cavi nelle lesene orizzontali in corrispondenza delle solette superiori ed inferiori.

Infatti si è constatato che nelle strutture prefabbricate il coefficiente di attrito dei cavi di precompressione è risultato sempre maggiore di quello normalmente incontrato nelle strutture tradizionali in c.a. gettate in opera.

Ciò è dovuto principalmente a tre fattori:

1. Il procedimento costruttivo a conci coniugati porta inevitabilmente ad un andamento dei cavi di precompressione molto vicino a quello di una spezzata con i vertici in corrispondenza delle sezioni di contatto fra i conci. In particolare le guaine inferiori risultano facilmente spostabili dalla loro posizione iniziale a causa della forte spinta idrostatica del calcestruzzo durante il getto: questo contribuisce a rendere il percorso del cavo sempre più discosto dalla linea teorica prevista.
2. L'interno delle guaine, a causa della lunga esposizione agli agenti atmosferici, è sempre molto rugginoso.
3. Il tracciato dei cavi, specialmente in vicinanza delle zone di ancoraggio, ha una forte curvatura sia sul piano orizzontale che sul piano verticale. La somma di questi tre fattori, come si è constatato fin dalle prime costruzioni di questo tipo, porta ad ottenere allungamenti sensibilmente inferiori a quelli necessari per avere una precompressione efficace.

Per ridurre gli inconvenienti precedentemente indicati, è necessario agire con la massima cura e precisione durante il confezionamento delle gabbie d'armatura ed in particolare al momento dell'alloggiamento delle guaine.

Inoltre, nella fase di getto, è possibile assicurare una buona stabilità delle guaine, almeno nei tratti rettilinei, inserendo dei collegamenti sufficientemente rigidi fra l'elemento di controstampo e la testata della cassaforma.

Per quanto riguarda il terzo punto, occorre intervenire sul dimensionamento delle apparecchiature di precompressione.

Attualmente sono allo studio attrezzature che, grazie al ridotto diametro

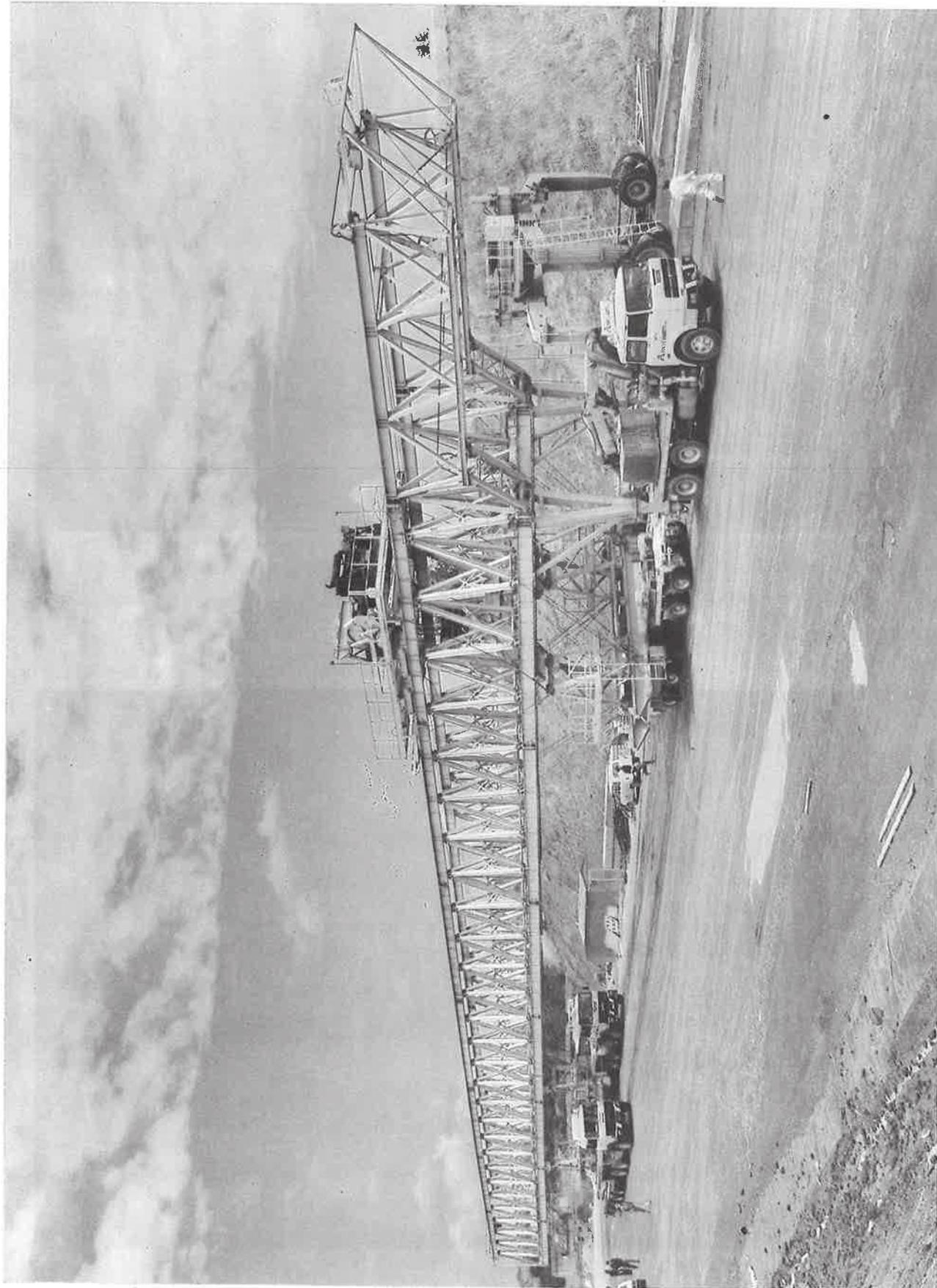


Foto 3 - Spostamento attrezzatura di varo

SISTEMI COSTRUTTIVI PER LA REALIZZAZIONE DI PONTI E DI MURI PARATERRA INTERAMENTE PREFABBRICATI.

Antonello GASPERI

Ingegnere civile - libero professionista -

Consulente della I.N.E.S. S.p.A. DIVISIONE PREFABBRICATI - Bari -

SOMMARIO

Si descrivono due sistemi costruttivi che permettono la realizzazione di ponti di piccola-media luce e di muri paraterra interamente prefabbricati. Tali sistemi comprendono componenti in calcestruzzo normale o precompresso collegati con la fondazione e fra di loro a mezzo di unioni presollecitate. Si esaminano le fasi del montaggio di opere d'arte tipo. Si evidenziano poi alcuni aspetti dei sistemi costruttivi, con particolare riferimento alla loro flessibilità.

SUMMARY

Two construction systems are described, so to allow the realization of short and medium-span bridges, and retaining walls entirely in precast, reinforced or pre-stressed concrete. Structural elements are joined together with the foundation, and so among themselves by post-tensioned reinforcements. The phases of assembly and finishing of typical structures are examined. Some characteristics of the two construction systems are pointed out, focusing on their flexibility.

1. PREMESSA

I ponti di piccola-media luce ed i muri paraterra in calcestruzzo sono oggi spesso costruiti per gran parte in opera, essendo l'uso degli elementi prefabbricati assai diffuso solo per la realizzazione di talune parti dei manufatti stessi.

Come è noto, la costruzione in situ delle opere normalmente implica tempi di realizzazione non brevi che possono creare disagi connessi sia alla prolungata presenza del cantiere, sia alla impossibilità di fruire dell'opera stessa.

Inoltre realizzando in opera le strutture non è sempre possibile un accurato controllo dei materiali e delle operazioni di cantiere, ed è spesso difficoltoso ottenere particolari configurazioni degli elementi strutturali, volte alla ottimizzazione delle caratteristiche geometriche e di resistenza, oppure al raggiungimento di particolari effetti estetici.

Tenendo conto dei vantaggi e degli svantaggi connessi alla prefabbricazione industriale e delle esigenze tipologiche e dimensionali oggi più ricorrenti nel settore delle opere d'arte stradali, si sono definiti due sistemi costruttivi che adottano componenti prefabbricati in calcestruzzo: il primo atto alla realizzazione di ponti di piccola-media luce interamente prefabbricati; il secondo atto alla realizzazione di muri paraterra pure interamente prefabbricati.

Adottando tali due sistemi costruttivi, fra l'altro, è possibile abbreviare

i tempi relativi ad alcune fasi della costruzione delle opere d'arte ed è possibile realizzare manufatti dotati di caratteristiche e di requisiti del tutto soddisfacenti.

A tutt'oggi sono in fase di progettazione le prime opere per le quali è stata prevista l'adozione dei sistemi costruttivi oggetto della presente memoria.

Gli elementi prefabbricati saranno prodotti dalla I.N.E.S. S.p.A. DIVISIONE PREFABBRICATI - BARI-.

2. DESCRIZIONE DEI COMPONENTI PREFABBRICATI

I sistemi costruttivi in esame sono costituiti essenzialmente da tre componenti prefabbricati principali (i montanti, le travate, le lastre paraterra), e da componenti prefabbricati cosiddetti complementari (quali le lastre paraghiaia e i componenti di finitura).

Si tralascia di seguito la descrizione degli elementi strutturali impiegati per la realizzazione dell'impalcato dei ponti, in quanto, utilizzando i sistemi costruttivi oggetto della presente memoria, è possibile adottare una qualunque delle ben note soluzioni (quasi tutte caratterizzate dall'impiego di elementi prefabbricati) comunemente adottate per la realizzazione degli impalcati dei ponti di piccola-media luce.

Con la denominazione "montante" si indicano: l'elemento montante spalla, l'elemento montante pila, l'elemento montante con scanalature e l'elemento montante filante con scanalature; con la denominazione "travata" si indicano: la trave cuscino ed il pulvino.

L'elemento montante spalla, l'elemento montante pila e l'elemento montante con scanalature (di seguito detti brevemente elemento spalla, elemento pila ed elemento con scanalature) sono caratterizzati da un'espansione alla base (basamento) che permette l'alloggiamento in opportune sedi delle barre di collegamento sporgenti dalla fondazione; tali barre vengono poi bloccate al basamento in corrispondenza delle due parti del basamento stesso sporgenti dal fusto; tali parti risultano uguali fra loro nel caso dell'elemento pila e disuguali nel caso dell'elemento spalla e dell'elemento con scanalature.

L'elemento montante filante con scanalature (di seguito detto brevemente elemento montante filante) è analogo all'elemento con scanalature, ma è utilizzato per muri paraterra di minor impegno. In questo caso le barre di collegamento fuoriuscenti dalla fondazione si estendono per tutta la lunghezza del montante e svolgono anche la funzione di armature post-tese dell'elemento stesso.

L'elemento spalla può essere di tre tipi: frontale, d'angolo, di risvolto; i tre tipi sono caratterizzati, fra l'altro, da una diversa disposizione delle ali paraterra e da diverse altezze del fusto.

In corrispondenza della sommità dell'elemento pila è presente un capitello per l'appoggio del pulvino.

Nelle figure 1,2,3,4 e 5 sono schematicamente indicati i montanti sopra nominati.

Dalla estremità superiore dei montanti emergono le armature per il collegamento con le travate; possono poi essere previste, in generale, a seconda dei casi, armature per il collegamento fra i montanti e i componenti prefabbricati ad essi connessi.

E' prevista la produzione di montanti di varie dimensioni secondo criteri volti al conseguimento di una notevole flessibilità dimensionale.

Gli elementi spalla possono essere realizzati con alette paraterra di dimensioni variabili: in tal modo, ad esempio, la larghezza (B1) dell'elemento spalla frontale o di risvolto può variare in maniera continua dal valore BF1 fino al valore massimo pari a 240 cm. I montanti rappresentati nelle figure 1,2,3 e 4 possono avere l'altezza (H1,H2,H3,H4) di valore compreso fra 400 e 1000 cm. E' prevista la possibilità di produrre montanti con la sezione trasversale del fusto avente vari valori della larghezza (BF1,BF2,BF3,BF4) ed anche dell'altezza (HF1,HF2,HF3,HF4). E' sufficientemente agevole realizzare montanti con scanalature caratterizzati da diverse configurazioni della sezione trasversale, adottando, ad esempio, un valore di BF4 pari a B4.

Analogamente possono essere prodotti elementi montanti filanti adottando un valore di BF5 pari a B5. E' da notare che l'altezza (H5) degli elementi montanti filanti deve essere contenuta per poter infilare, all'atto del montaggio, in modo agevole e sicuro, le barre emergenti dalla fondazione, nelle sedi presenti nel fusto dei montanti stessi.

Le travate prefabbricate possono essere dotate di alleggerimenti adottando varie configurazioni; per il loro completamento sono previsti getti da effettuarsi in opera. La scelta della configurazione più idonea deve essere fatta, caso per caso, tenendo ovviamente presente, fra l'altro, le caratteristiche dei mezzi impiegati per le movimentazioni in stabilimento, per il trasporto e per il montaggio in situ. L'interasse dei montanti, che in opera saranno posti a sostegno delle travate stesse, può variare nell'intero campo delle misure correntemente utilizzate.

Le travi cuscino sono caratterizzate da apposite sedi in cui vanno posizionate e fissate con opportuni getti di sigillatura le lastre paraghiaia.

E' prevista la realizzazione di travate con sezioni trasversali aventi diversi valori della larghezza (B6,B7) e della altezza (H6,H7) (figura 6).

Le lastre paraterra, che vengono infilate e bloccate in opera nelle scanalature dei montanti, possono essere prefabbricate, secondo le esigenze, con sezione trasversale ad altezza costante o variabile. In ogni caso tale altezza può assumere il valore massimo di 240 cm. Le lastre paraterra possono essere prodotte adottando vari valori dello spessore.

I componenti prefabbricati di finitura dell'impalcato dei ponti possono essere costituiti, a seconda dei casi, da elementi-marciapiede, da elementi-parapetto (di tipo "trasparente" o "pieno"), da elementi-barriera (del tipo New Jersey o del tipo antirumore), ecc..

I componenti prefabbricati di finitura, per i muri paraterra, possono essere costituiti, a seconda dei casi, da elementi-canalina, da elementi-cordolo con o senza veletta verticale, ecc..

Relativamente alle unioni fra gli elementi strutturali (anche la fondazione è ovviamente compresa fra gli elementi strutturali) è da notare che nelle parti degli elementi strutturali poste in corrispondenza delle unioni stesse si effettuano, a seconda dei casi, particolari trattamenti delle superfici e/o si realizzano opportune sagomature, dentellature, risalti, tacche, ecc. (tali elementi, le barre di collegamento ed altri dettagli costruttivi non sono evidenziati nei disegni schematici rappresentati nelle figure 1,2,3,4,5 e 6).

Nella definizione dei due sistemi costruttivi in esame si sono previste adeguate tolleranze dimensionali dei vari componenti per rendere il montaggio

sufficientemente agevole e per poter compensare, entro certi limiti, gli inevitabili errori commessi durante le operazioni di posizionamento in opera dei manufatti prefabbricati.

3. MONTAGGIO

Si descrivono ora sommariamente le principali fasi del montaggio e del completamento in situ previste per opere d'arte tipo.

E' bene tener presente che è possibile adottare più di una tecnica di montaggio, e che ciascuna tecnica richiede appropriati materiali da impiegare nelle operazioni di completamento. In ogni caso è necessario utilizzare tecniche e materiali altamente affidabili e collaudati, ed è indispensabile la massima cura nella realizzazione in opera delle unioni fra gli elementi strutturali (fra gli elementi strutturali è ovviamente compresa, come si è già detto, anche la fondazione), dovendo in ogni caso ottenere un perfetto e completo contatto fra gli elementi strutturali stessi in corrispondenza delle zone di contatto previste.

Le operazioni per il posizionamento in opera dei componenti prefabbricati hanno inizio quando la fondazione è stata già ultimata ed è atta a permettere il montaggio dei componenti stessi. Si sottolinea il fatto che il montaggio degli elementi prefabbricati si svolge in cantieri nei quali le opere di fondazione sono state gettate precedentemente ed il calcestruzzo delle fondazioni stesse ha ormai raggiunto un elevato grado di resistenza; i mezzi presenti in tali cantieri possono così operare con sufficiente agio, e le operazioni di montaggio possono procedere con sufficiente rapidità e con sicurezza.

Dapprima vengono posti in opera i montanti (elementi pila, elementi spalla, elementi con scanalature) infilando nelle apposite sedi del basamento le barre di collegamento emergenti dalla fondazione (nel caso degli elementi montanti filanti, come si è detto, le barre che sporgono dalla fondazione vengono infilate all'interno del fusto degli elementi stessi). I montanti vengono successivamente messi a piombo utilizzando appositi dispositivi di centraggio che in generale sono incorporati nei montanti stessi prefabbricati.

E' da rilevare che i montanti, considerate anche le dimensioni dei basamenti, una volta messi in opera con le barre di collegamento infilate nelle apposite sedi dei basamenti stessi, godono di sufficiente stabilità. La stabilità può essere ulteriormente incrementata a mezzo di appositi dispositivi (simili considerazioni valgono anche per gli elementi montanti filanti che, fra l'altro, sono caratterizzati, come si è visto, da modesti valori della loro altezza).

Dopo aver interposto opportuno materiale di sigillatura fra basamento e fondazione (fra la sezione di base del fusto e la fondazione, nel caso degli elementi montanti filanti) ed atteso il tempo necessario affinché tale materiale abbia raggiunto la resistenza richiesta, compiuti i controlli e le altre operazioni necessarie, si procede alla tesatura delle barre di collegamento ed al loro bloccaggio.

Si effettuano poi le iniezioni nelle guaine delle barre di collegamento, così come previsto per le armature post-tese.

Si fanno poi, da ultimo, i getti finali di sigillatura e di completamento.

Facendo riferimento alla realizzazione di un ponte, il montaggio prosegue

con il posizionamento delle travate (pulvini e travi cuscino) in corrispondenza dei montanti e con la successiva realizzazione delle unioni tra i vari elementi strutturali. Tali unioni sono del tutto analoghe alle unioni fra i montanti e la fondazione.

Si mettono poi in opera le lastre paraghiaia che vengono solidarizzate alle travi cuscino. Si effettuano i getti di completamento relativi alle travate, si realizzano i baggioli o le gradonature (che possono anche essere già presenti nelle travate prefabbricate); si procede poi al varo delle travi d'impalcato ed al completamento dell'impalcato stesso, utilizzando i componenti strutturali e le tecniche comunemente in uso.

Come si è già detto, tutti i tipi di impalcato oggi correntemente utilizzati possono essere adottati; tuttavia sono ovviamente da considerarsi più consoni al presente sistema costruttivo gli impalcati realizzabili in tempi brevi.

Possono poi essere utilizzati i componenti prefabbricati di finitura degli impalcati quali, ad esempio, gli elementi-marciapiede, gli elementi-parapetto, gli elementi-barriera (ad esempio tipo New Jersey), ecc..

Facendo riferimento alla realizzazione di un muro paraterra, una volta ultimate le operazioni di montaggio e di completamento dei montanti, si procede infilando e poi bloccando le lastre paraterra nelle scanalature dei montanti stessi; infine si mettono in opera i componenti prefabbricati di finitura (1). Si fanno poi i getti finali di sigillatura e di completamento.

Nelle figure 9 e 10, 11, 12 sono schematicamente rappresentate le fasi significative del montaggio e del completamento rispettivamente di un ponte, di un muro paraterra in cui si utilizzano gli elementi con scanalature (muro paraterra tipo -P-), di un muro paraterra in cui si utilizzano elementi montanti filanti (muri paraterra tipo -L-)

Nelle figure, dalla 13 alla 20, sono riportate le fotografie di alcuni componenti realizzati per prova nello stabilimento di prefabbricazione. In particolare nelle figure 13, 14 e 15 sono rappresentati due elementi spalla, uno d'angolo e uno frontale, nelle figure 16 e 17 sono rappresentati due elementi pila, gli uni e gli altri ripresi nel campo-prove dello stabilimento di prefabbricazione. Nelle figure 19 e 20 è rappresentato un pulvino ripreso a terra. Nella figura 18 è rappresentato lo stesso pulvino ripreso in corrispondenza della sommità degli elementi pila già evidenziati nelle figure 16 e 17.

4. CONSIDERAZIONI

4.1

Nei due sistemi costruttivi in esame i collegamenti fra i montanti e le fondazioni sono realizzati a mezzo di unioni presollecitate; analogamente è prevista l'adozione di unioni presollecitate per i collegamenti fra i vari elementi strutturali prefabbricati, a meno che non siano presenti situazioni particolari o si debbano realizzare condizioni di vincolo che impediscono l'uso delle unioni presollecitate.

Le unioni presollecitate sono contemplate nelle istruzioni (I) le quali al punto 3.1.5. asseriscono: "Le unioni presollecitate sono realizzate mediante la post-tesatura di armature metalliche che genera uno stato di compressione fra le

(1) Tali componenti prefabbricati di finitura possono anche avere funzione strutturale.

superfici a contatto. "

Le stesse istruzioni ai punti 3.2.7. e 3.2.7.1. affermano fra l'altro: "Nel caso di unioni presollecitate con superfici di contatto lisce integrate con l'impiego di malta cementizia il rapporto fra lo sforzo di taglio di calcolo e lo sforzo normale di calcolo deve risultare non superiore a 0,35. Nel caso di unioni con superfici opportunamente sagomate o con impiego di adesivi, adeguatamente sperimentati e controllati, il precedente rapporto potrà essere spinto sino a 0,40...". "La sicurezza deve essere verificata nei confronti degli stati limite (N,M) e (V), ma fondamentale è lo stato limite di decompressione (D) che va considerato come uno stato limite ultimo. Per tali verifiche valgono le regole indicate... per le unioni fra i conci...".

Facendo riferimento alle unioni adottate nei sistemi costruttivi in esame, si fa notare che al fine di ottenere unioni dotate di notevoli gradi di affidabilità e di notevoli riserve di sicurezza, a seconda dei casi e delle necessità, nelle parti degli elementi strutturali (la fondazione è ovviamente considerata uno degli elementi strutturali) poste in corrispondenza delle unioni stesse, si effettuano, come si è già detto, particolari trattamenti delle superfici e/o si realizzano opportune sagomature, dentellature e/o risalti e tacche di maggiori dimensioni.

Relativamente all'unione fra la fondazione ed i montanti è da notare che sono presenti in ogni caso opportuni risalti in corrispondenza dell'estradosso della fondazione stessa, contro i quali, a montaggio avvenuto, contrasta il basamento (o la parte terminale del fusto nel caso degli elementi montanti filanti) di ciascun montante a mezzo dell'opportuno materiale di sigillatura interposto. A titolo di esempio nella figura 7 è rappresentato lo schema descrittivo dell'unione fra fondazione ed elemento pila. Nella figura si evidenziano, fra l'altro, le posizioni delle barre di collegamento e dei dispositivi di centraggio, i risalti della fondazione e le zone -E- ed -F- in corrispondenza delle quali a seconda dei casi, nello spirito di quanto detto precedentemente, si eseguono adeguati trattamenti delle superfici e/o si realizzano opportune sagomature, dentellature, ecc..

Per la realizzazione di ciascuna unione è previsto l'uso di un numero di barre di collegamento post-tese non inferiore a quello indicato al punto 17.9.2.1. del (II), ciò per meglio garantire l'affidabilità dell'unione stessa.

La completa definizione dell'unione, nei vari casi, deve comprendere la esatta determinazione delle zone di contatto fra i vari elementi strutturali collegati a mezzo dell'unione medesima; in corrispondenza di tali zone, si sottolinea, deve essere realizzato in opera, utilizzando tecniche e materiali opportuni, un perfetto e completo contatto fra gli elementi strutturali stessi.

Riguardo alla necessità di mantenere nel tempo l'unione perfettamente efficiente; le (I) affermano al punto 3.2.7.: "La durabilità delle armature che realizzano la presollecitazione deve essere assolutamente garantita". A tal fine occorre che l'iniezione di opportuno materiale nelle guaine delle barre, a tesatura delle barre avvenuta, sia effettuata avvalendosi di tecniche e di materiali affidabili e già ampiamente collaudati. E' da notare che le operazioni di iniezione, nel caso delle unioni adottate nei sistemi costruttivi in esame, sono da prevedersi sufficientemente agevoli, date le limitate lunghezze delle guaine e le condizioni in cui si opera .

Al fine di ottenere adeguati gradi di sicurezza nei confronti dei rischi connessi ai fenomeni di corrosione delle armature di collegamento e delle arma-

ture in genere, facendo riferimento anche ai fenomeni di corrosione imputabili alle correnti vaganti, sono state previste, a seconda dei casi e delle necessità, l'adozione di particolari appropriate soluzioni e l'utilizzazione di appositi elementi costruttivi.

4.2

I sistemi costruttivi in esame si presentano flessibili ed in generale bene adattabili alle tipologie ed alle dimensioni di gran parte delle opere d'arte stradali che oggi si costruiscono; ad esempio, facendo riferimento ai ponti, è possibile realizzare spalle del tipo chiuso e spalle del tipo passante; non esistono difficoltà particolari nel realizzare opere con impalcato "obliquo": in questo caso, infatti, non occorre modificare alcun elemento strutturale, in quanto l'intero complesso costituito dalla parte frontale della spalla e dalla trave cuscino consente l'appoggio delle travi di impalcato indipendentemente dalla loro obliquità (figura 8).

Nella realizzazione dei muri paraterra, a seconda del battente di terra da sostenere, e comunque a seconda delle sollecitazioni presenti nei montanti, possono essere utilizzati gli elementi montanti filanti, gli elementi con scanalature o elementi del tutto analoghi agli elementi spalla di risvolto.

Le lastre paraterra possono consentire, opportunamente sagomate, di realizzare anche muri dotati di paramento ad altezza variabile.

Nell'ambito del concetto di flessibilità rientra la possibilità di realizzare, a seconda dei casi, gli elementi strutturali e le unioni (fra i montanti e la fondazione, e fra gli elementi prefabbricati stessi) seguendo diversi criteri e disposizioni costruttive, tenendo ben presente anche la realtà tecnologica delle aziende che andranno ad operare.

In riferimento ai requisiti richiesti ed alle situazioni di volta in volta presenti, alcuni degli elementi strutturali prefabbricati possono essere realizzati in conglomerato cementizio armato normale oppure in conglomerato cementizio armato precompresso; si possono adottare diverse configurazioni delle unioni; si possono variare le tolleranze di montaggio. La flessibilità dei sistemi costruttivi, grazie alla varietà delle soluzioni adottabili, permette, di volta in volta, per così dire, di scegliere, in funzione dei criteri progettuali seguiti, gli schemi di funzionamento degli elementi strutturali e delle unioni, adeguando fra l'altro gli uni e le altre alle tecniche di montaggio e di completamento adottate in opera.

4.3

Particolare attenzione è rivolta all'aspetto estetico dei manufatti, che possono trovare utilizzo anche in centri urbani o comunque in contesti ambientali pregiati dal punto di vista paesaggistico.

Le superfici a vista degli elementi spalla e delle lastre paraterra possono essere rifinite con graffiatura o con altri analoghi procedimenti; i montanti e le travate possono poi essere decorati con l'uso di matrici; gradevoli effetti estetici possono essere ottenuti per i componenti prefabbricati di finitura, quali gli elementi-parapetto, gli elementi-barriera antirumore, ecc., decorando le superfici a vista, ad esempio, con scanalature e con modanature.

Fra i componenti prefabbricati di finitura sono senz'altro da annoverare le placche delle travate; tali placche, che consistono in pannelli di forma opportuna, realizzati con finiture particolarmente curate, sono poste alle estremità delle travate e concludono dal punto di vista formale le travate stesse.

4.4

Da ultimo, relativamente agli aspetti tecnologici e produttivi, è da dire che per la prefabbricazione in stabilimento dei montanti, delle travate e degli elementi lastra (lastre paraterra e lastre paraghiaia) si può utilizzare un'unica linea di produzione con tre coppie di sponde e con un fondino di larghezza variabile.

E' da notare che la produzione di tutti i tipi di montante descritti può avvenire con l'utilizzo di una sola coppia di sponde, dovendo apportare alle attrezzature, nei vari casi, modeste modifiche ed adattamenti.

Si utilizzano anche appositi tamponi per la formazione dei basamenti e degli eventuali capitelli. Altri elementi di cassero permettono di ricavare nei manufatti gli incavi per gli ancoraggi delle barre di collegamento, le sedi per l'alloggiamento delle barre stesse, le scanalature per il fissaggio delle lastre paraterra, ecc..

Per la realizzazione delle travate (pulvini e travi cuscino) occorre applicare al fondino, in configurazione allargata, la seconda coppia di sponde che, analogamente a quanto detto precedentemente, viene utilizzata in combinazione con tamponi ed elementi di cassero i quali permettono, fra l'altro, la realizzazione di alleggerimenti e, nelle travi cuscino, la realizzazione delle apposite sedi nelle quali, in opera, vengono posizionate e fissate le lastre paraghiaia.

Per la produzione degli elementi lastra occorre applicare al fondino, ancora in configurazione allargata, la terza coppia di sponde che consente di prefabbricare lastre anche di altezza variabile da inserire o nei montanti dotati di scanalature o nelle travi cuscino. Si possono produrre lastre aventi varie configurazioni della sezione trasversale.

5. CONCLUSIONI

Utilizzando i componenti prefabbricati facenti parte dei sistemi costruttivi in esame è possibile, come si è detto, realizzare opere d'arte stradali in tempi più brevi di quelli comunemente necessari per la costruzione in situ di analoghe opere; è inoltre possibile disporre di elementi strutturali e di unioni dotati di caratteristiche del tutto soddisfacenti.

Nello stabilimento di prefabbricazione è agevole ed è spesso economicamente valido utilizzare la tecnica della precompressione a fili aderenti che può, fra l'altro, contribuire validamente a tenere esenti dai fenomeni fessurativi le superfici dei manufatti che in opera saranno posizionate a contatto con il terreno.

E' da notare poi che il fenomeno fessurativo non è presente in corrispondenza delle unioni presollecitate, correttamente dimensionate e realizzate; ciò può significativamente incrementare la durabilità delle armature e quindi delle strutture.

Il miglioramento delle caratteristiche di resistenza e la possibilità di ottimizzazione delle geometrie degli elementi prefabbricati possono portare ad un significativo risparmio di materiale che incide favorevolmente sul costo dell'opera, pur verificandosi d'altra parte un aumento del costo unitario del calcestruzzo prodotto in stabilimento rispetto al costo unitario del calcestruzzo utilizzato direttamente in situ.

La rapidità di esecuzione di un'opera, come è ben noto, incide significativamente sui costi dell'opera stessa; in particolare, facendo riferimento ad un'opera d'arte stradale, si nota che la rapidità di esecuzione può costituire un elemento essenziale per la limitazione dei costi (intesi secondo un'accezione vasta del termine), e ciò, fra l'altro, sia perchè il mancato utilizzo di tale opera può interessare una intera collettività, sia perchè la presenza del cantiere di costruzione può causare notevoli disagi alla viabilità stradale e ferroviaria esistente.

L'adozione dei due sistemi costruttivi descritti consente di effettuare le operazioni di montaggio e di completamento in opera in tempi e con modalità che possono facilmente essere resi standardizzati e sequenziali. In tal modo è così possibile conseguire una sorta di industrializzazione anche delle fasi e delle operazioni di cantiere, con il vantaggio, fra l'altro, per l'impresa che realizza le opere, di poter contemporaneamente gestire, con maggior agio, più di un cantiere.

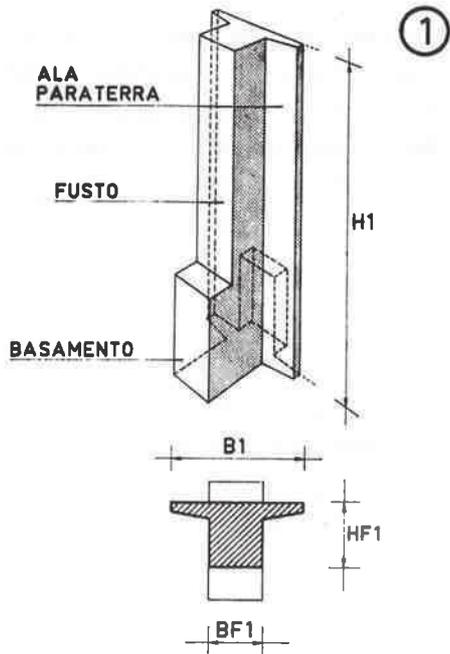
La prefabbricazione completa di un'opera d'arte è senz'altro particolarmente opportuna nei casi in cui sono da costruire più opere simili, vicine fra loro, ragionevolmente prossime inoltre al cantiere di prefabbricazione.

Nel caso in esame si è cercato di ottenere due sistemi costruttivi, ad elementi prefabbricati, dotati di grande flessibilità (intesa come possibilità di adeguarsi alle varie situazioni ed alle varie esigenze presenti nella pratica) mirando a rendere opportuno e conveniente il loro utilizzo anche nella realizzazione "corrente" di opere per così dire "isolate", distanti e dissimili fra di loro, costruite in tempi diversi, cercando di estendere, per quanto possibile, il campo di utilizzazione della prefabbricazione nel settore delle opere d'arte stradali.

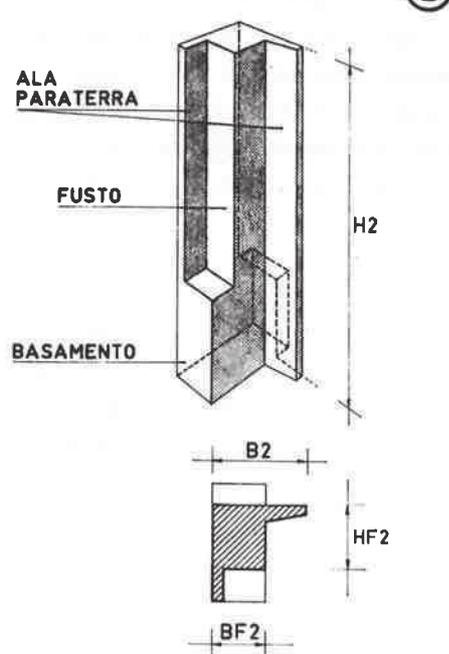
BIBLIOGRAFIA

- (I) CNR 10025/84-ISTRUZIONI PER IL PROGETTO, L'ESECUZIONE ED IL CONTROLLO DELLE STRUTTURE PREFABBRICATE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO E PER LE STRUTTURE COSTRUITE CON SISTEMI INDUSTRIALIZZATI
- (II) CEB - FIP : CODICE MODELLO PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO - 1978
- (III) FIP : GUIDES TO GOOD PRACTICE - RECOMMENDATIONS FOR SEGMENTAL CONSTRUCTION IN PRESTRESSED CONCRETE - 1978.
- (IV) PCI JOURNAL:RECOMMENDED PRACTICE FOR PRECAST POST-TENSIONED SEGMENTAL CONSTRUCTION - JANUARY / FEBRUARY 1982

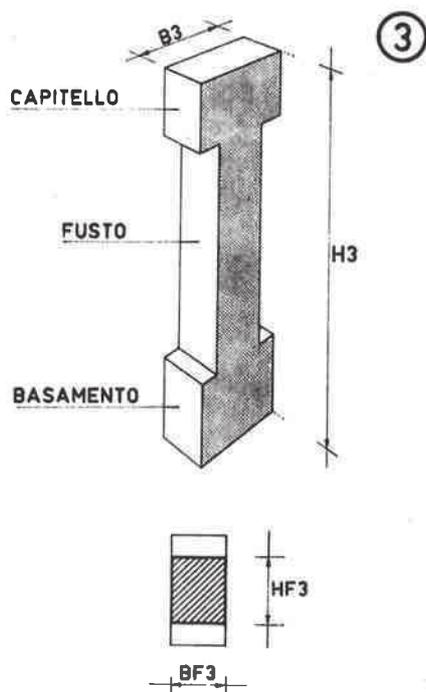
ELEMENTO MONTANTE SPALLA FRONTALE O DI RISVOLTO



ELEMENTO MONTANTE SPALLA D'ANGOLO



ELEMENTO MONTANTE PILA



ELEMENTO MONTANTE CON SCANALATURE

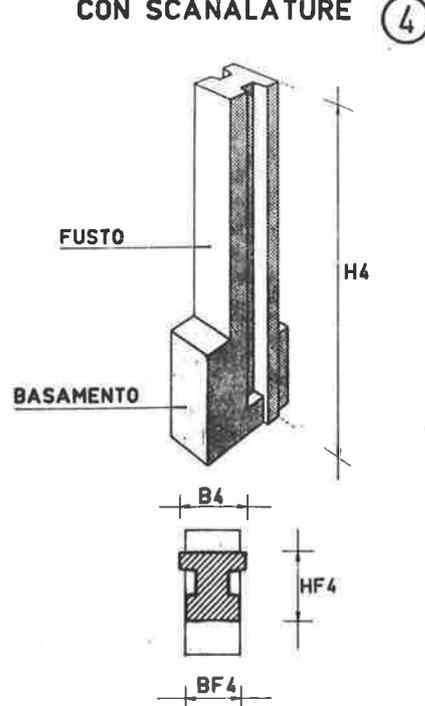


Fig.1,2,3 e 4 Schema descrittivo degli elementi montanti spalla, dell'elemento montante pila e dell'elemento montante con scanalature

**ELEMENTO MONTANTE
FILANTE** (5)

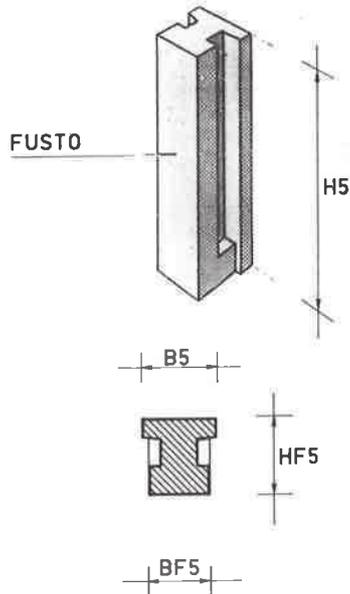
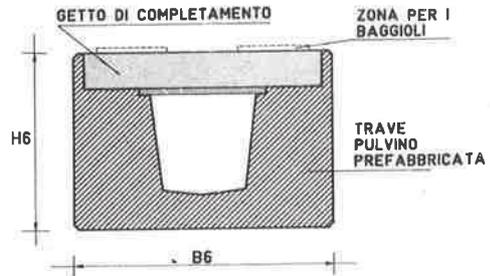


Fig.5 Schema descrittivo dell'elemento montante filante

PULVINO (6)



TRAVE CUSCINO (7)

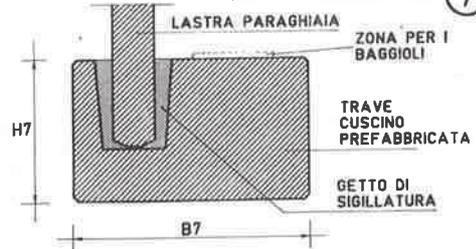


Fig.6 Schema descrittivo delle sezioni correnti di travate

**SCHEMA DESCRITTIVO DELL'UNIONE
FRA ELEMENTO MONTANTE PILA
E FONDAZIONE**

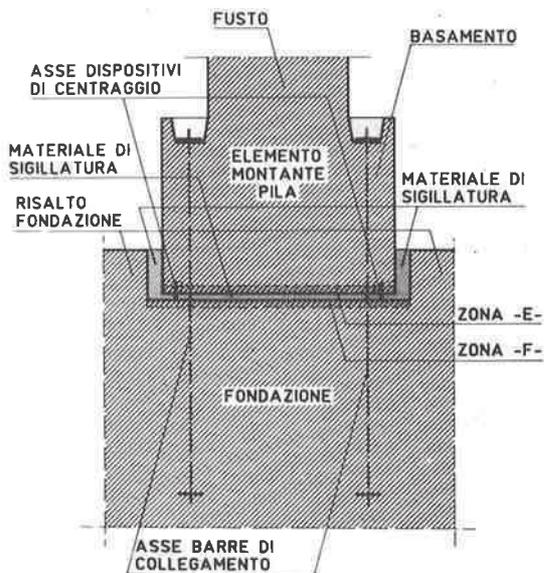


Fig.7

**POSSIBILI DISPOSIZIONI DEGLI
ELEMENTI MONTANTI SPALLA**

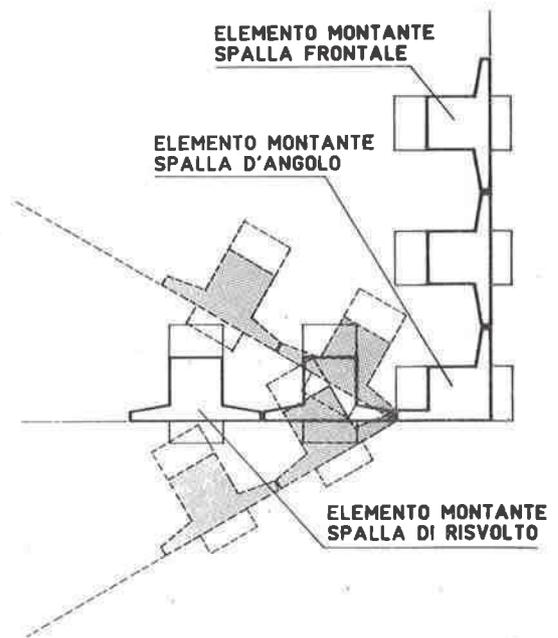
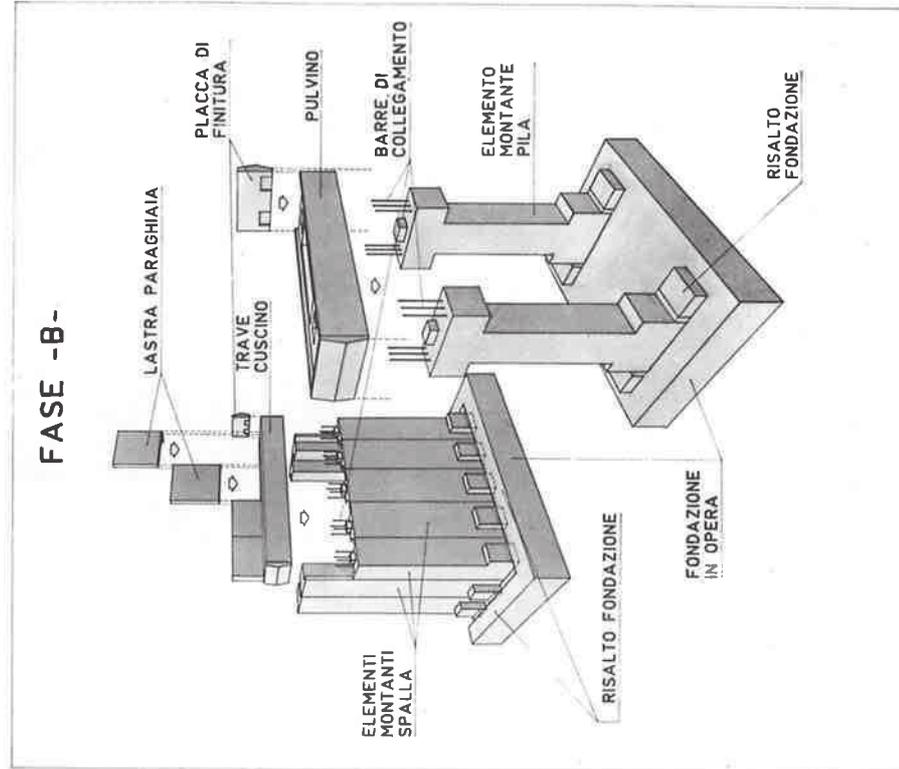


Fig. 8

SCHEMA DI MONTAGGIO
"PONTI PREFABBRICATI"



SCHEMA DI MONTAGGIO
"PONTI PREFABBRICATI"

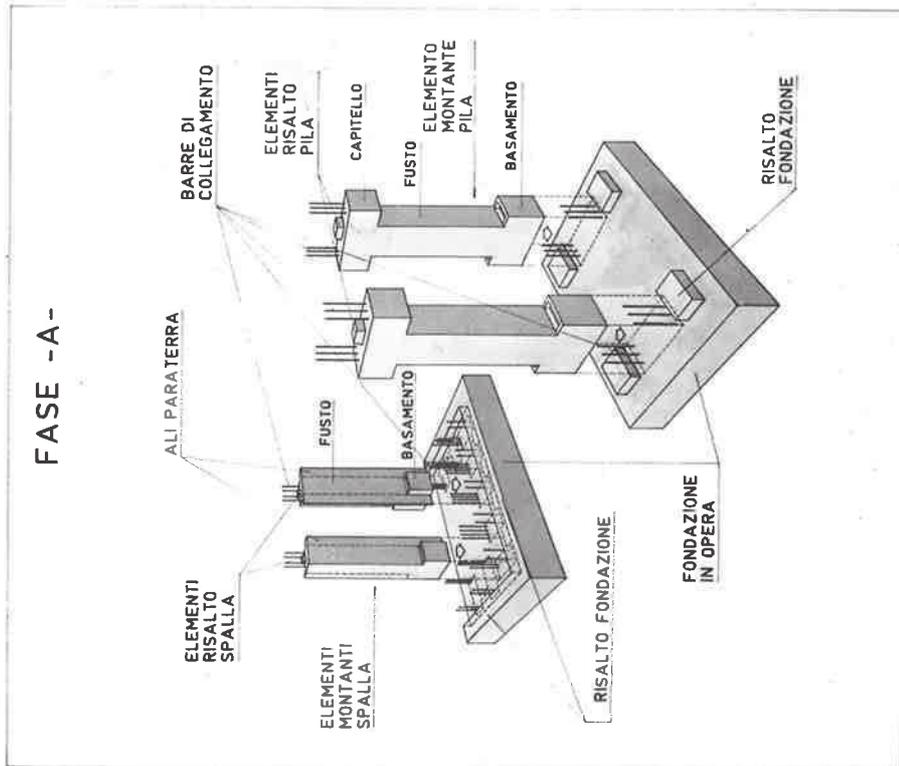
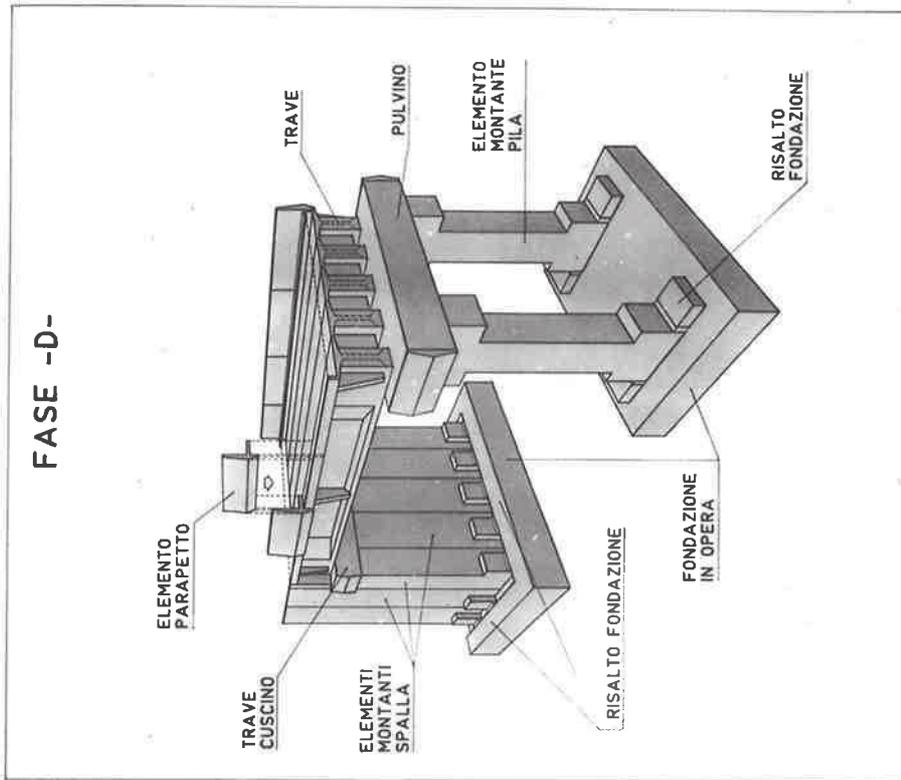


Fig. 9

SCHEMA DI MONTAGGIO
"PONTI PREFABBRICATI"

FASE -D-



SCHEMA DI MONTAGGIO
"PONTI PREFABBRICATI"

FASE -C-

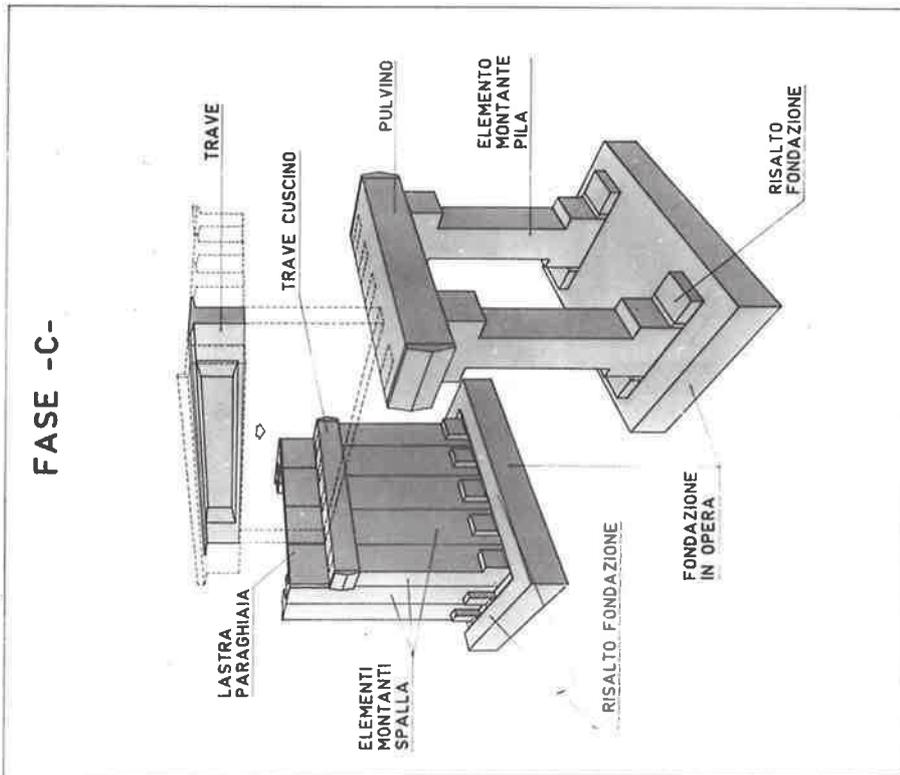
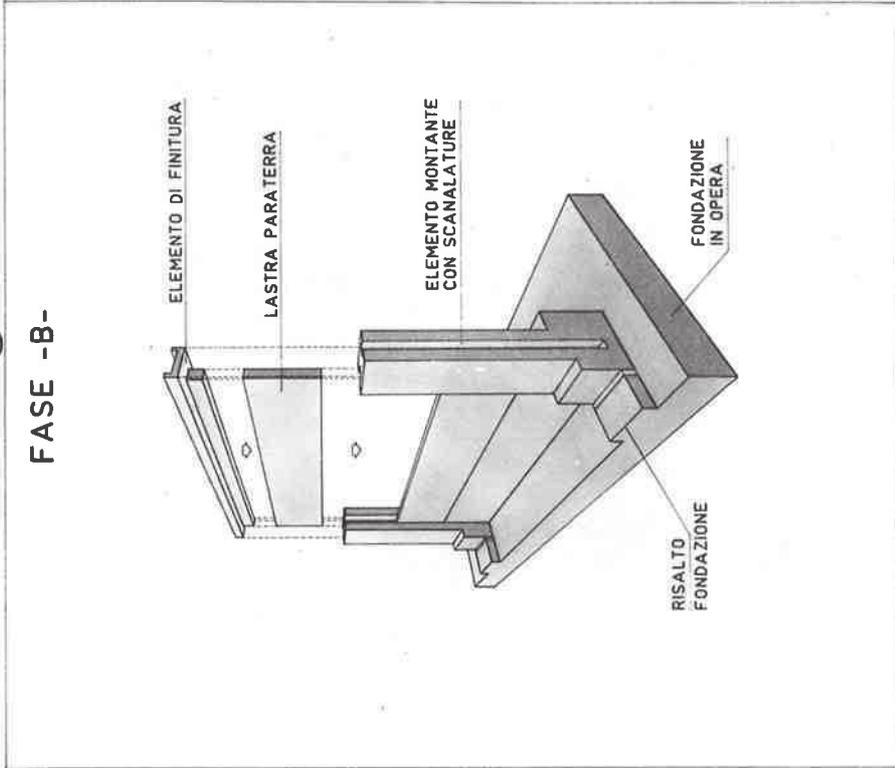


Fig. 10

SCHEMA DI MONTAGGIO
"MURI PARATERRA PREFABBRICATI"
TIPO (P)



SCHEMA DI MONTAGGIO
"MURI PARATERRA PREFABBRICATI"
TIPO (P)

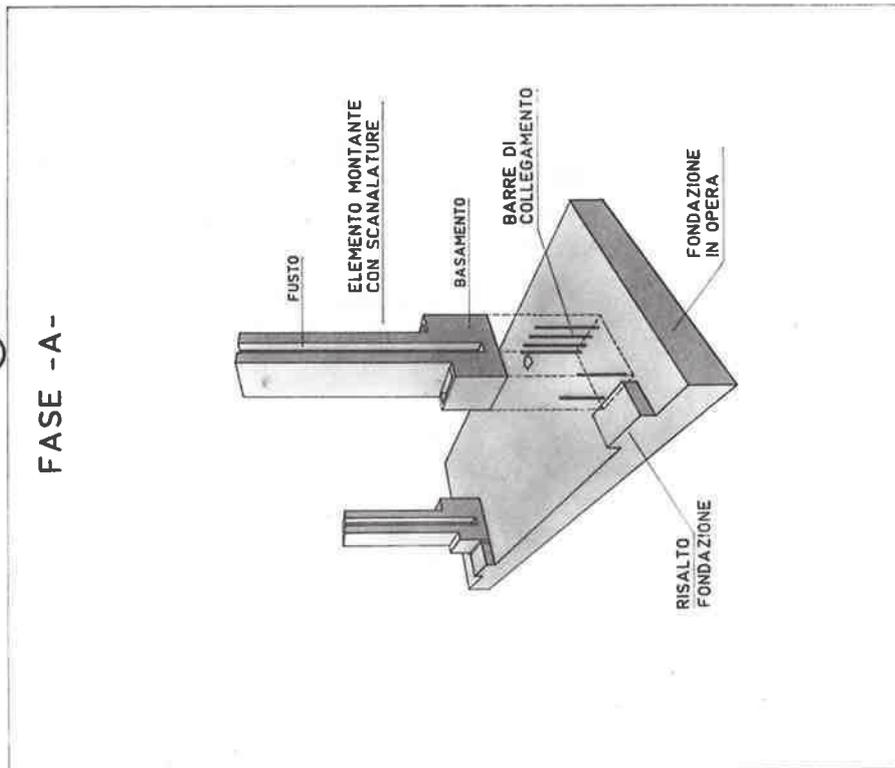
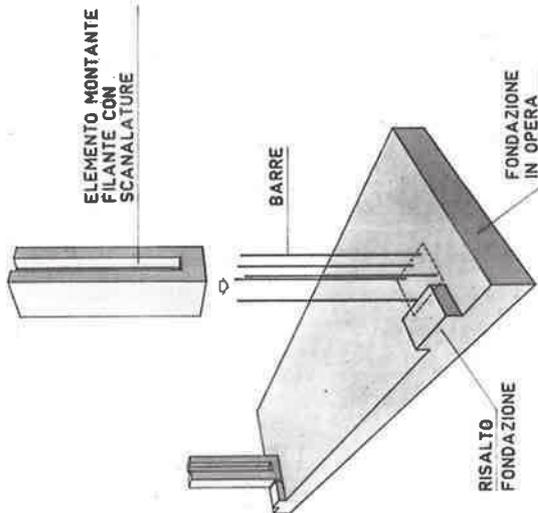


Fig. 11

SCHEMA DI MONTAGGIO
"MURI PARATERRA PREFABBRICATI"
TIPO (L)

FASE -A-



SCHEMA DI MONTAGGIO
"MURI PARATERRA PREFABBRICATI"
TIPO (L)

FASE -B-

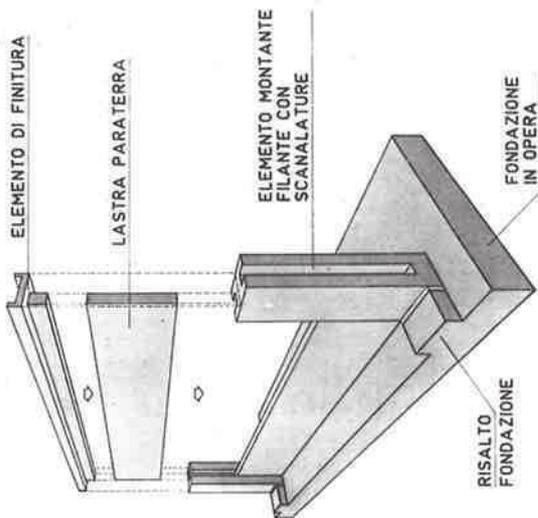




Fig. 13 Elementi spalla



Fig. 14 Elementi spalla



Fig. 15 Elementi spalla



Fig. 16 Elementi pila



Fig. 17 Elementi pila



Fig. 18 Elementi pila
e pulvino

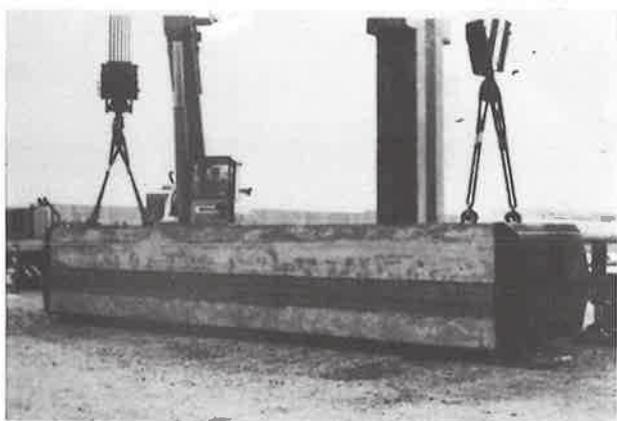


Fig. 19 Pulvino



Fig. 20 Pulvino

GRANDI ELEMENTI PREFABBRICATI PER LA COSTRUZIONE DI IMPALCATI

Gian Carlo Giuliani

Ingegnere Strutturista
Consulente REDESCO srl
Milano

SOMMARIO

Si descrivono le caratteristiche tecniche, economiche e costruttive di grandi piastre nervate, prefabbricate e precomprese, utilizzate per la costruzione di impalcati in numerosi edifici civili già realizzati.

SUMMARY

The article deals with the techniques, economics and erection features of large size precast prestressed ribbed plates, which were used as floor units in the construction of several civil buildings yet completed.

1. Generalità

Gli elementi prefabbricati sono realizzati con -piastre prefabbricate- a nervature incrociate (fig.1), che hanno dimensioni pari a quelle dei campi compresi fra i fili interni dei pilastri; i componenti strutturali per edifici multipiano sono ridotti a due:

- a) i pilastri, anch'essi spesso prefabbricati
- b) gli elementi di impalcato

Le piastre sono prefabbricate in cantiere in appositi casseri metallici autoreagenti per l'introduzione della pretensione realizzata a trefoli aderenti; per la posa in opera sono disponibili diversi metodi con caratteristiche adatte alle svariate tipologie degli edifici e dell'area di cantiere.

La tecnologia sopra succintamente descritta è stata ampiamente impiegata con successo dallo scrivente; per notizie più dettagliate si rimanda ai riferimenti I, II, III.

2. Vantaggi delle grandi piastre di impalcato

2.1 Oltre a tutti i vantaggi derivanti dalla prefabbricazione pressoché integrale di tutte le strutture, con conseguente riduzione dei tempi di costruzione e miglioramento della qualità dei manufatti, si possono evidenziare le seguenti prerogative particolari della soluzione:

2.2 Vantaggi strutturali:

- .1 elevata rigidità degli impalcati realizzati con elementi monolitici di dimensioni pari a quelle delle maglie strutturali.
- .2 uso razionale della pretensione che, agendo contemporaneamente all'intero peso proprio della piastra, consente la completa utilizzazione delle sezioni resistenti con conseguente riduzione delle deformazioni immediate ed a lungo termine.

.3 riduzione dei pesi propri delle strutture dovuti alla adozione di impalcati a piastra, in cui il carico dei campi è sopportato lungo l'intero perimetro; nel caso di evento sismico la limitazione delle masse è favorevole per il dimensionamento dell'intera struttura dell'edificio.

2.3 Altri vantaggi

- .1 aspetto estetico di grande pregio degli impalcati a vista che può essere opportunamente evidenziato nella architettura dell'edificio.(fig.2)
- .2 riduzione del riverbero acustico dovuto alle nervature delle piastre che rompono i fronti d'onda dei rumori.(fig.3)
- .4 facile installazione ed inserimento degli impianti nei vani fra le nervature.(fig.4)

2.4 Vantaggi economici.

Gli spessori medi di calcestruzzo necessari sono molto ridotti rispetto alla soluzione tradizionale con travi e solai; nella fig.5 sono riportati in ordinata tali spessori (mm) desunti dai numerosi progetti realizzati ed in ascissa il prodotto fra il carico totale Q (peso proprio + sovraccarichi) ed il rapporto K fra le dimensioni delle piastre.

Si ottengono ovviamente gli spessori minimi per piastra quadrata, mentre i valori corrispondenti ai valori inferiori di $K*Q$ non prevedono effetti di punzonamento locale ma distribuzione uniforme del carico.

3. Ulteriori dettagli

Le nervature delle piastre sono poste ad interassi multipli del modulo base in modo da consentire agevole sistemazione delle pareti mobili; se necessario per altre esigenze, tale interasse può comunque essere modificato.

In generale la distanza ottimale fra le nervature deriva dalle dimensioni dell'elemento, dall'entità del sovraccarico e dal tipo di questo (distribuito/concentrato, statico/dinamico).

Il collegamento delle piastre ai pilastri è realizzato (fig.6) mediante apparecchio di appoggio in spessore su mensole aggettanti dalle colonne; il vano fra elementi contigui è utilizzato per il getto in opera delle strutture orizzontali di controventamento dell'edificio che possono essere anche attraversate da fori verticali per impianti; le stesse predisposizioni sono normalmente attuate nelle nervature per i passaggi orizzontali.

4. Modalità di analisi degli elementi

Le piastre di impalcato sono normalmente analizzate con schematizzazione ad elementi finiti bidimensionali, a spessore costante (tipo shell) per le solette e per le nervature e con elementi monodimensionali (tipo truss) per i trefoli pretesi.

Lo stato di tensione prodotto dalla precompressione limita le trazioni e consente l'analisi lineare sopra descritta.

Le prove al vero mostrano sempre, ai valori di esercizio dei carichi, rigidità superiore a quella ottenuta per via teorica secondo l'analisi di cui sopra; la discordanza non è in generale imputabile ai valori del modulo elastico delle modalità di sperimentazione.

Molto probabilmente parte del carico confluisce direttamente sugli appoggi senza interessare le nervature centrali e la soletta.

È possibile il calcolo generale a rottura mediante formulazione derivata da quella delle linee di rottura ben nota per le piastre piene; allo stato attuale mancano adeguate conferme sperimentali in merito alla validità di tale assunzione.

5. Metodi di costruzione

- 5.1 Le dimensioni delle piastre impongono prefabbricazione a pie' d'opera entro cassero metallico autoreagente per la pretensione (fig. 7), o montato su basamento attrezzato per contrastare il tiro dei trefoli (fig. 8)
- 5.2 L'armatura e' costituita essenzialmente da rete elettrosaldata, sia per le nervature, sia per la soletta ed e' normalmente completamente prefabbricata (fig. 9-10).

La rete e' integrata con barre di rinforzo attorno ai fori delle nervature (fig. 9) ed in zone particolari della soletta (fig. 11).
- 5.3 Il getto avviene con benna e vibratori a cassero; nelle zone con maggiore armatura e' necessario vibratore ad immersione.
- 5.4 La maturazione avviene normalmente in ambiente di vapore saturo; l'uso di calcestruzzo preriscaldato a circa 40 C fornisce, dopo 8 ore, risultati migliori ed elimina l'insorgere delle autotensioni generate dal flusso di calore che procede dalle pareti verso l'interno della struttura.
- 5.5 Il rilascio dei trefoli avviene mediante martinetti idraulici (fig. 12)
- 5.6 Il disarmo avviene per abbassamento del cassero mentre il sollevamento e' normalmente effettuato con martinetti idraulici posti ai vertici delle piastre (fig. 17)
- 5.7 La rimozione della piastra dal luogo di getto ed il montaggio in opera avvengono con metodi differenziati in relazione alla tipologia dell'edificio in costruzione, allo spazio disponibile per il cantiere ed ai mezzi meccanici in dotazione all'impresa; come esemplificazione si riportano i seguenti procedimenti:
 - .1 trasporto a stoccaggio con cavalletto su binario (fig. 13) e montaggio con autogru (fig. 14) - rif. IV
 - .2 posa in quota con autogru su carrello di varo longitudinale montato su binario sopportato dall'impalcato sottostante (fig. 15-16) - rif V
 - .3 varo trasversale con cavalletto (fig. 17), varo longitudinale con carrello montato su binario (fig. 18), sollevamento in quota con martinetti idraulici a ricupero di trefolo (fig. 19-20) - rif. VI

6. Esempi di realizzazione

Le piastre nervate si prestano all'impiego in edifici di varia configurazione o possono costituirne semplici componenti, ad esempio per la realizzazione di soppalchi a grande portata per edifici ad uso commerciale od industriale (fig. 21).

Come esempi fra le maggiori opere edificate si rimanda ai riferimenti IV-V-VI, delle quali si riportano le planimetrie nelle fig. 22-23-24; per ognuna delle realizzazioni, la soluzione strutturale con piastre di impalcato e' risultata migliore, anche sotto l'aspetto economico, rispetto a quella con travi e solai

7. Conclusioni

L'uso delle grandi piastre nervate, prefabbricate e precomprese come elementi autoportanti di impalcato e' risultata una soluzione tecnicamente ed economicamente valida nei casi in cui sono richiesti sovraccarichi elevati su luci medio-grandi e per superfici che consentano l'ammortamento delle attrezzature speciali necessarie per il getto e la movimentazione.

8. Bibliografia e riferimenti

- I - Gian Carlo Giuliani: Uso di grandi elementi bidimensionali di impalcato nella costruzione di edifici prefabbricati
Aitec- L'industria Italiana del Cemento N. 3/84
- II- Gian Carlo Giuliani: Laboratori Poli a Rozzano
Aitec- L'industria Italiana del Cemento N. 1/86
- III-Gian Carlo Giuliani: Spatial Floor Structures for Buildings: reasons, analysis, form, construction.
IASS - International Symposium on Membrane Structures and Space Frames -Osaka sett.1986.
- IV -Edificio Messaggerie Italiane - Milano - Impresa Carbone - Milano - 1978
dimensioni piastre 9.97x8.80x0.60 su 3 impalcati in parte a sbalzo per m. 8.80;sovraccarico 7.0 kN.mq
- V -Edificio Ricordi - Milano - Impresa Sice - Milano - 1982
dimensioni piastre 5.00x8.00x0.50 su 5 impalcati;sovraccarico 15 kN/mq
- VI -Laboratori Poli a Rozzano - (Milano) - Impresa Cividini- Dalmine -1984
dimensioni piastre 8.40x7.20x0.60 su 4 impalcati;sovraccarico 13 kN/mq

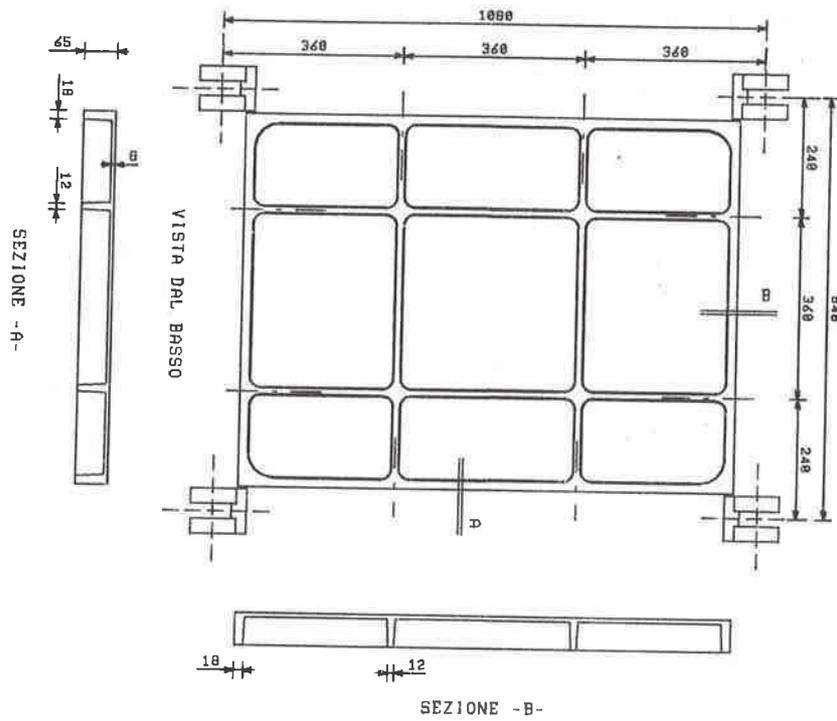


fig.1 pianta e sezioni di una piastra di dimensioni 10.80x8.40x0.65

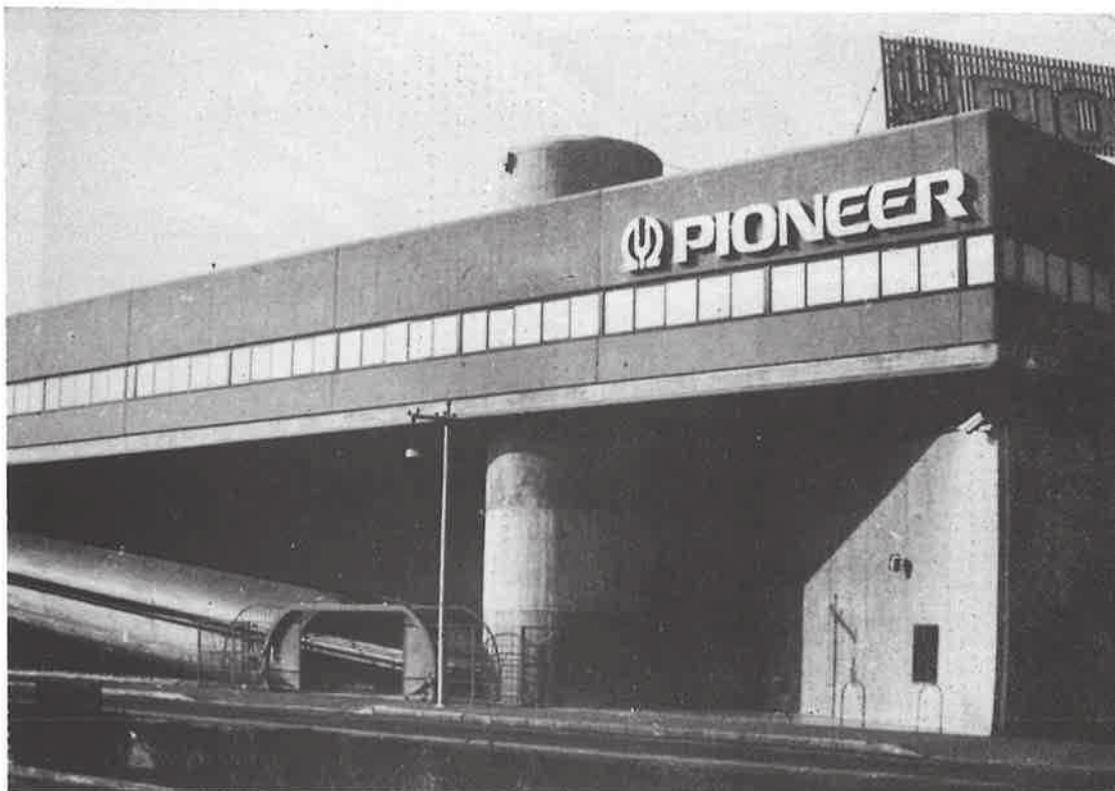


fig.2 esempio di piastre incorporate in una struttura complessa in parte a sbalzo - rif. IV



fig.3 esempio di piastre lasciate a vista - rif. IV

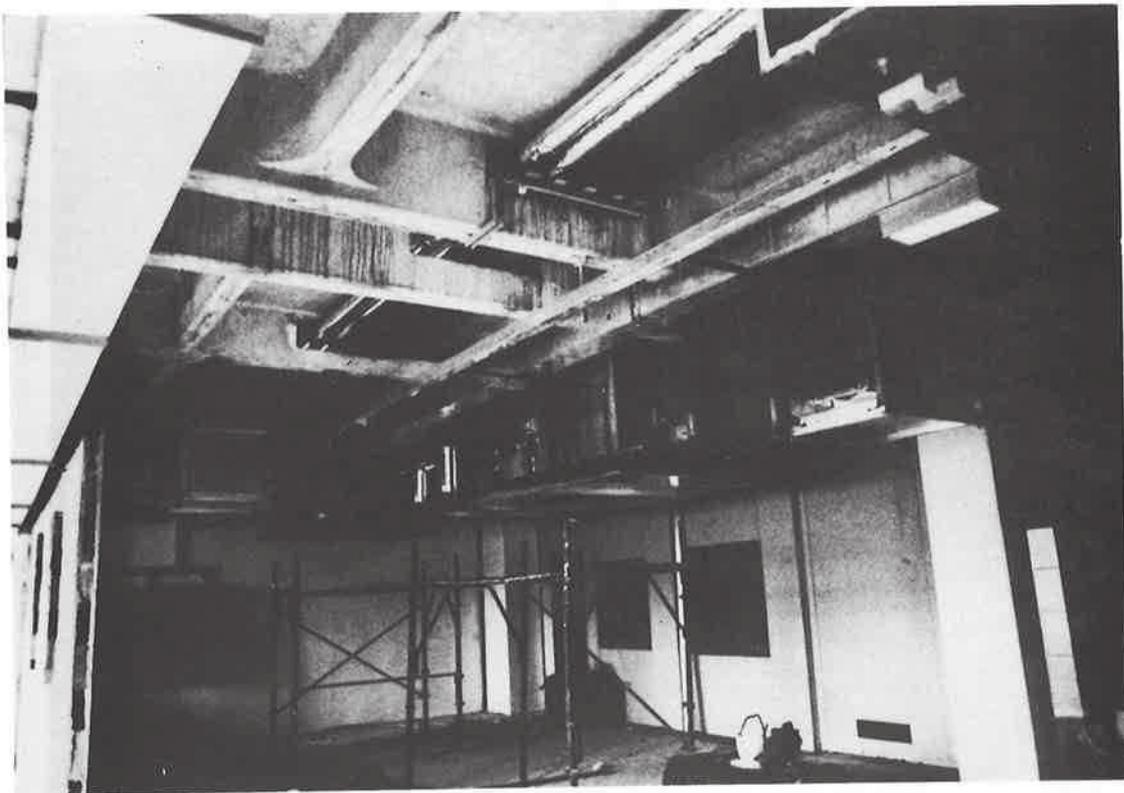


fig.4 esempio alloggiamento impianti e passaggi - rif. VI

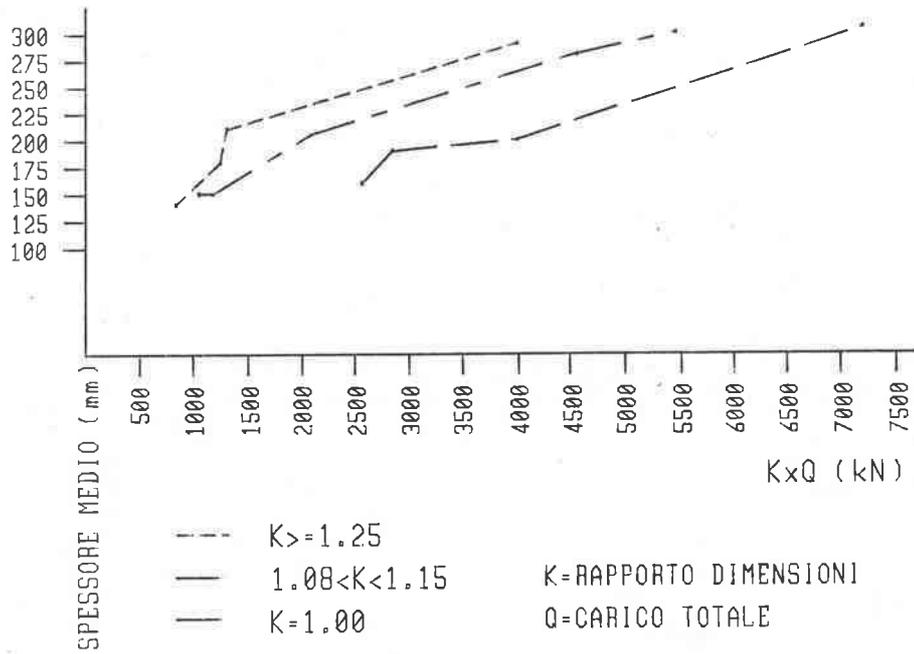


fig.5 diagrammi spessori medi in funzione del prodotto KxQ e per vari K

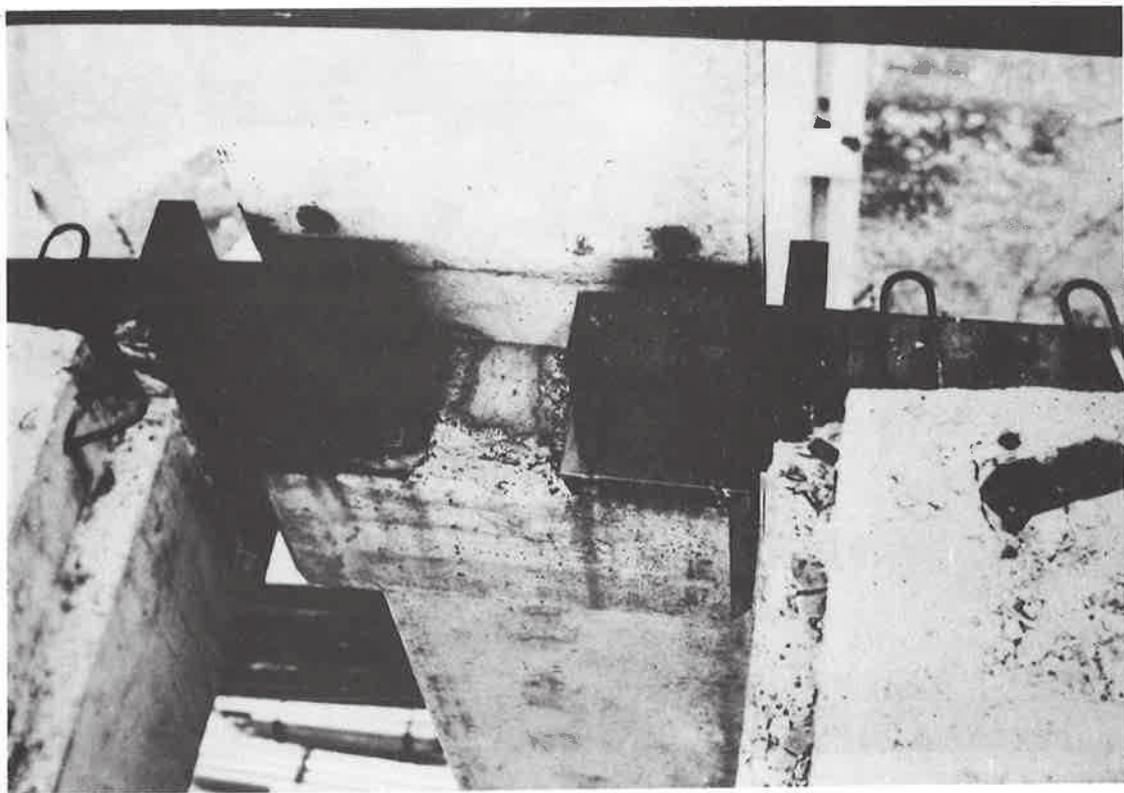


fig.6 apparecchi di appoggio in teflon neoprene

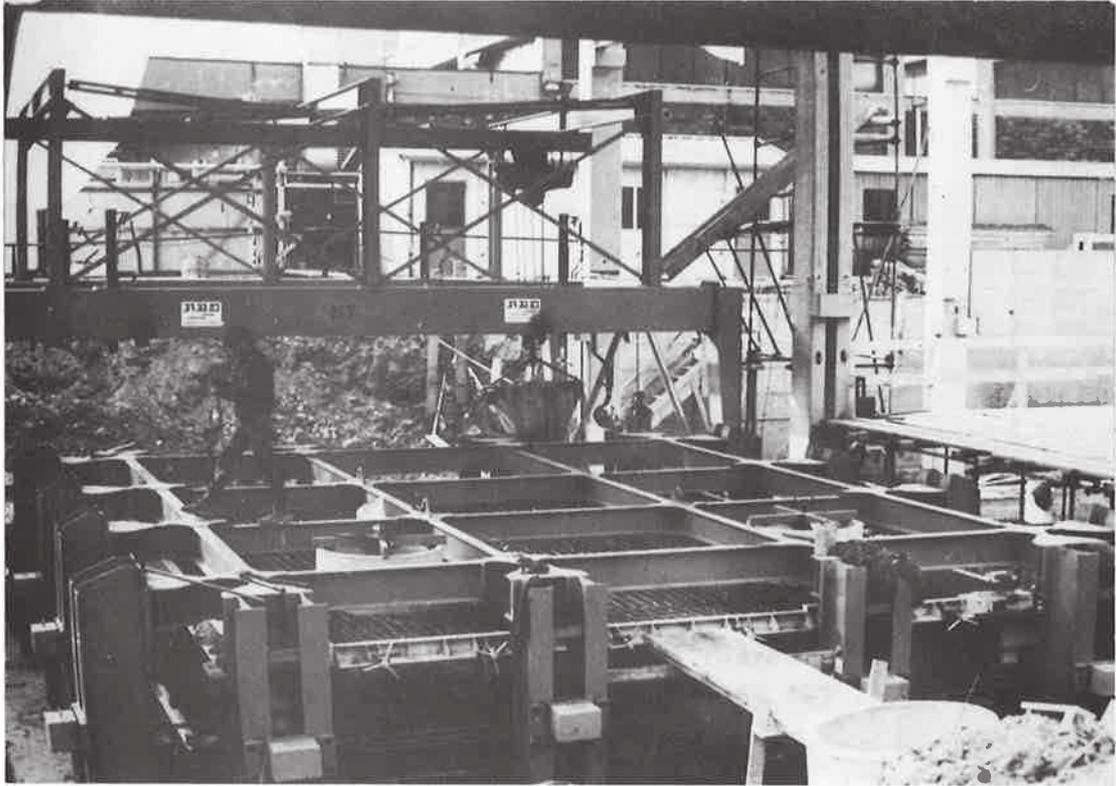


fig.7 cassero autoreagente

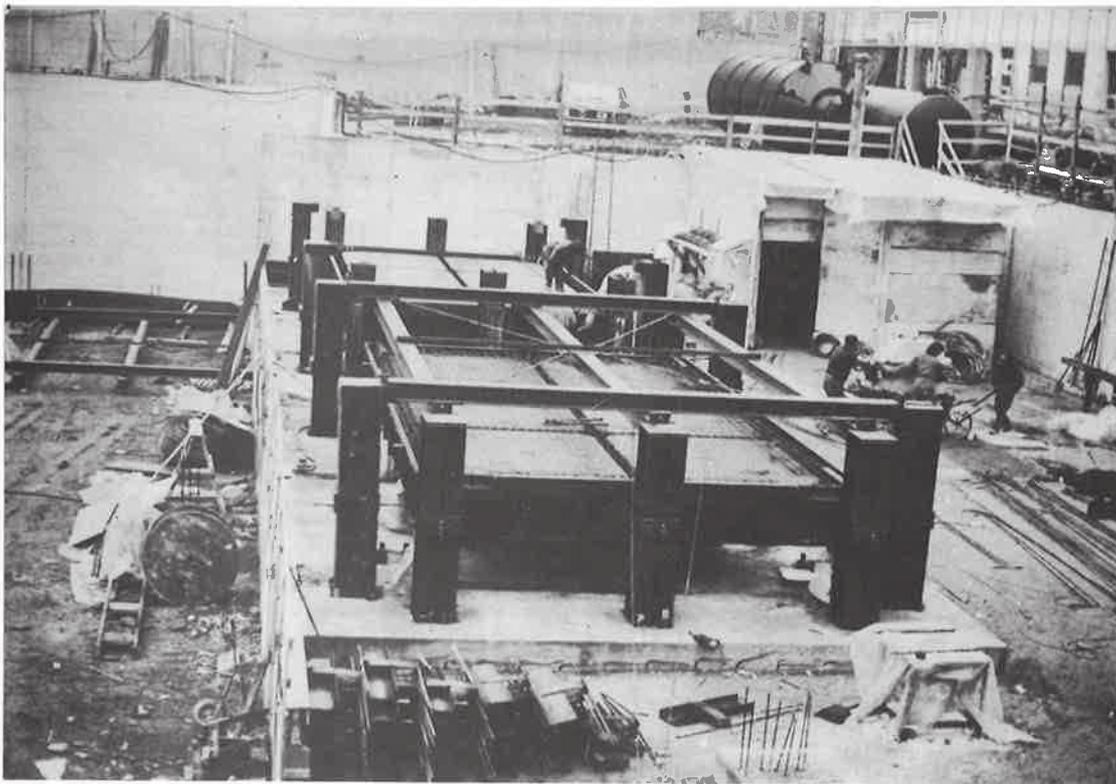


fig.8 cassero su basamento

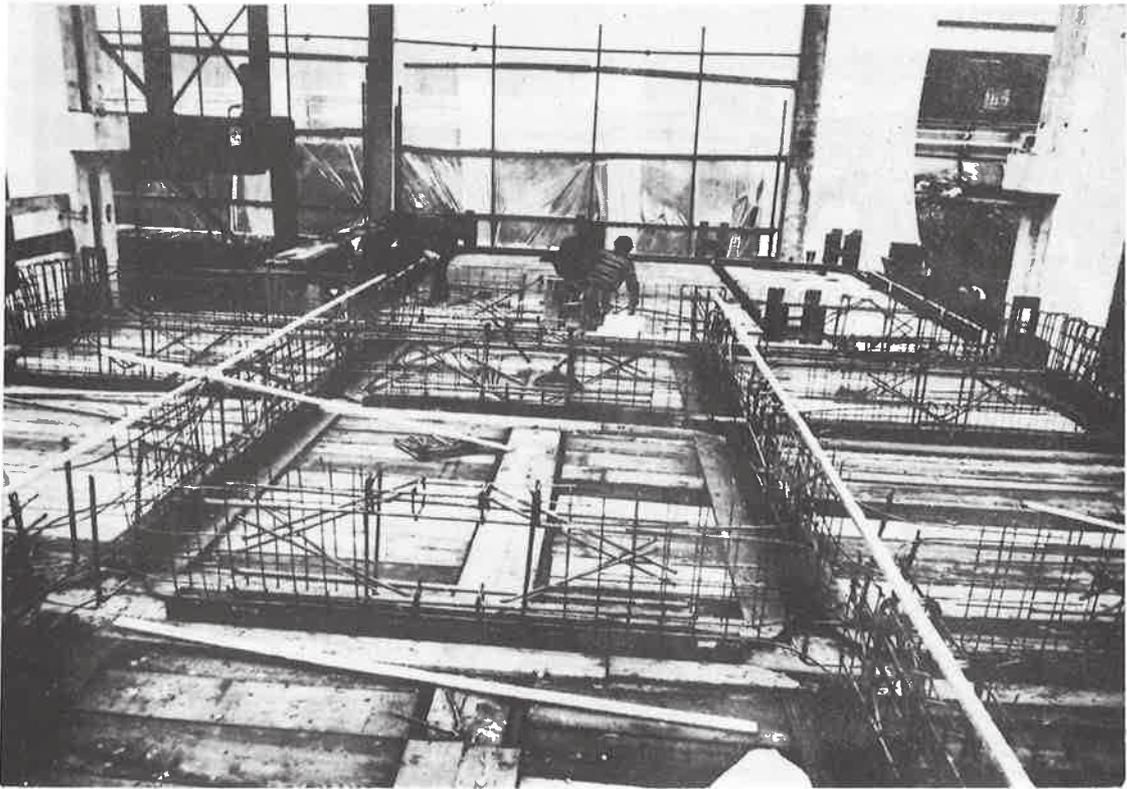


fig.9 prefabbricazione armatura con rete e barre attorno ai fori nervature

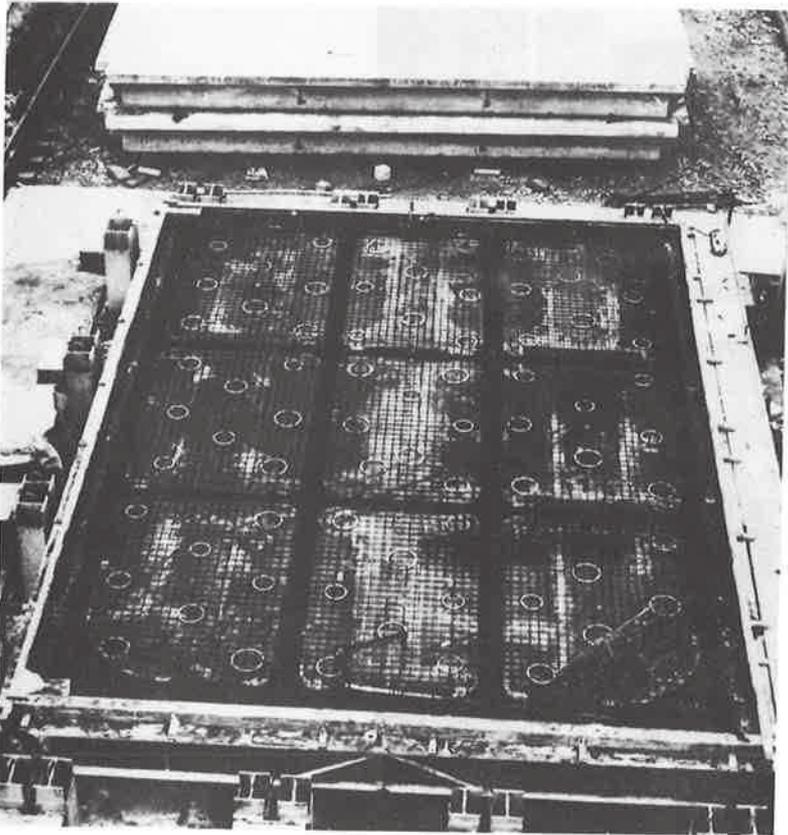


fig.10 armatura in posizione

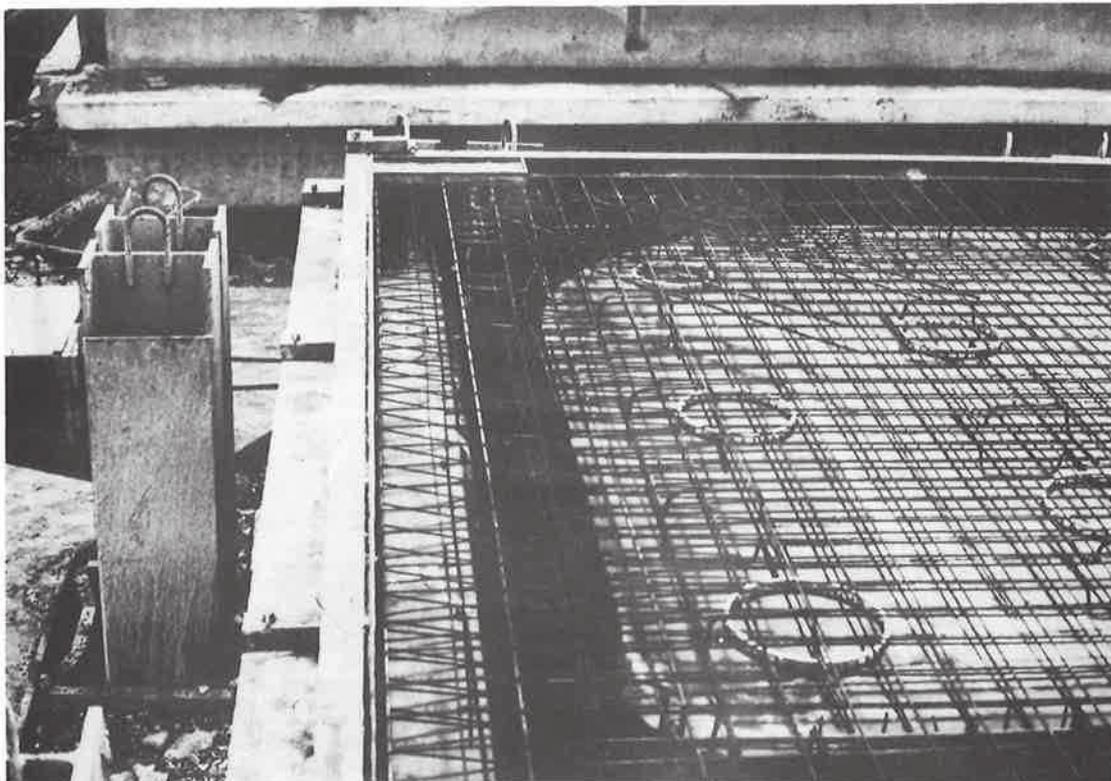


fig.11 rinforzi locali armatura

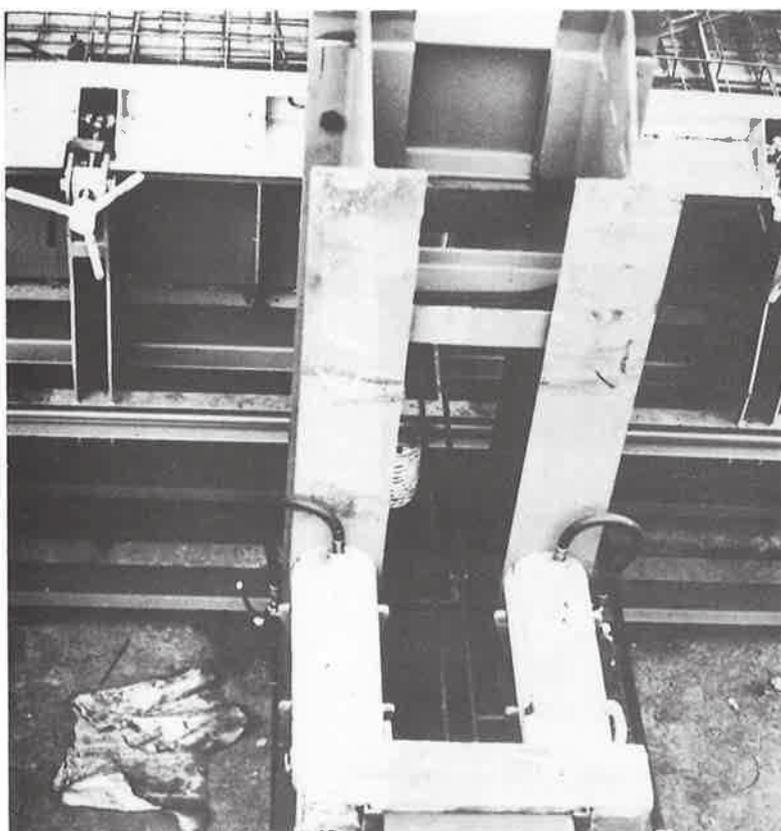


fig.12 rilascio trefoli con martinetti

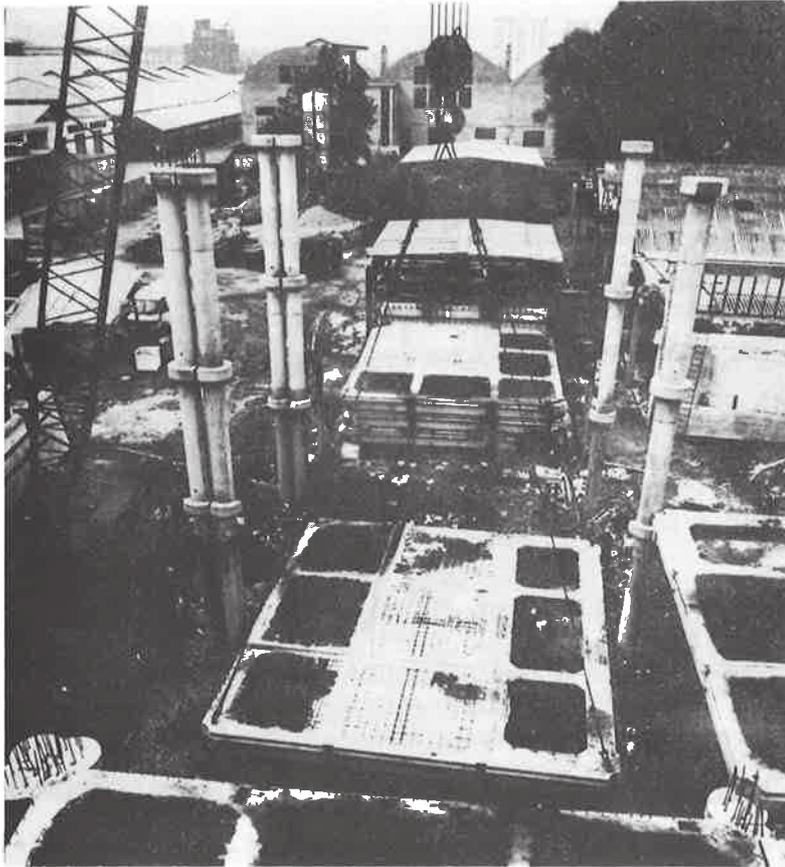


fig.13 movimentazione piastre con cavalletto su binario - rif. IV

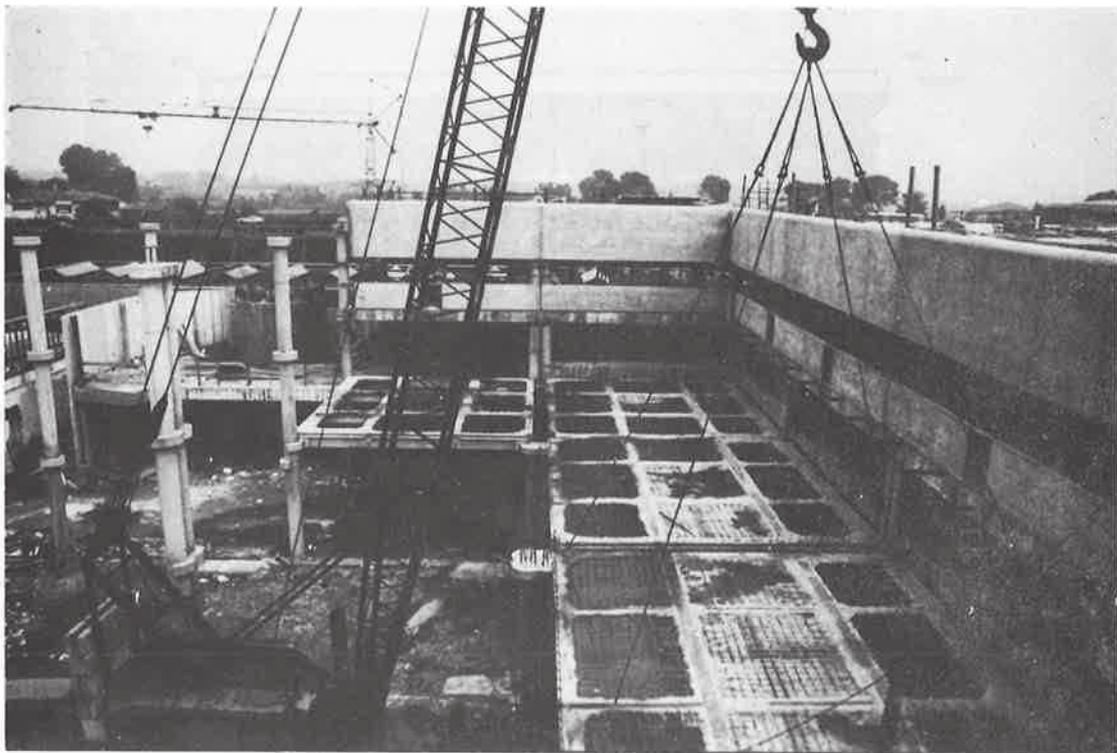


fig.14 montaggio con autogru - rif. IV

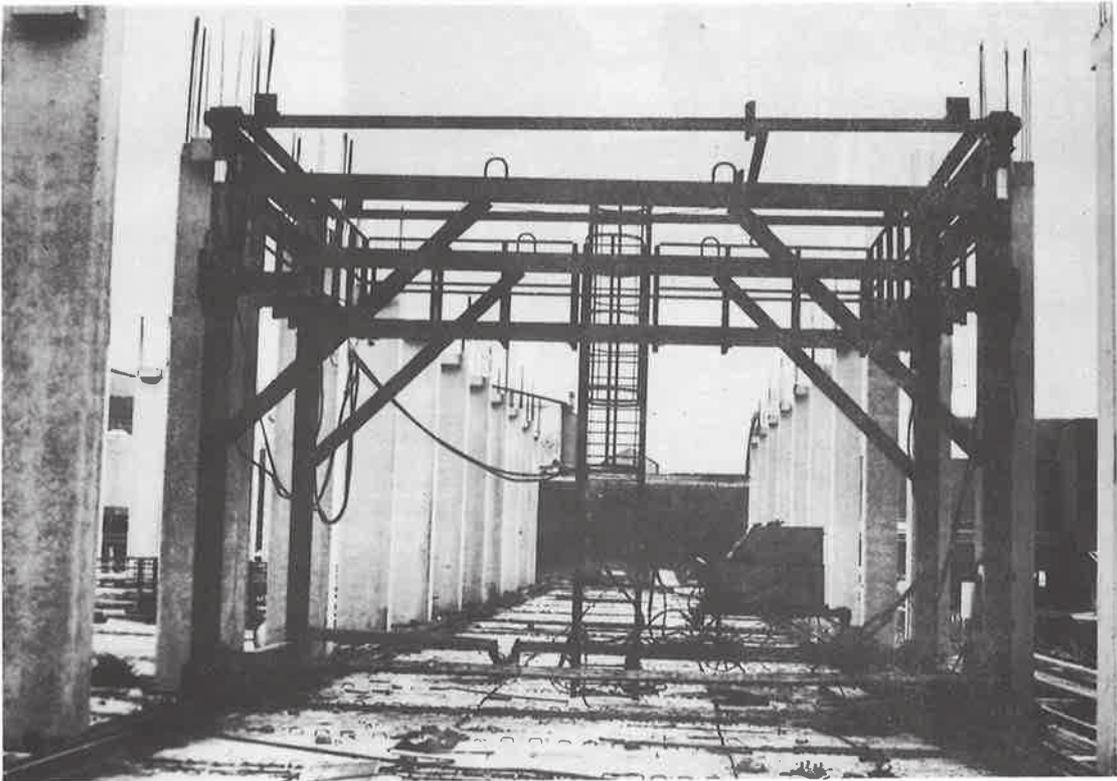


fig.15 cavalletto per varo longitudinale in quota - rif. V

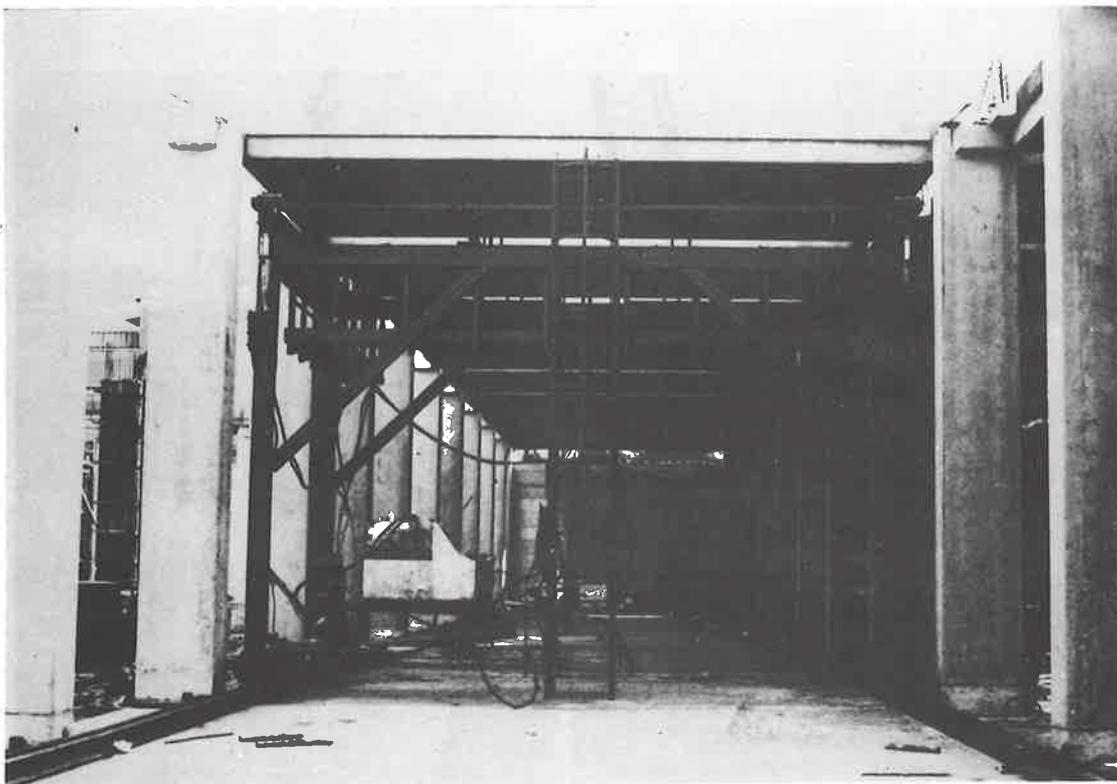


fig.16 piastra varata longitudinalmente - rif. V

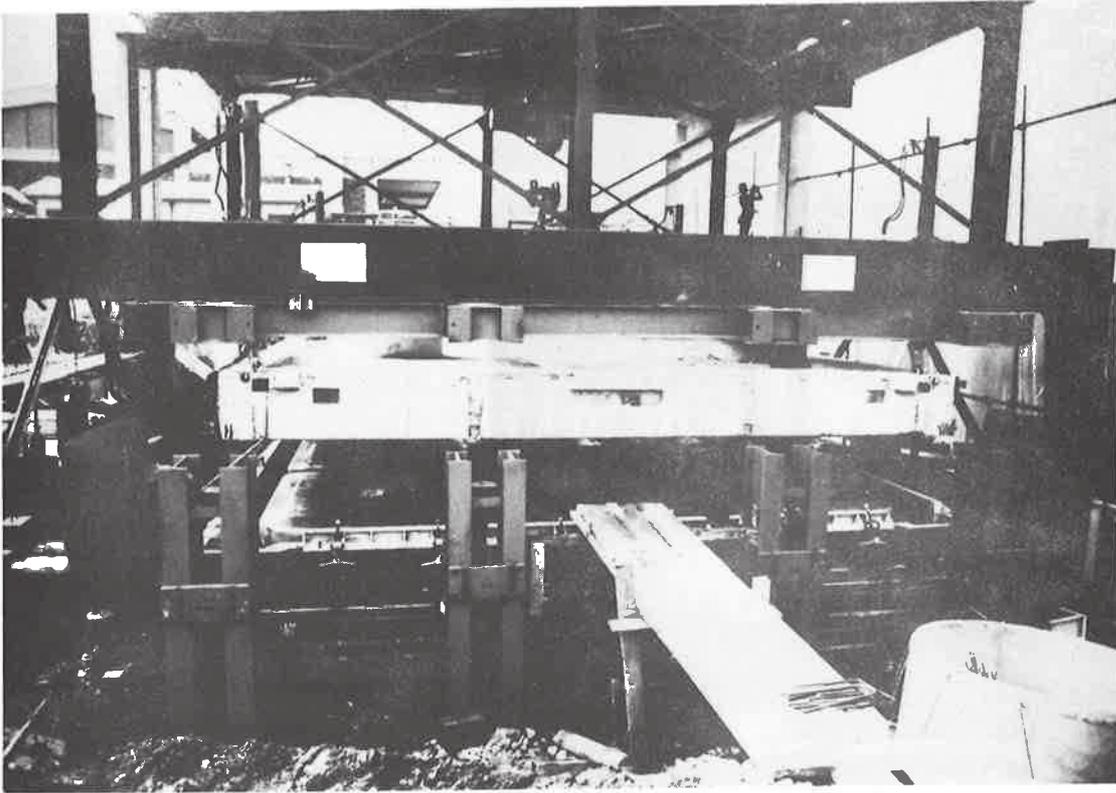


fig.17 sollevamento con martinetti e varo trasversale con cavalletto - rif. VI

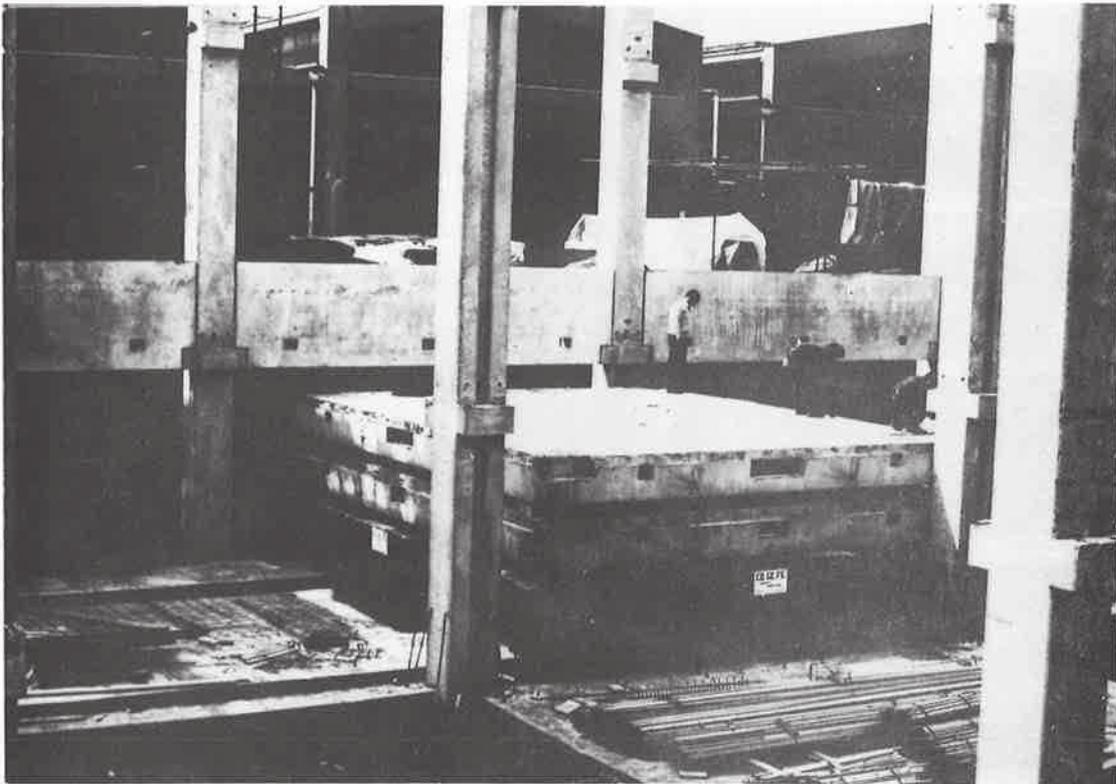


fig.18 varo longitudinale con carrello - rif. VI

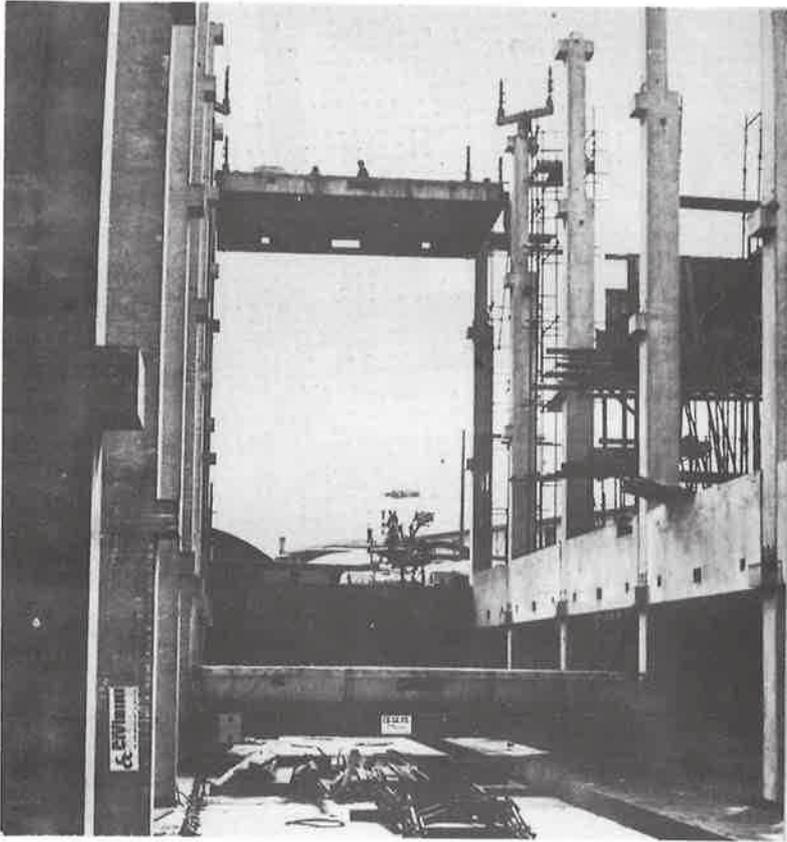


fig.19 sollevamento in quota
con martinetti a ricu-
pero di trefolo - rif. VI

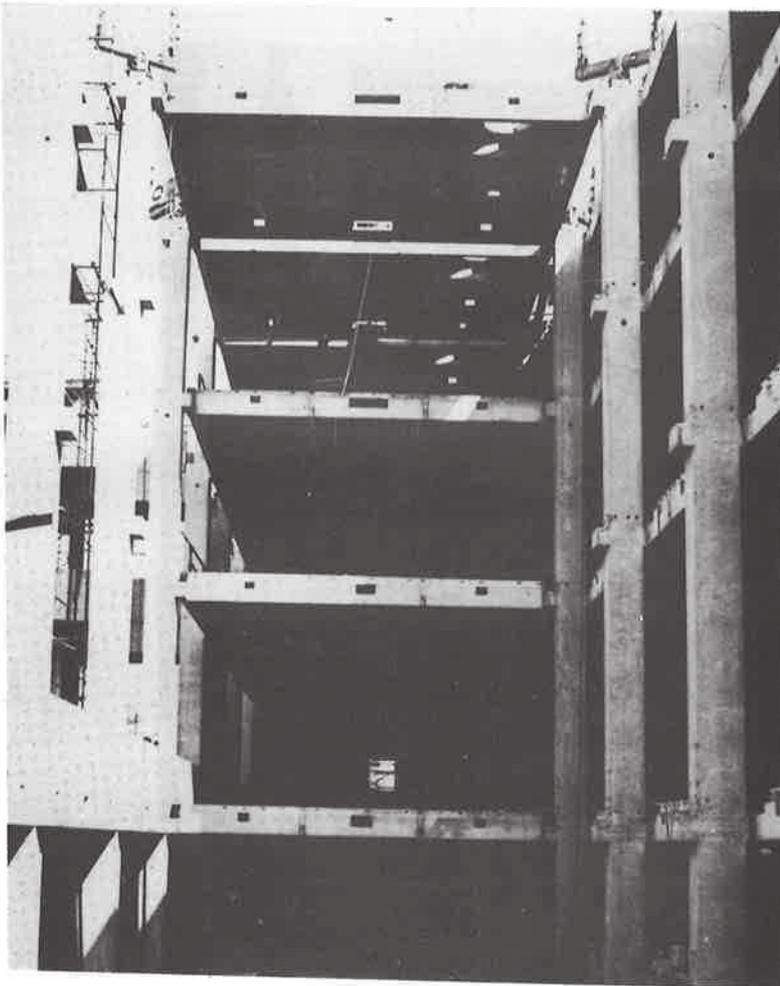


fig.20 piastre per 4 impalcati
- rif. VI

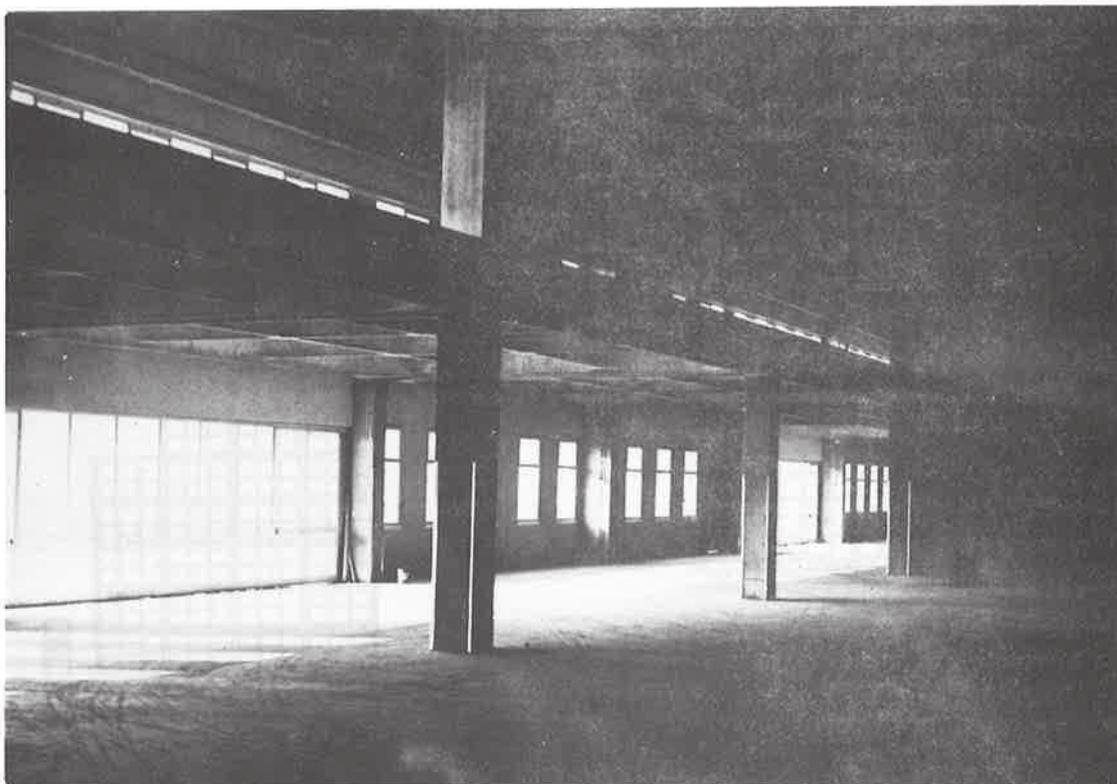


fig.21a piastra per soppalco

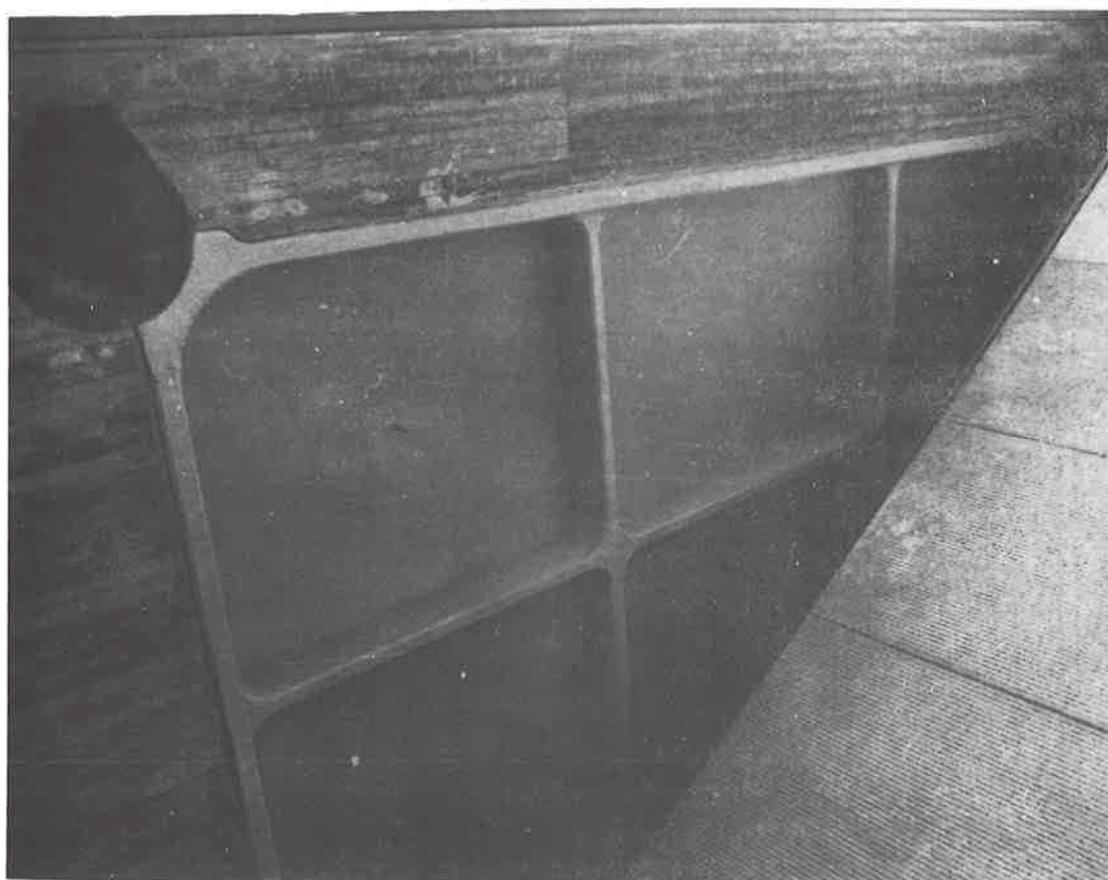


fig 21b piastra sospesa

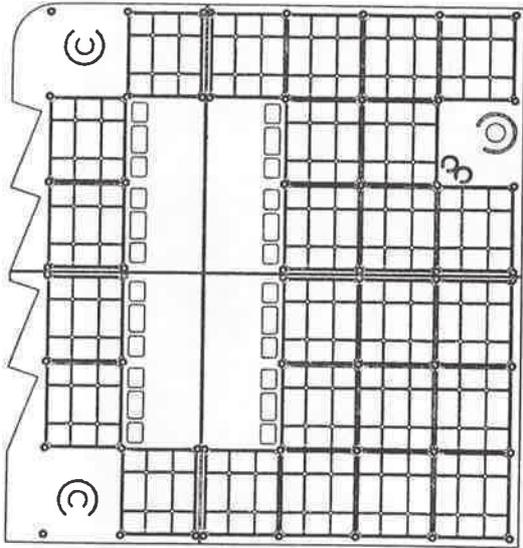


fig.22 pianta piani superiori edificio
Messaggerie Italiane - rif. IV

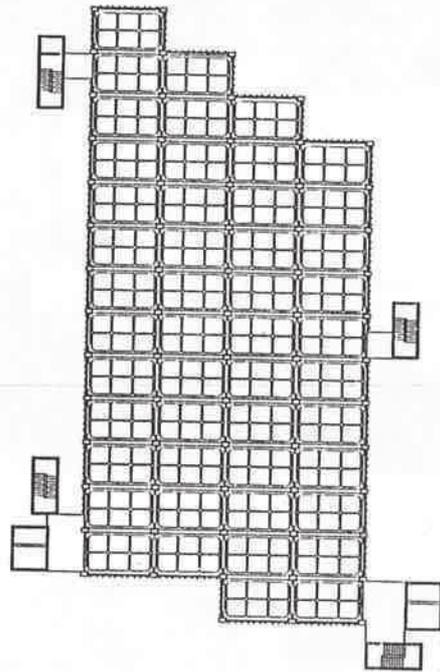


fig.23 pianta piano tipo
edificio Ricordi - rif. V

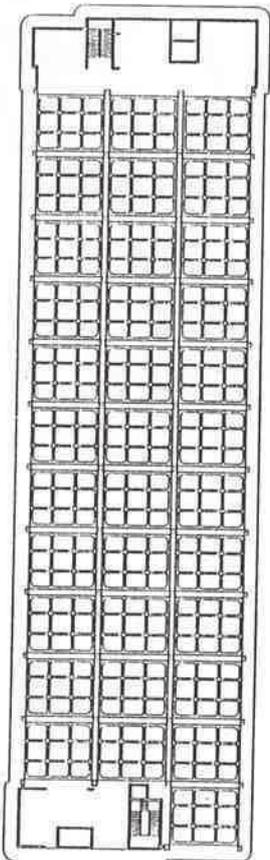


fig.24 pianta piano
tipo laboratorio
Poli
- rif. VI

PREFABBRICAZIONE PESANTE IN CANTIERE

Giorgio Macchi, Gianluca Papini, Dante Sangalli

Studio Tecnico
MILANO

SOMMARIO

La prefabbricazione in cantiere puo' costituire una valida alternativa alla prefabbricazione in stabilimento quando si verificano particolari condizioni di ripetitivita' e ristretti tempi di esecuzione. Allora, le maggiori liberta' di progettazione che essa consente possono condurre ad interessanti soluzioni, sostanzialmente diverse da quelle standard.

SUMMARY

Prefabrication on site may be a convenient alternative to prefabrication in factories, when a large number of similar units has to be produced in a limited time. Then, an higher freedom in design can lead to highly interesting solutions in comparison to standard precast structures.

1. MOTIVAZIONI DI UNA PREFABBRICAZIONE IN CANTIERE

La prefabbricazione in stabilimento e' una tecnica che ha raggiunto ormai da almeno due decenni una stabile configurazione in termini di standardizzazione tecnica e di convenienza economica. I vantaggi di una spinta industrializzazione, accompagnata da una concorrenza commerciale su prodotti sostanzialmente simili, hanno condotto a costi di produzione molto contenuti; allo stesso tempo, le condizioni favorevoli di produzione e l'elevata ripetitivita' hanno indubbiamente contribuito a realizzare una eccellente qualita' dei calcestruzzi, sia in termini di resistenza che di compattezza.

Tuttavia, i costi di trasporto e montaggio dei prefabbricati sono nel frattempo notevolmente cresciuti, e quando le esigenze di una continuita' di sfruttamento delle attrezzature induce ad accettare commesse da realizzarsi a notevoli distanze, il costo del trasporto riduce in modo sostanziale i margini di convenienza.

D'altro canto, i vincoli della concorrenza, particolarmente per l'edilizia industriale, hanno condotto a standardizzare le sezioni resistenti riducendole a limiti tali (in termini di spessori delle membrature e di ricoprimenti delle armature) da poter essere accettati solo per costruzioni nelle quali si ricerchi il minimo costo iniziale, a scapito spesso della conservazione nel tempo.

Tali caratteristiche, praticamente non modificabili per la singola commessa, fanno spesso considerare inadatto il componente prefabbricato quando si ricercano caratteristiche di qualita' superiori ai minimi, in considerazione del fatto che un elevato investimento globale in un impianto industriale esige anche nella struttura elevate caratteristiche di durata ed assenza di interruzioni della attivita' per sostanziali manutenzioni o riparazioni nel tempo.

Si aggiunga che la ricerca dei minimi tempi di produzione si accompagna spesso a difetti dei manufatti e a conseguenti difetti della intera costruzione:

- per insufficiente maturazione del calcestruzzo all'atto del rilascio delle armature pretese, con conseguenti slittamenti delle armature in testata, fessurazioni delle zone di ancoraggio, inflessioni dovute alla viscosita' che si incrementano per mesi o per anni,
- per mancato rispetto delle tolleranze geometriche.

Tali difetti si ripercuotono anche sugli elementi non strutturali, quali gli apparecchi di appoggio, i giunti di dilatazione, le impermeabilizzazioni, i pluviali, sensibili alle variazioni geometriche dei manufatti nel tempo. Purtroppo non tutte le Ditte produttrici eliminano i manufatti difettosi; spesso essi sono ugualmente consegnati e posti in opera, talora sotto la spinta dell'urgenza.

Avviene poi che, proprio quando la realizzazione di una grande superficie coperta da' occasione per una elevata ripetizione di elementi uguali e per l'utilizzazione di esistenti impianti di grande potenzialita', non risulta conveniente per lo stabilimento impegnare le proprie potenzialita' per un periodo troppo prolungato per un solo prodotto e per una sola commessa, preferendosi servire una clientela differenziata. Si e' avuto occasione di rilevare piu' di una volta tale atteggiamento.

Si verifica allora, sia per indisponibilita' degli stabilimenti, sia per inadeguatezza qualitativa dei prodotti di normale produzione, che si creano le condizioni favorevoli per organizzare una prefabbricazione in cantiere. L'elevata ripetizione consente di ammortizzare totalmente sul singolo lavoro speciali casseri meccanizzati, in grado di garantire la stessa produttivita' realizzabile in stabilimento, la continuita' di produzione anche in condizioni atmosferiche sfavorevoli, la qualita' del prodotto. Se ne ottiene inoltre il vantaggio di un piu' diretto controllo della Direzione Lavori, del controllo dei tempi, del coordinamento con il montaggio.

Il vantaggio piu' apprezzabile, tuttavia, e' quello della maggior liberta' della progettazione, che puo' abbandonare gli schemi delle strutture standardizzate, ed i loro vincoli dimensionali imposti dal trasporto su strada, impegnandosi nella ideazione di strutture piu' adatte alle esigenze del singolo caso, realizzando per esempio configurazioni particolarmente adatte agli impianti da installarsi nell'edificio.

2. STRUTTURE DI COPERTURA A PIASTRA

Una delle tipologie piu' convenienti, quando si possa trarre vantaggio dalla liberta' di concezione che consente la prefabbricazione in cantiere, e' quella delle piastre nervate, preferibilmente precomprese ad armature scorrevoli (Fig. 1).

Le piastre nervate consentono infatti di ricoprire aree di lavorazione per alte tecnologie, che richiedono maglie quadrate o rettangolari con luci

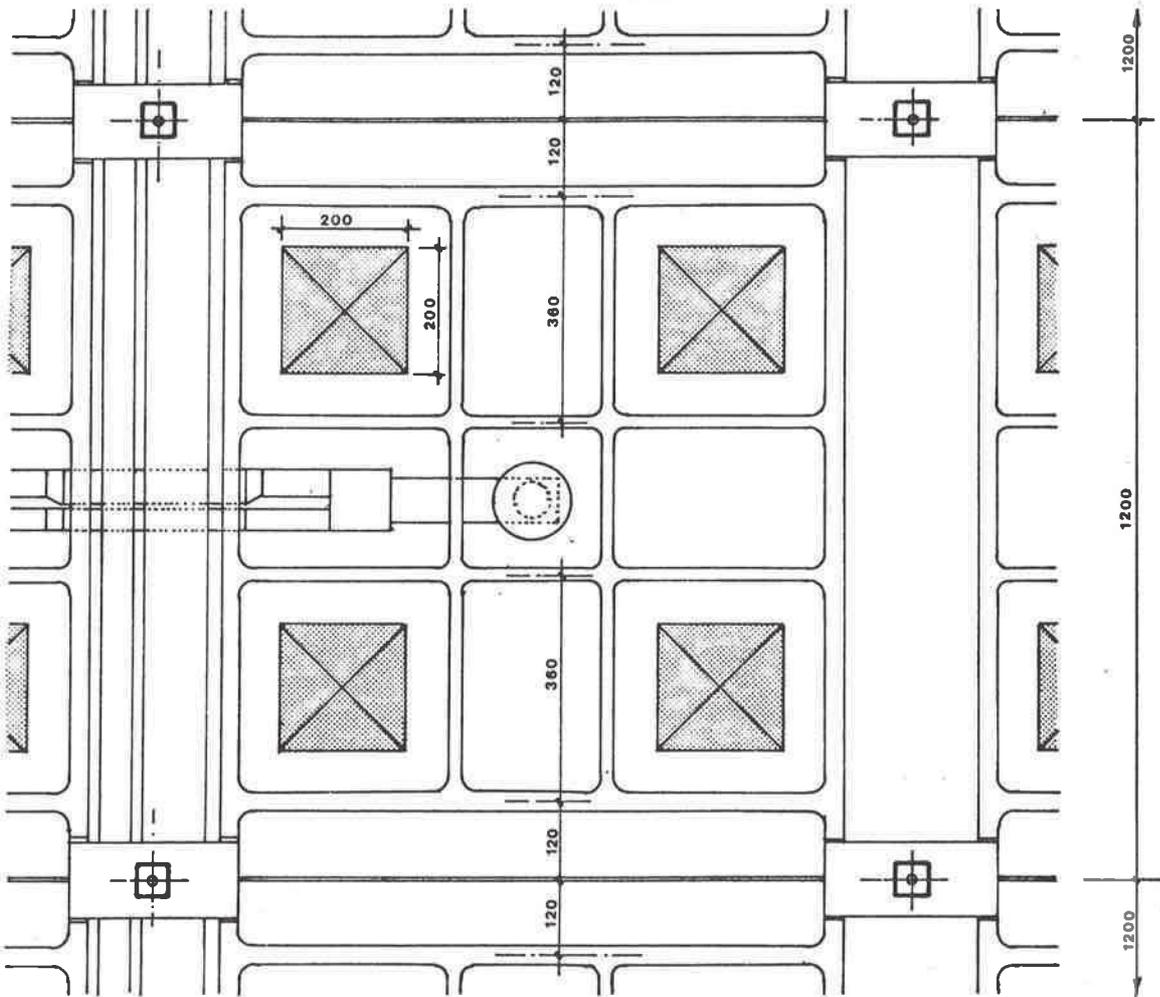


FIG.1 - Soffittatura del sistema di piastre

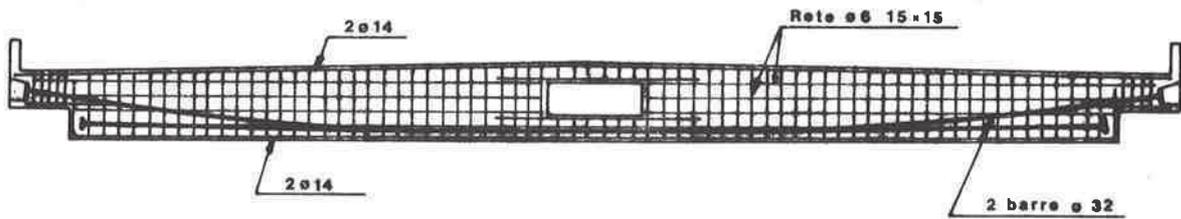


FIG.2 - Nervatura portante con foro per canali dell'aria

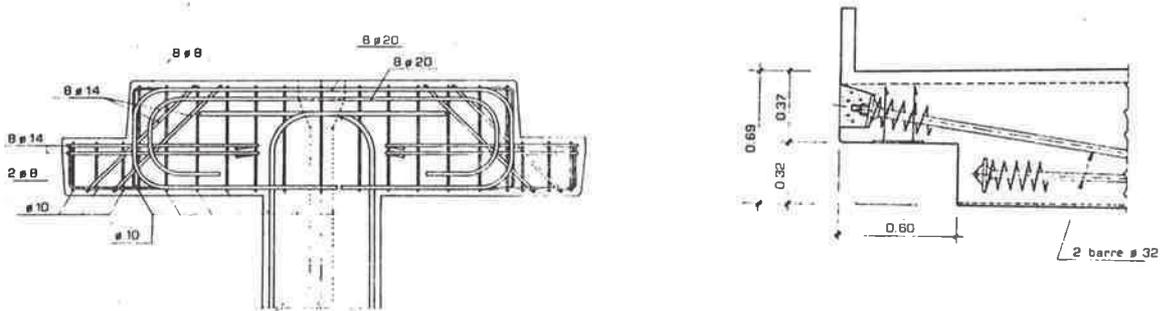


FIG.3a.b - Denti sul pilastro e sulla nervatura della piastra

comprese tra i 12 ed i 18 metri, contenendo al minimo lo spessore della struttura, ed utilizzandone anzi convenientemente lo spazio.

Le lavorazioni di tipo avanzato non richiedono infatti grandi luci libere, ma modularita' e potenzialita' di continua trasformazione. La loro piu' rilevante caratteristica, tuttavia, risiede nell'elevato investimento in impianti tecnologici, particolarmente negli impianti di condizionamento dell'aria, e negli elevati costi di gestione degli impianti stessi. Dato dunque un sottotrave libero (di solito inferiore a 5 metri), ogni volume aggiuntivo interno deve essere ridotto al minimo, per l'elevato costo del suo (inutile) condizionamento; a conti fatti, un accurato bilancio costi-benefici consente di concludere che sono disponibili notevoli risorse per ridurre l'altezza d'ingombro della struttura, tenuto conto dell'attuale ridottissima incidenza dei costi della struttura rispetto ai costi totali.

Le piastre a nervature incrociate, quali quelle presentate nelle figure, si prestano nel modo migliore a minimizzare l'altezza, siano esse in cemento armato od in precompresso; la precompressione (a barre scorrevoli di diametro 32 mm) e' stata introdotta soprattutto per ottimizzare le condizioni di appoggio puntuale sui pilastri. L'inclinazione della barra nel dente di appoggio e la precisa localizzazione dell'ancoraggio (garantita dalla piastra di acciaio) hanno consentito di contenere nello spessore anche il dente di appoggio e il capitello del pilastro, senza interruzione del piano di sottotrave, che delimita cosi' un volume utile totalmente libero. Le difficolta' di garantire la resistenza al taglio sulle testate di strutture precomprese ad armature aderenti non avrebbero consentito di fare altrettanto.

La precompressione si e' naturalmente mostrata preziosa anche nel favorire la autoportanza delle piastre senza microfessurazioni.

Ben piu' apprezzabili risultano pero' i vantaggi della soluzione, se si considerano le localizzazioni nello spessore degli ingombranti impianti di trattamento dell'aria.

Nel caso specifico, che puo' essere considerato tipico di vaste aree industriali di lavorazione (superiori ai 10.000 mq), aria calda ed aria fredda sono prodotte in unita' a terra, che servono circa 4.000 mq ciascuna. Da tali unita' l'aria sale in copertura, e viene distribuita in grandi dorsali disposte ogni 24 m. La particolare collocazione delle nervature di bordo delle piastre di copertura consente l'alloggiamento dei canali dorsali in speciali spazi formati da gusci prefabbricati.

Per ciascun modulo di 12 x 12 m aria calda e fredda vengono prelevate dalle dorsali mediante canali che viaggiano nello spessore della copertura, miscelate e poi diffuse al centro del modulo; tutte le apparecchiature sono installate in vani predisposti nelle piastre di copertura, nelle cui nervature sono previsti fori per i passaggi (Figg. 2 e 5). In tal modo si realizza una effettiva integrazione tra la struttura e l'organismo edilizio, e l'altezza interna tra sottotrave e intradosso della piastra, pur essendo convenientemente sfruttata come detto, si riduce a soli 60 - 70 cm.

I numerosissimi altri impianti del fabbricato (sprinklers, impianti elettrici, telecomunicazioni, ecc.) utilizzano una seconda serie di dorsali, anch'esse all'interasse di 24 m, e si sviluppano pure nello spessore della copertura.

Altri particolari costruttivi, specialmente edilizi, sono

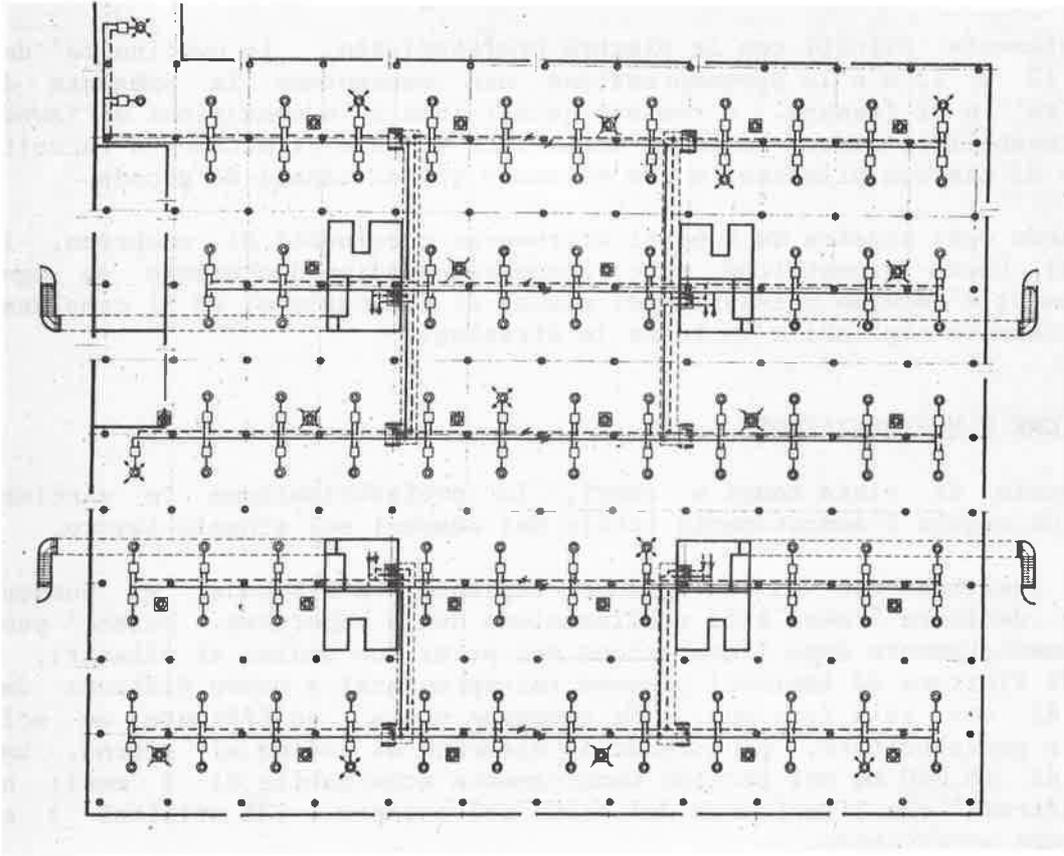


FIG.4 - Distribuzione dell'aria condizionata

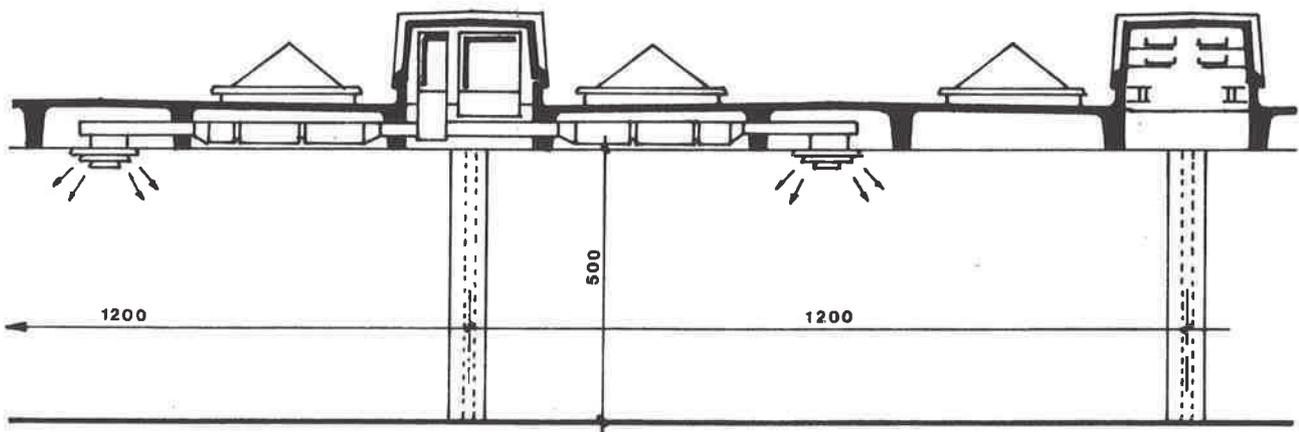


FIG.5 - Dorsali per i canali dell'aria e per gli impianti elettrici; distribuzione trasversale dell'aria

soddisfacentemente risolti con le piastre prefabbricate. La continuita' del getto su 12 x 12 m e la precompressione non consentono la presenza di discontinuita' e di fessure, e rendono quindi ideali le condizioni di lavoro della impermeabilizzazione. Le acque meteoriche vengono direttamente raccolte all'interno di ciascun pilastro, e non esistono quindi canali di gronda.

Poggiando ogni piastra su 4 punti attraverso cuscinetti di neoprene, le deformazioni termo-igrometriche sono compensate indipendentemente su ogni modulo: non vi e' dunque necessita' di giunti di dilatazione, ed il complesso e' indefinitamente ampliabile in tutte le direzioni.

3. PRODUZIONE E MOVIMENTAZIONE

Dal punto di vista tempi e costi, la prefabbricazione in cantiere presuppone di regola l'ammortamento totale dei casseri sul singolo lavoro.

Nella realizzazione di un grande impianto, d'altronde, si possono agevolmente dedicare 5 mesi alla realizzazione della copertura, poiche' puo' iniziare immediatamente dopo l'esecuzione dei primi due ordini di pilastri, e le opere di finitura ed impianti possono intraprendersi a breve distanza dal montaggio di una sola frazione. Ne consegue che e' sufficiente un solo cassero per prefabbricare, producendo un elemento di 144 mq al giorno, una copertura di 18.000 mq nel periodo tecnicamente accettabile di 5 mesi; ne consegue altresì che l'incidenza del costo del cassero (125 utilizzi) e' economicamente accettabile.

Ciò presuppone, possibilmente, la concentrazione della produzione su di un solo manufatto, con apposite attrezzature meccanizzate ed un efficiente mezzo di rapida movimentazione; la produzione di piastre, perciò, risulta piu' conveniente di quella di piu' numerosi elementi monodimensionali da assemblarsi in seguito.

Nel caso specifico, si e' proceduto nel modo seguente:

- I pilastri sono stati eseguiti in opera, non risultando di alcuna convenienza la loro prefabbricazione; eseguite le prime due file di pilastri, il traliccio di varo ha potuto essere montato su di essi, rendendosi così possibile la posa in opera delle prime piastre.
- Il cassero delle piastre e' stato posizionato in testa a tale prima "navata", ove sono state prodotte in sequenza (e immediatamente poste nella collocazione finale) le corrispondenti 12 piastre; il cassero e' stato successivamente traslato in testa alla seconda navata, e così via; tale procedimento ha così evitato una doppia movimentazione dei prefabbricati.
- La produzione giornaliera di una piastra e' risultata agevole e sicura: iniziando il turno lavorativo con lo scasseramento della piastra prodotta il giorno precedente, la posa dell'armatura e delle barre di precompressione (essendo in gran parte assiemata fuori opera l'armatura) ed il getto richiedevano poche ore; nel tardo pomeriggio, ad alcune ore dal termine del getto, poteva iniziare la maturazione accelerata a vapore, cui seguiva un lento raffreddamento prima del mattino.
- La qualità del calcestruzzo e' risultata eccellente e costante, quale raramente si riscontra nel prefabbricato di stabilimento; l'uso di fluidificante ha semplificato notevolmente la compattazione, effettuata sia con vibratori a cassero che ad immersione; oggi, l'uso di superfluidificanti sarebbe preferibile alla maturazione a vapore. Le tolleranze geometriche sono state accuratamente rispettate, e, malgrado l'ampia superficie di ciascuna piastra, non si sono rilevate sensibili distorsioni ne' imperfezioni agli appoggi sui pilastri.



FIG.6 - Il cassero per la prefabbricazione in cantiere

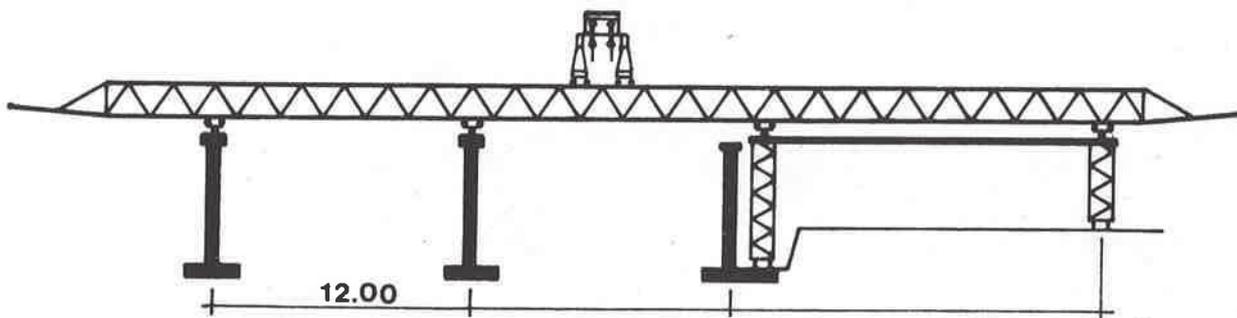
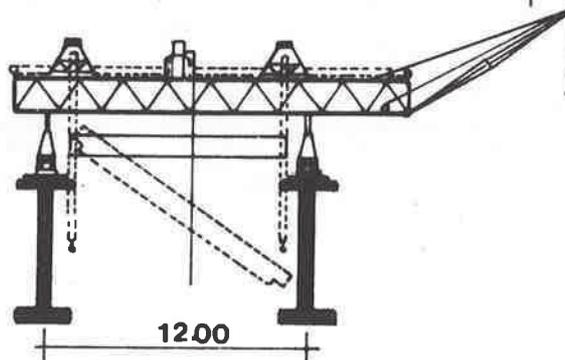


FIG.7 - Il traliccio di varo per la movimentazione delle piastre prefabbricate



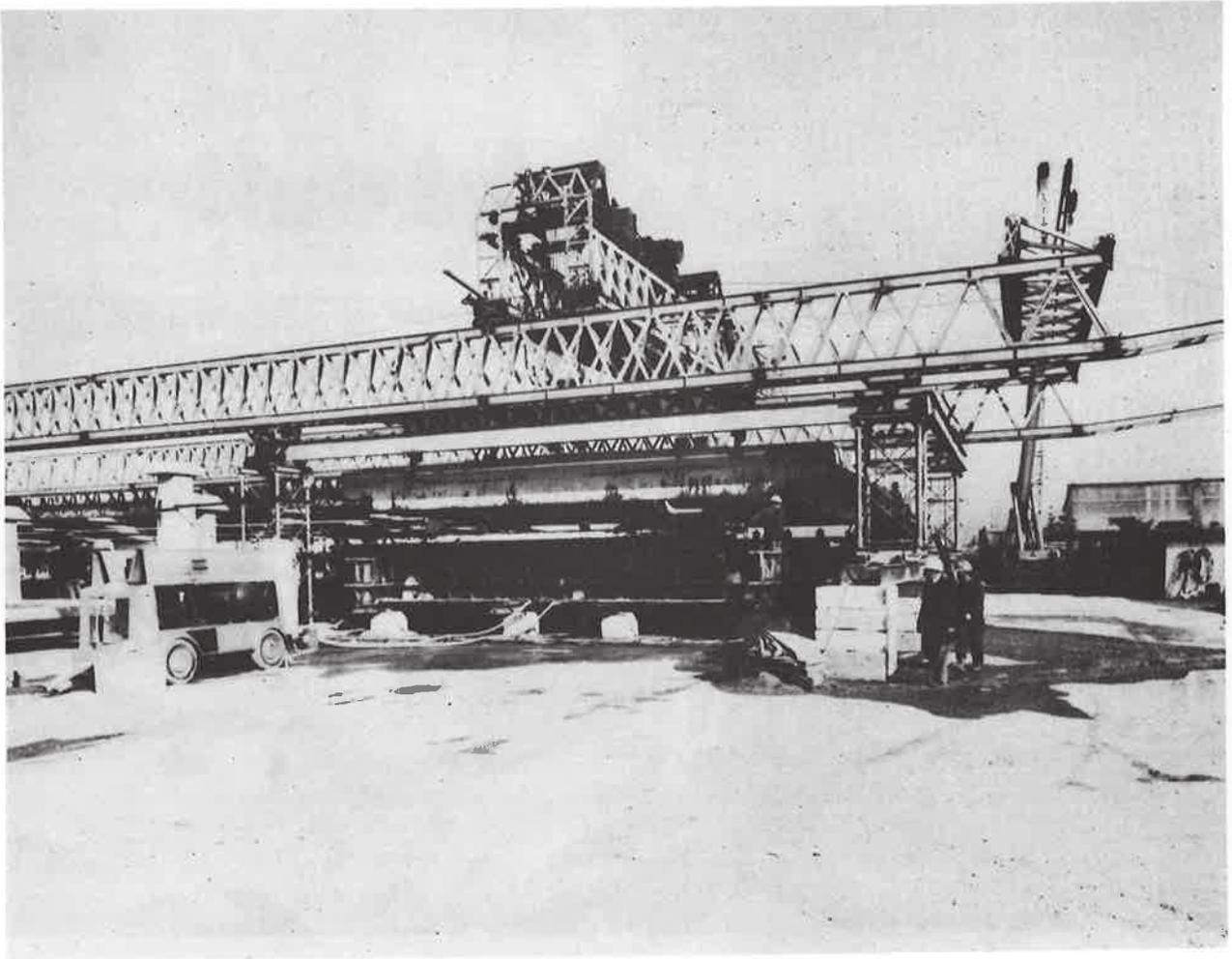


FIG.8 - Sollevamento e varo delle piastre

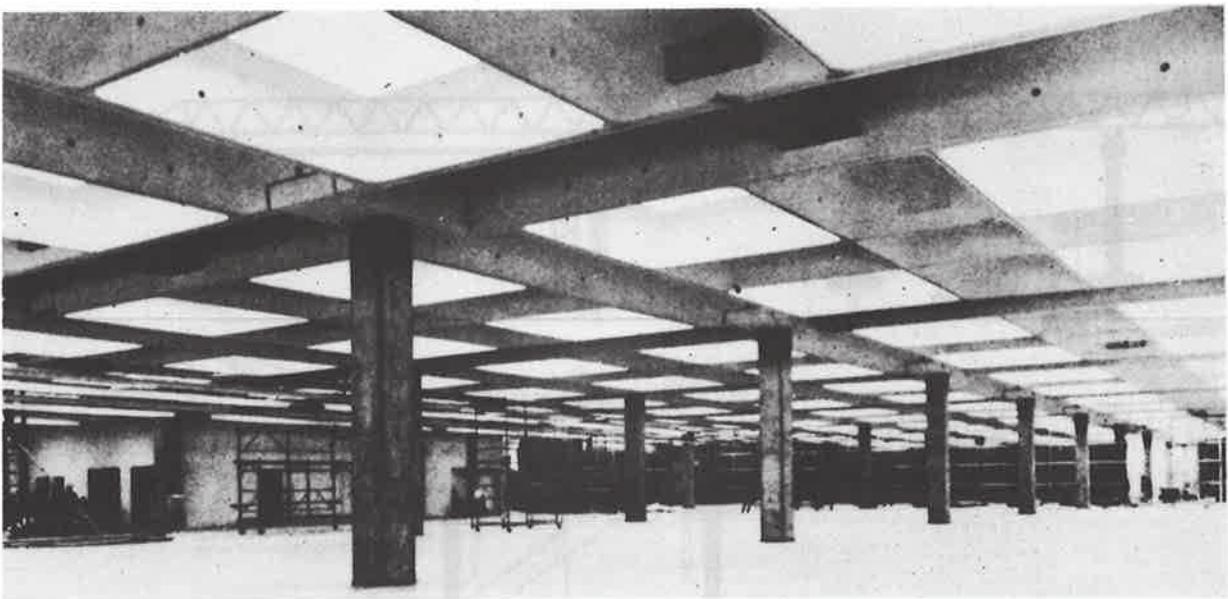


FIG.9 - L'interno dell'edificio finito

LE PIATTAFORME AUTOPORTANTI IN C.A.P. PER L'ARMAMENTO FERROVIARIO

A. MIGLIACCI, G.C. BONO,
L. VASELLI, A. GIANFIORI (Studio Tecnico M.S.C., Milano)
A. e P. TOGNOLI, G.F. CREMASCHI (I.P.A. S.p.A., Calcinato, Bg)
P. PEZZOLI (ISMES S.p.A., Bergamo)

SOMMARIO

Allo scopo di limitare gli interventi di manutenzione sugli armamenti ferroviari e di migliorarne le prestazioni, soprattutto nei riflessi delle future alte velocità di transito dei convogli, le Ferrovie dello Stato hanno realizzato le prime applicazioni di piattaforme di armamento in c.a.p.. Le problematiche connesse a tali tipi strutturali, specie quando le piattaforme hanno anche la funzione di valicare attraversamenti, hanno suggerito di affiancare un'adeguata sperimentazione alla progettazione teorica. Nella nota si riferisce sulle piattaforme autoportanti poste sulla Seriola Vecchia nella linea MI-VE in prossimità della Stazione di Chiari.

SUMMARY

In order to limit maintenance operations on railway track and to improve its performances, especially owing to future train high velocities, Italian "Ferrovie dello Stato" realized the first applications of concrete prestressed track slabs.

The problems with such structures, in particular when slabs are employed as small bridges, imposed direct experimental checks.

The present note treats of self-bearing track slabs placed over Seriola Vecchia ditch, crossing MI-VE railway line near Chiari station.

1. PREMESSA

Il problema dell'armamento ferroviario è venuto ad assumere, in questi ultimi anni, una sempre maggiore importanza alla luce della duplice esigenza di consentire una riduzione degli oneri di manutenzione delle linee e di avere una struttura d'armamento capace di accettare maggiori velocità di transito dei convogli.

Riguardo alla prima esigenza, infatti, è noto che negli armamenti ferroviari tipo tradizionale realizzati con traversine, sia in legno che in cemento armato posate su ballast, si rendono necessari periodici interventi di manutenzione del ballast con scadenza all'incirca annuale, nonché l'integrale sostituzione del ballast stesso con scadenza all'incirca decennale. Si comprende, quindi, come sia di grande interesse una soluzione strutturale che consenta di evitare tali interventi di manutenzione disagiati e costosi.

Per la seconda esigenza, che appare ormai inderogabile in vista del progettato aumento di velocità dei convogli, si ricorda che le prestazioni di un armamento tradizionale su ballast, per quanto testimoniato in più occasioni, non risultano particolarmente soddisfacenti proprio nei riguardi dell'alta velocità. Per meglio dire, sarebbe augurabile ottenere un miglioramento della stabilità delle rotaie sotto i carichi dinamici generati dal transito dei convogli, carichi incrementati per l'aumento della velocità, e nel contempo ottenere un'attenuazione delle vibrazioni generate dal transito stesso.

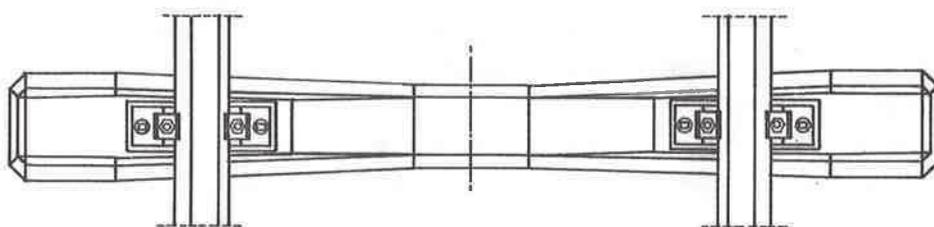
Come si vedrà nel prosieguo, l'armamento diretto su piattaforme in c.a.p. senza ballast permette di soddisfare a tali due esigenze, congiuntamente consentendo minori tolleranze di costruzione e di esercizio.

Prima di passare al vivo dell'argomento, oggetto della nota presente, vale la pena di ricordare in breve sintesi l'evoluzione avvenuta nel campo dell'armamento ferroviario, per altri motivi che hanno preceduto quelli sopra indicati.

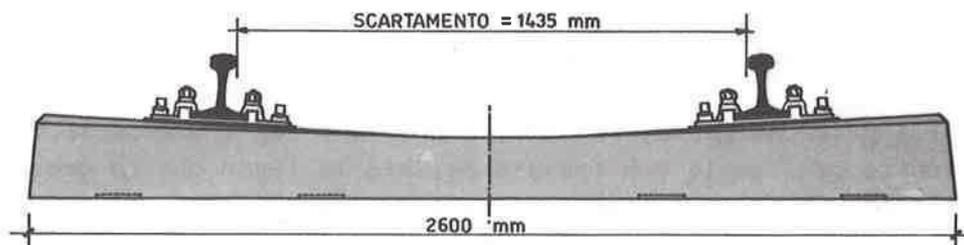
Tale evoluzione, come è noto, è partita da parecchi decenni con la campagna di generale sostituzione delle traversine in legno su ballast con traversine in c.a.p., sia per motivi di durata delle traversine, sia per il rispetto del principio di proteggere con attenzione responsabile il patrimonio forestale esistente che, nel pensiero ormai di tutti i Paesi del mondo, rappresenta una ricchezza insostituibile e che, invece, appare sempre più povera e scadente anche a causa degli agenti inquinanti. Non è proprio, quindi, il caso di impiegare il legno, una delle materie prime più preziose che l'Umanità possiede per la formazione di una costruzione in sostanza povera, qual'è l'armamento ferroviario.

Tale campagna di sostituzione delle vecchie traversine in legno lungo le linee in retto su traversine in c.a.p. (fig. 1) si è rivolta negli ultimi anni anche agli scambi (fig. 2), (I).

TRAVERSA PREFABBRICATA IN C.A.P. TIPO M 62



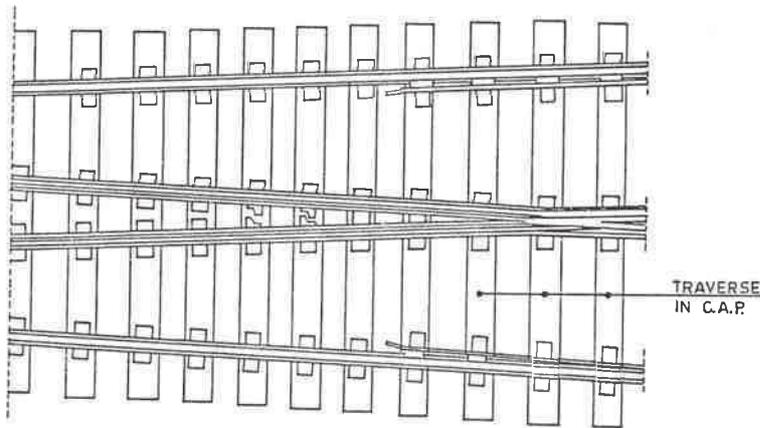
PIANTA



SEZIONE

Fig. 1

STRALCIO PIANO DI POSA SCAMBIO TIPO 60 UNI/250/0,092



SEZIONE TRASVERSA IN C.A.P.

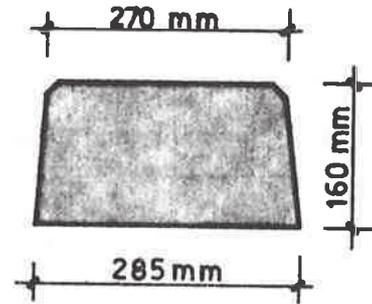


Fig. 2

La sostituzione del legno con il c.a.p. ha consentito sì di estendere la vita delle traversine, ma non ha tolto di mezzo il problema della manutenzione del ballast, come si è già indicato all'inizio.

Il successivo passo logico in tale processo di evoluzione è quello, appunto, di impiegare come sostegno delle rotaie intere piattaforme in c.a.p. posate su un adeguato massetto di fondazione (fig. 3).

ARMAMENTO FERROVIARIO REALIZZATO CON PIATTAFORME PREFABBRICATE IN C.A.P.

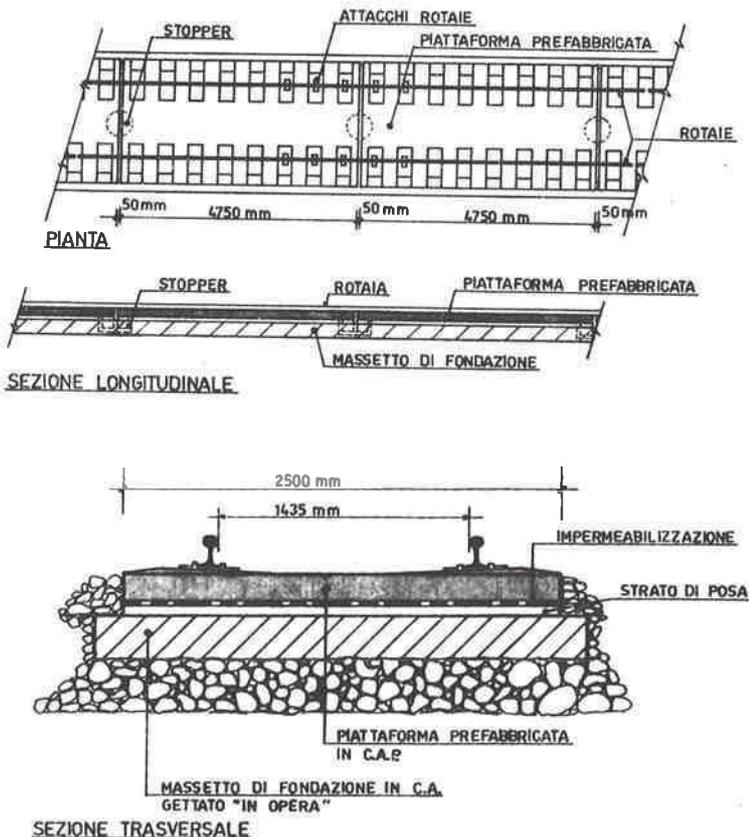


Fig. 3

L'ultimo atto evolutivo è rappresentato poi dall'impiego di tali piattaforme per realizzare la struttura portante delle rotaie sugli attraversamenti di luce modesta, quali sono le piattaforme di cui si riferisce nella nota presente.

Come già nel caso di traversine in c.a.p. per l'armamento degli scambi, a maggior ragione per il nuovo sistema di armamento su piattaforme, le F.S. hanno dimostrato piena e responsabile disponibilità, sia per la definizione dei dati di progetto di base, sia per la esecuzione di idonee sperimentazioni, fornendo l'indispensabile supporto tecnico alla società I.P.A. S.p.A., costruttrice delle piattaforme, allo Studio Tecnico M.S.C. progettista delle piattaforme ed organizzatore della sperimentazione, alla Società ISMES S.p.A., progettista ed esecutrice della sperimentazione stessa.

Tale sperimentazione ha riguardato in una prima fase le piattaforme posate su massetto di calcestruzzo in un tratto della linea ferroviaria Bergamo-Brescia e successivamente della linea Udine-Tarcento (1).

Attualmente è stata completata anche la sperimentazione sulle piattaforme autoportanti in un tratto della linea Milano-Venezia, in prossimità di Chiari, della quale qui si riferisce.

2. DESCRIZIONE DELLA PIATTAFORMA

La piattaforma autoportante, sperimentata sul binario dispari vicino a Chiari, realizza l'attraversamento in obliquo di una roggia (fig. 4). Essa è accompagnata da altre piattaforme posate su travi con sezione ad "L" in corrispondenza della sede stradale che attraversa la linea ferroviaria (fig. 5) e da altre piattaforme speciali che servono a realizzare il graduale passaggio dall'armamento tradizionale, con traversine in c.a.p., al tratto armato con le piattaforme.

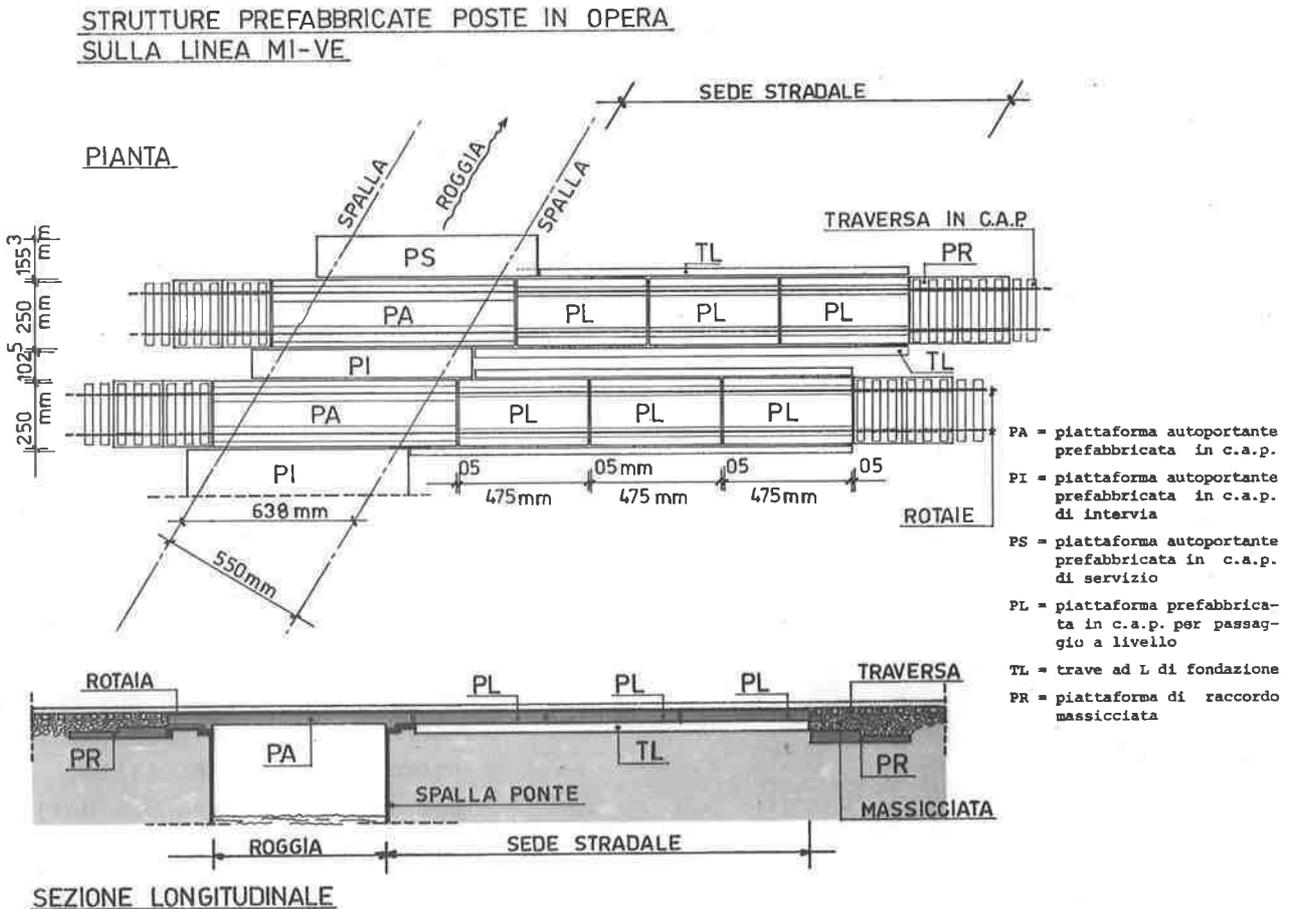


Fig. 4

(1) Analoghe sperimentazioni sono state anche eseguite sugli armamenti con piattaforme realizzati dalla Metropolitana Milanese e da quella di Genova.

La piattaforma autoportante è costituita da una piastra rettangolare di lati 2,50 m in direzione trasversale e 8,95 m in direzione longitudinale, con spessore di 65 cm che si riduce ad un minimo di circa 45 cm in corrispondenza delle sedi di fissaggio delle rotaie (fig. 6).

La piastra in calcestruzzo è precompressa nelle due direzioni ortogonali, trasversalmente con gli stessi elementi di precompressione che si usano per le traversine (ancoraggi quindi di tipo misto per aderenza e con piastra terminale (2)), longitudinalmente con trefoli ancorati per aderenza, in previsione anche di una possibile costruzione delle piastre su un banco di prefabbricazione (3).

SEZIONE TRASVERSALE IN CORRISPONDENZA AL PASSAGGIO A LIVELLO

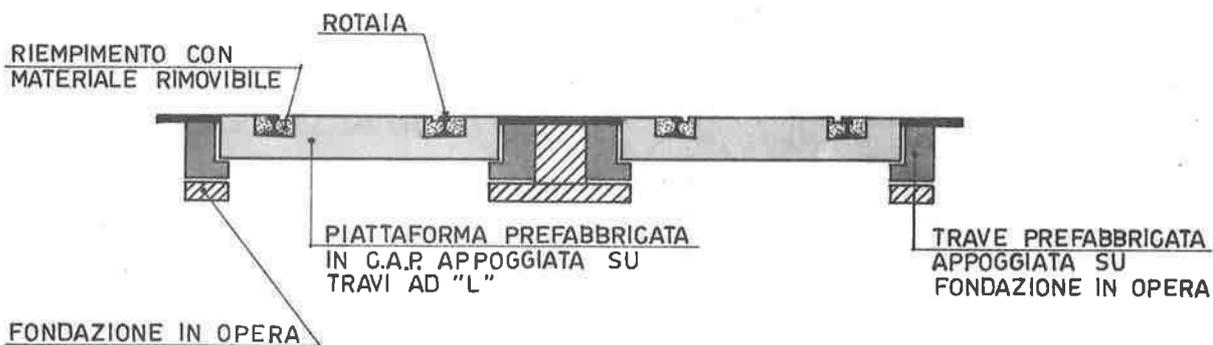


Fig. 5

PIATTAFORMA AUTOPORTANTE SULLA ROGGIA

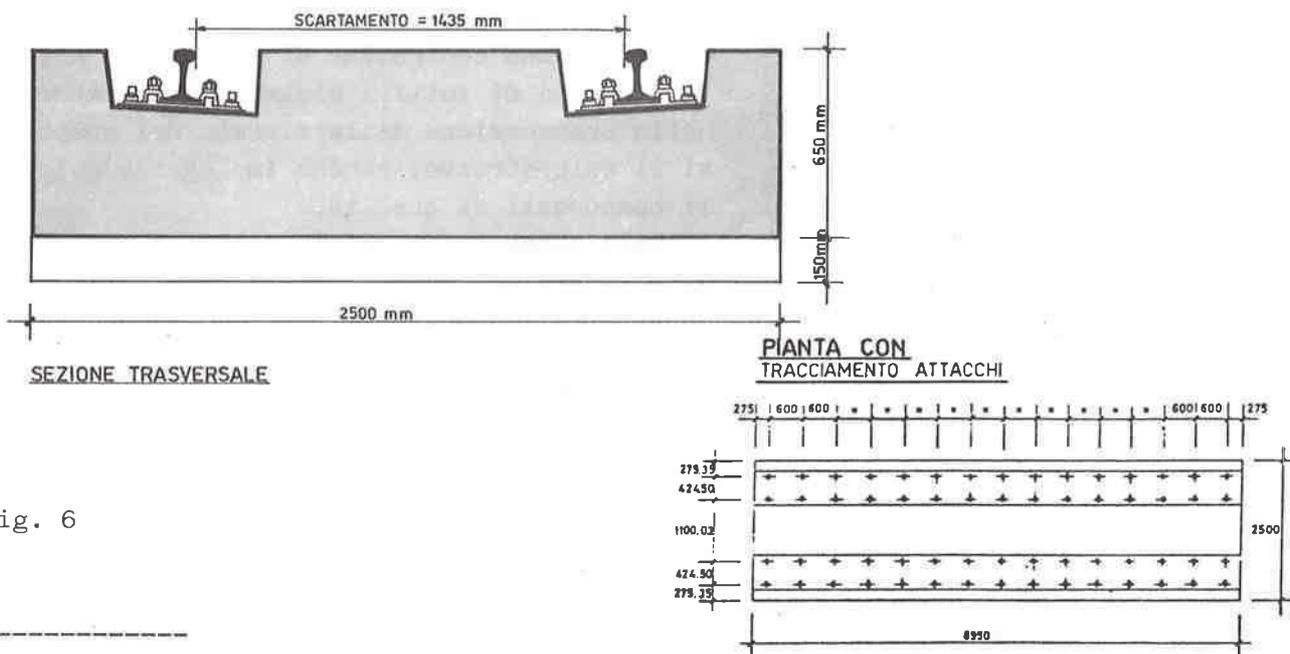


Fig. 6

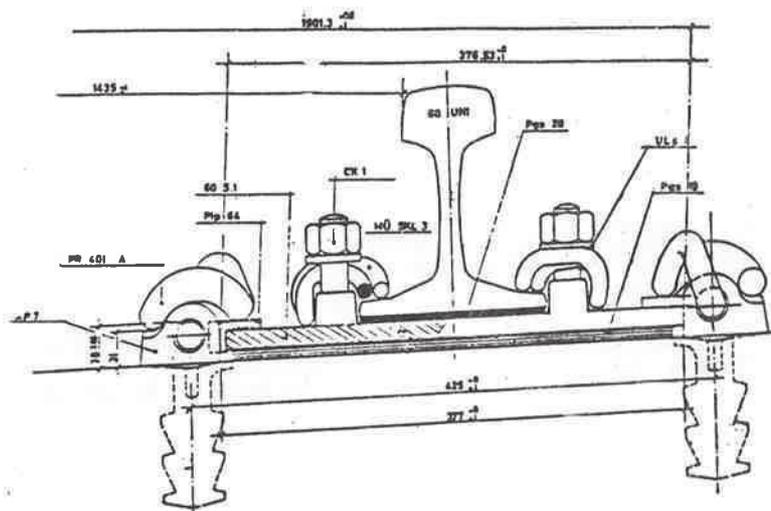
- (2) Si ricorda che uno studio sul comportamento di tale ancoraggio misto è stato svolto in (II).
- (3) Nel caso in questione le piastre erano però prefabbricate entro cassero singolo.

Nella successiva figura 7 sono rappresentati il particolare costruttivo degli appoggi della piastra sulle spalle sottostanti ed il dettaglio del fissaggio delle rotaie alla piastra stessa.

La piastra del peso di circa 32 ton è stata varata trasversalmente mediante due carri ferroviari attrezzati con gru, posti alle due testate dell'attraversamento (fig. 8).

La disposizione delle attrezzature di misura inserite nella piastra sono descritte al successivo paragrafo 5.

SEZIONE



LEGENDA

PR 401 A	Clips
Ap 7	Spalla
CK 1	Dado
MÜ SKL 3	Rampone
Pip 64	Piastrina isolante
ULs 6	Rondella piana
60 S.1	Piastra acciaio nervata
P.g.s. 20	Piastra di gomma
P.g.s. 19	Piastra di gomma

Fig. 7.a

PARTICOLARE DI APPOGGIO PIATTAFORMA AUTOPORTANTE

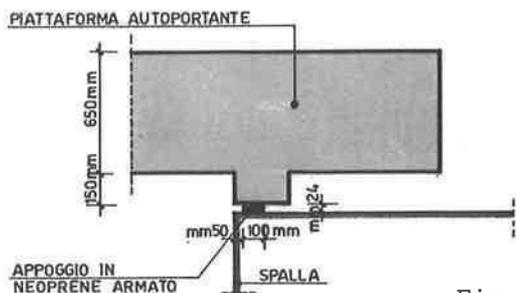


Fig. 7.b

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E CARICHI

Le piattaforme sono state costruite nello stabilimento della società I.P.A. a Calcinatese, dotato di una centralina di betonaggio automatica munita di tutti i sistemi di controllo nella preparazione della miscela dei componenti il calcestruzzo, nonché impiegando materiali componenti di qualità.

Tale procedimento costruttivo ha permesso di ottenere un calcestruzzo avente resistenza caratteristica Rck di circa 500 daN/cm² cui può farsi corrispondere, attraverso le formule di correlazione della letteratura, un modulo

$E_c = 400000 \text{ daN/cm}^2$. Per il coefficiente di Poisson, necessario per l'analisi strutturale, si è impiegato il valore $\nu = 0,20$. Gli acciai impiegati per le armature di precompressione e per le armature ordinarie da c.a. avevano le seguenti caratteristiche:

- armatura longitudinale di precompressione (trefoli $\varnothing 1/2''$):
 - tensione di rottura caratteristica $f_{ptk} \quad 19000 \text{ daN/cm}^2$
 - tensione iniziale $\sigma_{spi} \quad 14000 \text{ daN/cm}^2$
 - tensione di esercizio $\sigma_{sp} \quad 11200 \text{ daN/cm}^2$

- armatura trasversale di precompressione (fili $\varnothing 9,4$):

tensione di rottura caratteristica

$$f_{ptk} = 16000 \text{ daN/cm}^2$$

tensione al martinetto

$$\sigma_{sm} = 12000 \text{ daN/cm}^2$$

tensione di esercizio

$$\sigma_{sp} = 9600 \text{ daN/cm}^2$$

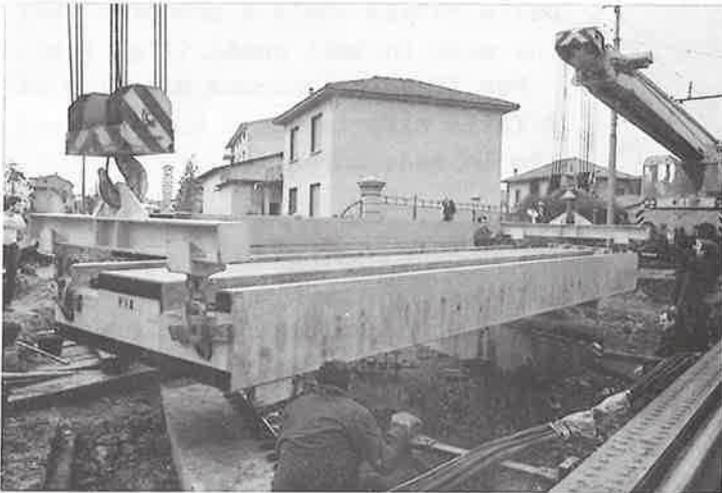


Fig. 8

Per quanto riguarda il punto di estrema importanza, di definizione dei carichi e delle condizioni di carico per cui svolgere l'analisi strutturale, dopo valutazioni svolte assieme ai tecnici delle F.S. si è operato nel modo seguente.

Con riferimento allo schema di figura 9.a si ipotizza che due assi contigui della motrice siano disposti come rappresentato in figura e che, conseguentemente, si abbiano unicamente reazioni in corrispondenza dei punti di fissaggio delle rotaie di valore $R_1=Q$, $R_2=Q/2$. Con tale ipotesi, si ottiene sull'intera piastra la situazione di carico rappresentata in figura 9.b per la valutazione delle massime sollecitazioni flettenti in campata.

Per l'obliquità dell'attraversamento, possono conseguire flessioni che generano trazioni al lembo superiore della piastra allorchè il convoglio si presenta all'ingresso dell'attraversamento con il primo asse, come è rappresentato in figura 10.

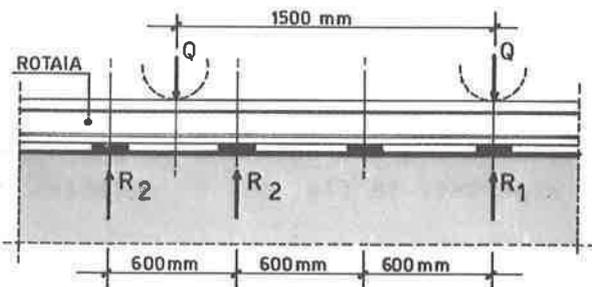


Fig. 9.a

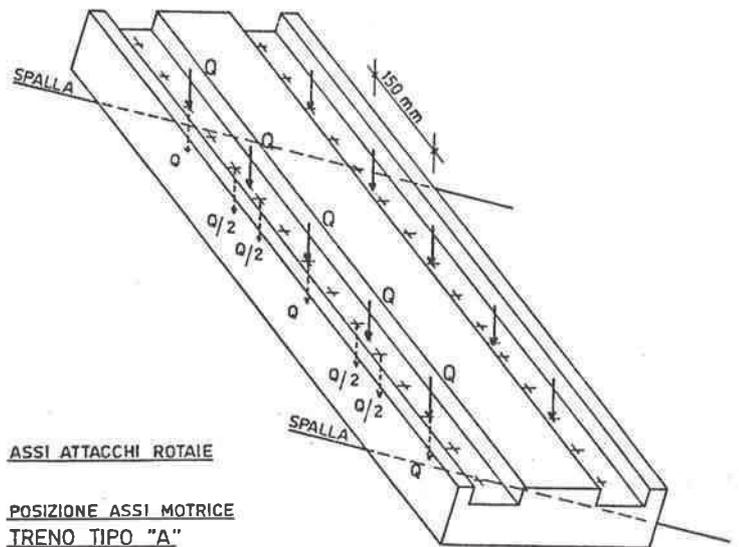


Fig. 9.b

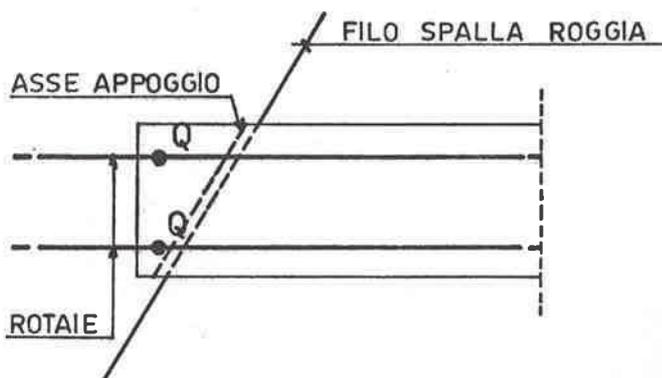


Fig. 10

Per quanto riguarda il taglio, il treno di carichi va opportunamente traslato nella posizione più sfavorevole, ma conservando sempre l'ipotesi che l'asse sulla mezzeria tra due punti contigui di fissaggio della rotaia abbia a produrre carichi solo in tali punti (fig. 9.a).

Per l'amplificazione dinamica si è fatto riferimento a quanto previsto in sede normativa.

4. ANALISI STRUTTURALE

In previsione di avere modesti stati tensionali, come infatti è stato poi dimostrato dal calcolo, e per l'assenza di fenomeni fessurativi in virtù delle coazioni prodotte dalla precompressione bidirezionale, è legittimo effettuare l'analisi strutturale in campo elastico lineare, definito quindi dai due soli parametri $E_c = 400.000 \text{ daN/cm}^2$, $\nu = 0,20$. Tale analisi è stata svolta con il metodo agli elementi finiti. In un primo momento, per il minor onere di elaborazione si sono impiegati elementi del tipo a piastra con 4 nodi, privi però di rigidità a taglio, con la mesh rappresentata in figura 11. Successivamente, sono stati impiegati elementi tridimensionali, del tipo "brick" con 8 nodi, dotati di rigidità a taglio, con una mesh più diradata rispetto a quella del caso precedente (fig. 12).

Tra i risultati più significativi, specie nei riguardi del confronto con quelli sperimentali, si può riportare quanto segue.

Con riferimento all'analisi mediante gli elementi tipo "brick", per le tensioni normali in direzione longitudinale (σ_x) e per gli spostamenti verticali (w) dei punti al centro degli elementi "brick", in corrispondenza a tre sezioni in retto alle progressive $x = 0$ (mezzeria), $x = 1,65 \text{ m}$ (ad un quarto della luce) ed $x = 3,30 \text{ m}$ (appoggio), vengono riportati in fig. 13 i relativi diagrammi.

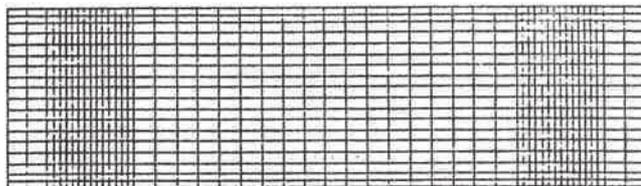


Fig. 11 - Mesh elementi a piastra

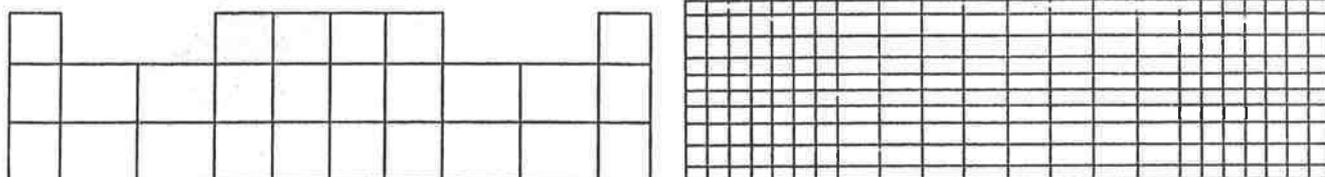


Fig. 12 Mesh elementi "brick" -sez. trasv.; Mesh elementi "brick" - pianta

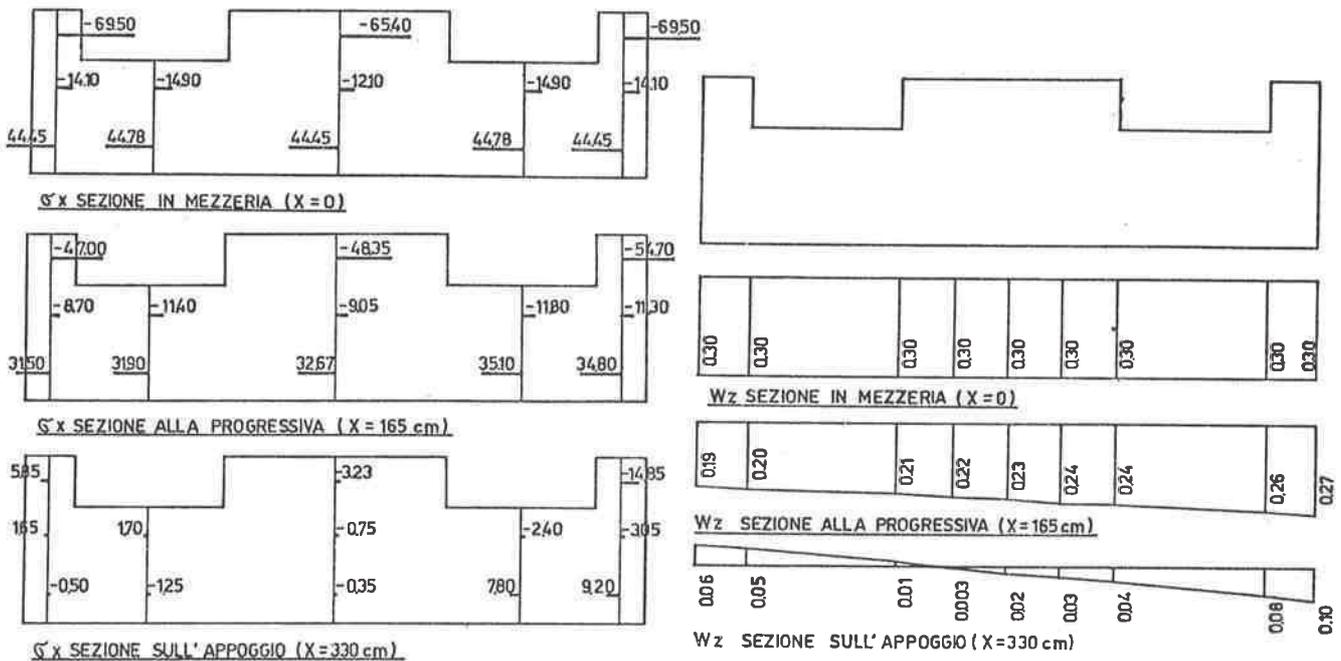


Fig. 13 Diagrammi tensioni e spostamenti (le tensioni negative sono di compressione - gli spostamenti sono calcolati all'estradosso della piastra)

Tali tensioni e spostamenti rappresentano gli effetti prodotti dai soli carichi ferroviari e mettono in luce i seguenti risultati:

- massima compressione in mezzeria al lembo superiore: $\sigma_x = 69,7 \text{ daN/cm}^2$
- massimo spostamento verticale in mezzeria: $w = 0,311 \text{ cm}$
- spostamenti verticali agli appoggi, $w = 0,004 \text{ cm}$ oppure $w = 0,030 \text{ cm}$,

il secondo valore essendo relativo alla zona di appoggio che presenta il maggior sbalzo verso il rilevato.

Si noti che nei diagrammi tensionali di figura 13 si hanno trazioni al lembo inferiore della piastra, giacchè, come si è già indicato, tali diagrammi si riferiscono agli effetti dei soli carichi ferroviari. Sommando a tali trazioni i valori di compressione prodotti dalla precompressione, tutti i punti risultano però compressi.

Un altro dato significativo è rappresentato dal massimo spostamento verticale in mezzeria depurato dai cedimenti degli appoggi, che è risultato essere uguale a 0,294 cm.

5. SPERIMENTAZIONE

Come è noto, le misure sperimentali sono di grande utilità anche per la stessa progettazione, giacchè questa è costretta a basarsi su modelli strutturali e su schematizzazioni dei carichi capaci di cogliere solo approssimativamente la realtà.

Pertanto, come già fatto in altre situazioni (vedansi le prove sulle traversine per gli scambi (I), anche per le piattaforme autoportanti sono state effettuate prove, sperimentando la piattaforma di sostegno del binario dispari della MI-BS in prossimità della stazione FS di Chiari (BS) sulla "Seriola Vecchia".

Tale indagine, condotta nei giorni 18-19 dicembre 1986 sotto il transito di 26 convogli, è consistita nella registrazione automatica di tipo digitale (frequenza di campionamento di 5,00 Hz senza sfasamento tra canale e canale) delle indicazioni di 18 trasduttori elettrici posizionati come rappresentato in fig. 14, ossia:

- n. 2 fotocellule (F1,F2) in grado di segnalare il transito dei convogli e di fornire gli elementi necessari per valutarne la velocità, senso di marcia e lunghezza del convoglio stesso;
- n. 5 estensimetri a variazione di resistenza (E_1+E_5) incollati sull'estradosso della piattaforma nella sezione di mezzaria in obliquo, per valutare le relative deformazioni longitudinali;
- n. 6 trasduttori induttivi di spostamento relativo (W_1+W_6) posizionati tra la piattaforma e le passerelle laterali adiacenti, in modo da misurare gli spostamenti verticali in corrispondenza degli appoggi (W_1, W_3, W_4, W_6) e della mezzaria (W_2, W_5);
- n. 5 trasduttori inerziali accelerometrici (A_1+A_5) installati con asse di sensibilità verticale, sia sulla piattaforma (A_1, A_2 e A_3), sia sulle passerelle (A_4 e A_5).

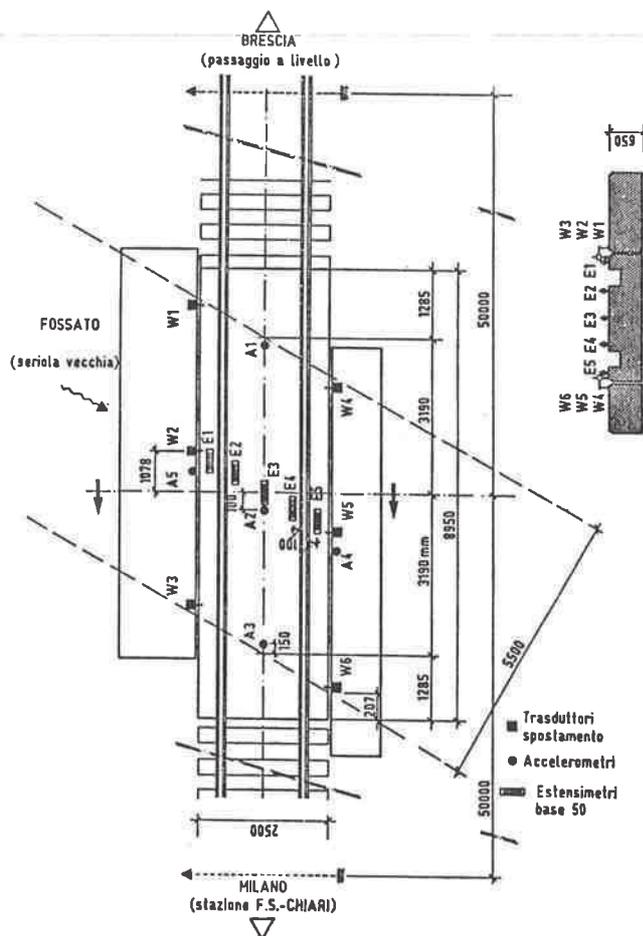


Fig. 14 : Schema delle posizioni di misura

A titolo di esempio, nella figura 15 sono riportati tre oscillogrammi, scelti tra i 468 raccolti, che rappresentano la risposta della piattaforma in termini di deformazione, di spostamento e di accelerazione. L'andamento delle prime due grandezze è caratterizzato da una serie di picchi negativi conseguenti al transito dei carrelli del convoglio; i primi hanno intensità maggiore in quanto corrispondono ai carrelli della motrice, più pesante rispetto alle successive 13 carrozze. L'accelerogramma è invece una successione di 14 transitori: il primo corrisponde al transito dei carrelli della motrice e del carrello anteriore della prima carrozza, i successivi sono determinati dal carrello posteriore e da quello anteriore di due carrozze contigue per tutto quanto il convoglio. Dall'insieme delle misure degli spostamenti verticali e delle deformazioni unitarie si possono trarre le seguenti considerazioni:

- a) gli spostamenti in corrispondenza degli appoggi sono del medesimo ordine di grandezza di quelli rilevati in mezzaria; in particolare, i valori massimi sono di circa 0,3 mm sugli appoggi senza sbalzo (W_1 e W_6), di 1,3 mm sugli appoggi con sbalzo (W_3 e W_4) e di 1,9 mm in mezzaria (W_2 e W_5), cui può farsi corrispondere una inflessione della piastra di circa 1,2 mm;

b) il massimo stato di compressione nelle 5 posizioni lette è risultato dello stesso ordine di grandezza, con valori medi di $90 \mu\text{E}$ e variazioni di $\pm 5 \mu\text{E}$ corrispondenti, rispettivamente, a 36 daN/cm^2 e $\pm 2 \text{ daN/cm}^2$;

c) a partire dai dati sperimentali, sono stati valutati gli andamenti dell'inflessione media (W_m) della piattaforma (depurata cioè dai cedimenti degli appoggi) e della deformazione media unitaria (E_m) della stessa:

$$W_m = (W_2 + W_5)/2 - (W_1 + W_3 + W_4 + W_6)/4$$

$$E_m = (E_1 + E_2 + E_3 + E_4 + E_5)/5;$$

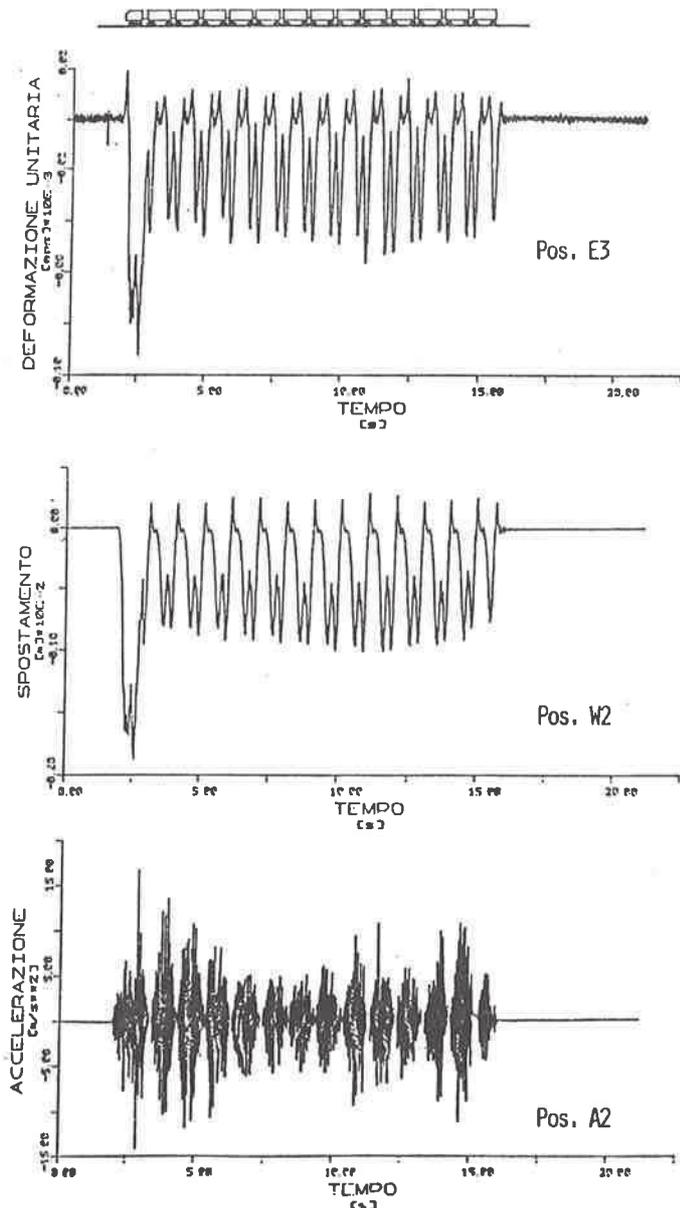


FIG. 15: REGISTRAZIONE N.1-ORE 14.37 DEL 18.12.1986-85 KM/H
OSCILLOGRAMMI

la correlazione in un piano cartesiano delle due grandezze E_m e W_m (vedi fig. 16) mostra una retta passante per l'origine segnalando una buona proporzionalità tra le due grandezze stesse; ciò ha suggerito di correlare tra loro i valori massimi assoluti di tali grandezze corrispondenti alle 26 registrazioni raccolte; nel grafico di fig. 17, i valori misurati sono indicati mediante crocette, mentre sono riportate con tratti continui le pendenze teoriche risultanti dallo schema di trave appoggiata agli estremi con carico concentrato in mezzzeria, oppure con carico uniformemente distribuito sull'intera luce; si osserva che i valori sperimentali si dispongono in prossimità dei risultati corrispondenti a quest'ultimo schema di carico che, pertanto, appare più rappresentativo della realtà;

d) con opportune elaborazioni dei valori registrati, è stato possibile individuare le componenti statiche e dinamiche del fenomeno; ad esempio, nella figura 18 sono riportati gli spezzoni di oscillogrammi relativi alle deformazioni medie E_m corrispondenti al transito della motrice e del carrello anteriore della prima carrozza; il primo grafico è quello registrato, il secondo è la

componente statica depurata dalla componente dinamica, riportata quest'ultima nel terzo oscillogramma in una scala decisamente differente; questo tipo di elaborazione, condotta anche sulle misure di spostamento verticale, consente di valutare l'amplificazione dinamica che, per le velocità massime di transito monitorate (207 Km/h), è risultata prossima al 25%.

Infine le misure accelerometriche hanno fornito le seguenti indicazioni:

- a) le misure sulla piattaforma (A1, A2, A3) sono risultate di gran lunga più elevate, con picchi massimi di 34 m/s², rispetto a quelle rilevate sulle passerelle adiacenti (A4 e A5), i cui picchi massimi sono inferiori ai 3 m/s²; questo ultimo aspetto consente di affermare che le vibrazioni trasmesse alle spalle di sostegno sono attenuate di almeno 1/10 rispetto ai valori spettanti alla piattaforma;

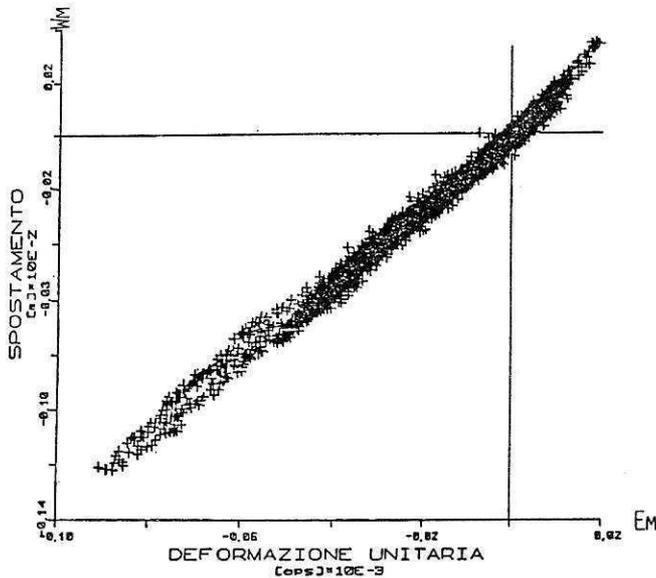


FIG. 16 : REGISTRAZIONE N.1-ORE 14.37 DEL 18.12.1986
-85 KM/H: CORRELAZIONE WM-EM

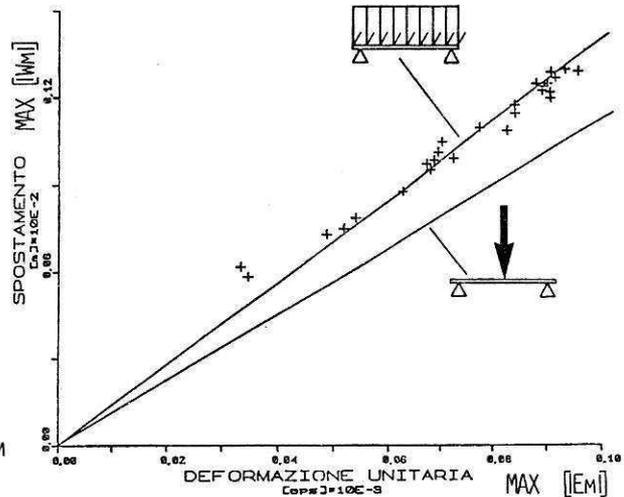


FIG. 17 : CORRELAZIONE DEI VALORI MASSIMI DELLA
DEFORMAZIONE MEDIA EM E DELLA FRECCIA
MEDIA WM

- b) ai fini di una migliore definizione dell'evento vibrazionale, si è fatto riferimento ai valori efficaci delle accelerazioni:

$$A_{ei} = \sqrt{(1/T) \times \int_0^T A_i^2(t) dt}, \quad \text{essendo:}$$

$i = 1, 2, \dots, 5$ l'indice di tempo relativo alle posizioni accelerometriche;

T l'intervallo di tempo in cui il convoglio interessa la piattaforma;

tali grandezze rappresentano mediamente le intensità delle vibrazioni che risultano tanto più grandi quanto maggiore è la velocità di transito dei convogli, il che viene mostrato in figura 19, seppure con una dispersione non piccola;

- c) l'analisi spettrale delle accelerazioni registrate nella posizione A2 (figura 20) mostra la presenza di tre amplificazioni all'incirca in corrispondenza alle frequenze 22 Hz, 95 Hz e 170 Hz; questi valori possono essere quindi interpretati come frequenze proprie della piattaforma; facendo riferimento al semplice schema di trave appoggiata agli estremi, si otterrebbero frequenze proprie maggiori, precisamente, 27 Hz, 108 Hz e 240 Hz; ciò non deve stupire, in quanto nella realtà il problema è molto più complesso, poichè vi è da tenere conto dell'interazione struttura-convoglio, della cedevolezza degli appoggi e della presenza di parti a sbalzo.

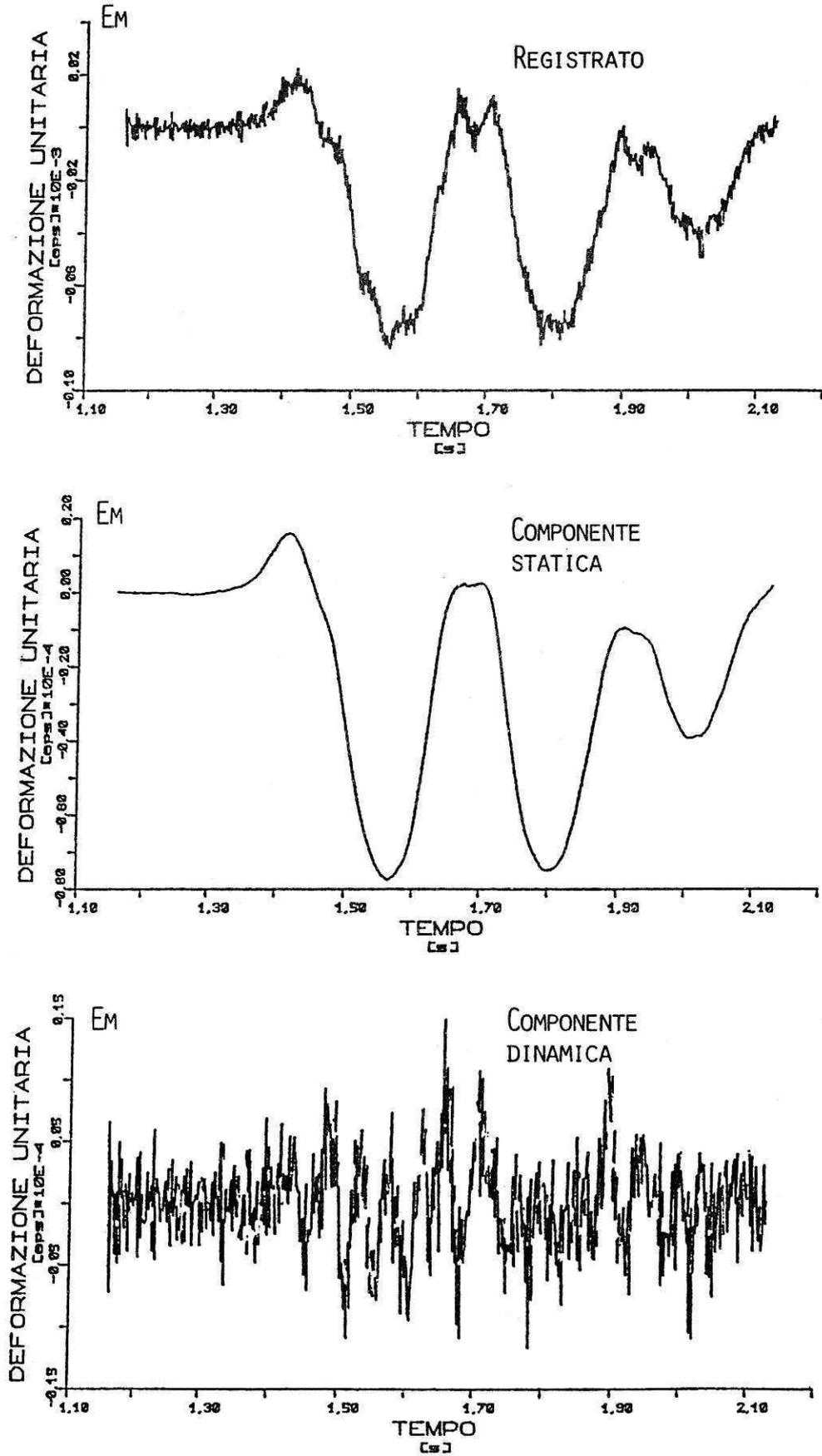


FIG. 18: REGISTRAZIONE N.7-ORE 8.37 DEL 19.12.1986
138 KM/H: COMPONENTE STATICA E DINAMICA

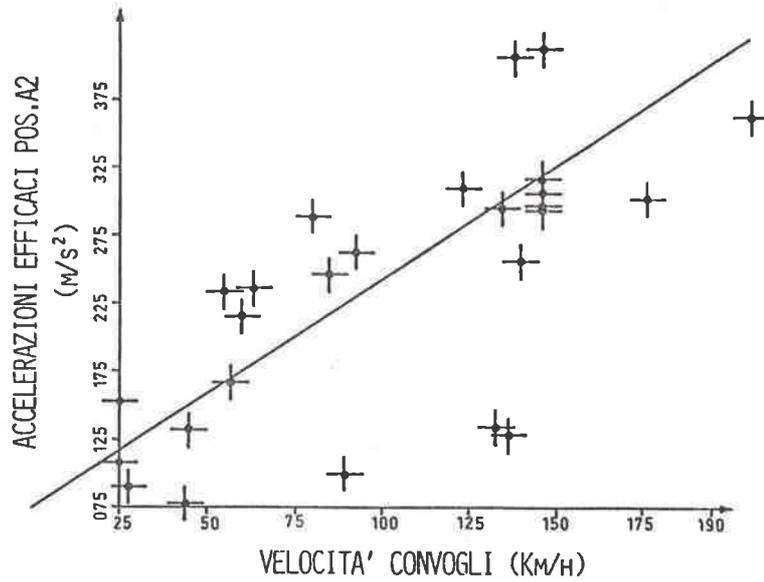


FIG. 19 :CORRELAZIONE DELLE ACCELERAZIONI EFFICACI E DELLA VELOCITÀ CONVOGLI

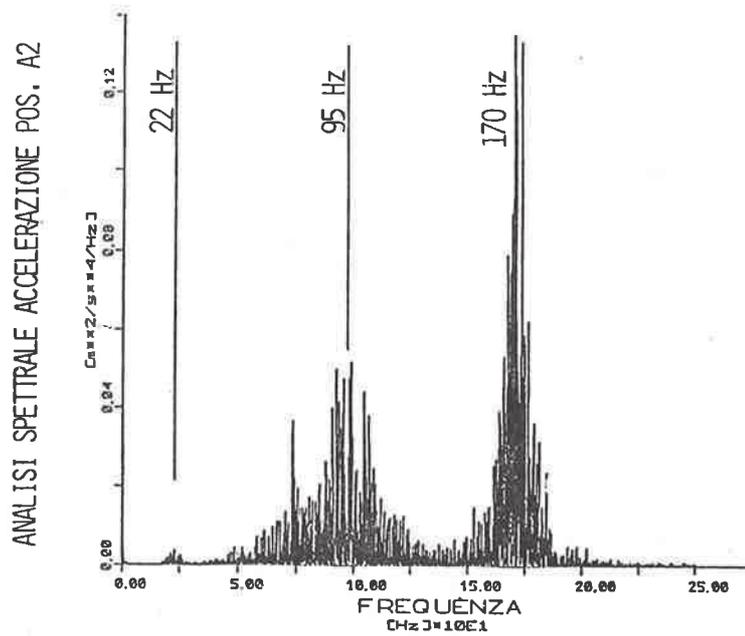


FIG. 20 : REGISTRAZIONE N.2-ORE 14.30 DEL 18.12.1986-182 KM/H: ANALISI SPETTRALE DELL'ACCELEROGRAMMA A2

6. CONSIDERAZIONI FINALI

Il confronto dei valori risultanti dall'analisi strutturale e dalla sperimentazione non è immediatamente proponibile.

Ciò perchè la progettazione è stata svolta, in sede teorica, per un treno di carichi di tipo A (assi del peso statico di 25 t posti ad interassi di 1,50 m) ed utilizzando un coefficiente dinamico avente, secondo normativa, il valore 1,48, mentre i convogli transitati costituivano treni di carichi più modesti (al massimo, sotto la motrice assi del peso statico di 20 t posti ad interassi di circa 2,00 m) ai quali inoltre la sperimentazione ha dimostrato competere un coefficiente dinamico al massimo dell'ordine di 1,25.

Pertanto, attraverso una semplice uniformizzazione di tali carichi risulta un rapporto di correlazione e sperimentale-teorico stimabile nel valore:

$$c = \frac{1,25 \times 20 \text{ t}}{2,00 \text{ m}} : \frac{1,48 \times 25 \text{ t}}{1,50 \text{ m}} = 0,507.$$

In tal modo per la freccia massima teorica di valore 2,94 mm si potrebbe pensare di avere per i carichi transitati il valore ridotto $2,94 \text{ mm} \times 0,507 = 1,5 \text{ mm}$ appunto paragonabile con il valore sperimentale di 1,2 mm.

Resterebbe comunque un'apparente sovrastima di sicurezza in fase di progettazione che può essere imputata essenzialmente alla non eccessiva raffinatezza del modello di calcolo impiegato (schematizzazione strutturale, caratteristiche meccaniche dei materiali).

Inoltre, vale la pena di sottolineare ancora una volta che questo genere di sperimentazione si dimostra essenziale per le garanzie che può offrire nel controllo delle prestazioni strutturali giustamente richieste a tali tipi di manufatto.

Inoltre appare favorevole la circostanza che l'allestimento sperimentale inserito nella piattaforma può consentire la ripetizione della sperimentazione anche a distanza di anni, rappresentando un egregio metodo di verifica dello stato di conservazione del manufatto. Tale possibilità rappresenta un caso concreto di monitoraggio nel tempo, secondo un'ottica di sorveglianza strutturale che sarebbe augurabile fosse perseguita da tutte le Amministrazioni Pubbliche.

BIBLIOGRAFIA

- (I) A. MIGLIACCI, G.C. BONO, A. e P. TOGNOLI, G.F. CREMASCHI: "Le traverse ferroviarie in c.a.p. per l'armamento degli scambi - Giornate AICAP '85
- (II) P. RONCA: "Analysis of stress in a pre-tensioned T beam with mixed anchorage - Studi e Rendiconti, vol. II, 1974.
- (III) S. TIMOSHENKO: "Vibration problems in engineering"; D. Van Nostand Co.; 1966
- (IV) C. HARRIS, C.E. CREDE: "Shock and Vibration Handbook"; McGraw-Hill Book Co.; 1976
- (V) A. CASTOLDI: "Analisi sperimentale delle strutture"; Cap. XII del volume: "Costruzioni in zona sismica" a cura di A. Castellani; Masson Italia Editori; Milano; 1981

**GLI ELEMENTI PREFABBRICATI IN C.A. NELLE OPERE MARITTIME:
RECENTI REALIZZAZIONI DI GRANDI MANUFATTI**

Ing. Gianluigi NOCE - Ing. Mario FEDOLINO

Ufficio Tecnico

Ing. MANTELLI & C. S.p.A. - Gruppo Iri-Italstat

GENOVA

SOMMARIO

Il presente rapporto ha lo scopo di fornire un contributo ad un quadro dello "stato dell'arte" delle applicazioni più recenti delle tecniche di prefabbricazione strutturale di opere marittime. Particolare attenzione viene dedicata alle opere realizzate per la costruzione del Nuovo Porto di Voltri a Genova e per la costruzione del Nuovo Terminal Carbonifero di Sines in Portogallo.

SUMMARY

The following report contributes to show the state of art of the most recent applications of structural pre-fabrication techniques to marine works.

Particular attention has been given to the works carried out for the construction of the new harbour of Voltri in Genoa and for the construction of the new coal Terminal of Sines in Portugal.

PREMESSA

Nel campo delle opere marittime, è stata, negli anni più recenti, ampiamente diffusa l'applicazione di tecniche di prefabbricazione strutturale che hanno permesso di realizzare correttamente opere sempre più complesse, superando i pesanti condizionamenti imposti dall'ambiente.

Nel presente rapporto tratteremo di recenti applicazioni di tali tecniche, ordinate per tipologia di opera marittima nella quale sono state adottate.

Suddivideremo quindi dette opere in:

1. Opere di difesa
 - 1.1 a parete verticale
 - 1.2 a gettata
2. Opere interne
 - 2.1 banchine a gravità
 - 2.2 accosti interni e pontili

1. OPERE DI DIFESA

Sono opere di protezione dei bacini portuali dal moto ondoso: esse possono variare, da caso a caso, sia come mole (principalmente per l'esposizione del paraggio e la profondità del fondale) sia come lunghezza di sviluppo.

Sono opere di delicata progettazione, data la difficoltà di stima delle condizioni di moto ondoso e delle sue sollecitazioni, la cui sottovalutazione può portare a danni più o meno ingenti e frequenti o addirittura al collasso.

Esse vanno distinte in opere a parete verticale e in opere a gettata; in entrambe esistono recenti esempi di applicazione di tecniche di prefabbricazione degli elementi resistenti.

1.1 Opere di difesa a parete verticale

Sono opere di particolare importanza, che comportano la conoscenza delle condizioni di moto ondoso esistenti nel paraggio e la scelta del fondale in modo da assicurare, per lo meno per le condizioni di esercizio, l'instaurarsi di condizioni di "clapotis" perfetto sul fronte esterno, pena l'instaurarsi di sollecitazioni dinamiche impulsive, dovute a locali frangimenti, difficilmente valutabili e perciò fronteggiabili.

La monoliticità degli elementi resistenti necessaria per un corretto funzionamento è stata raggiunta soltanto con il diffondersi della tecnologia dei cassoni cellulari in c.a., in cui la struttura scatolare oltre che staticamente idonea è anche meno sensibile a fenomeni di degradazione del calcestruzzo.

La possibilità di prefabbricare l'elemento resistente della diga su impianti appositamente concepiti, concentrando quindi tutte le operazioni in una zona ristretta e ben definita, permette un'ottimizzazione delle risorse, siano esse materiali che umane,

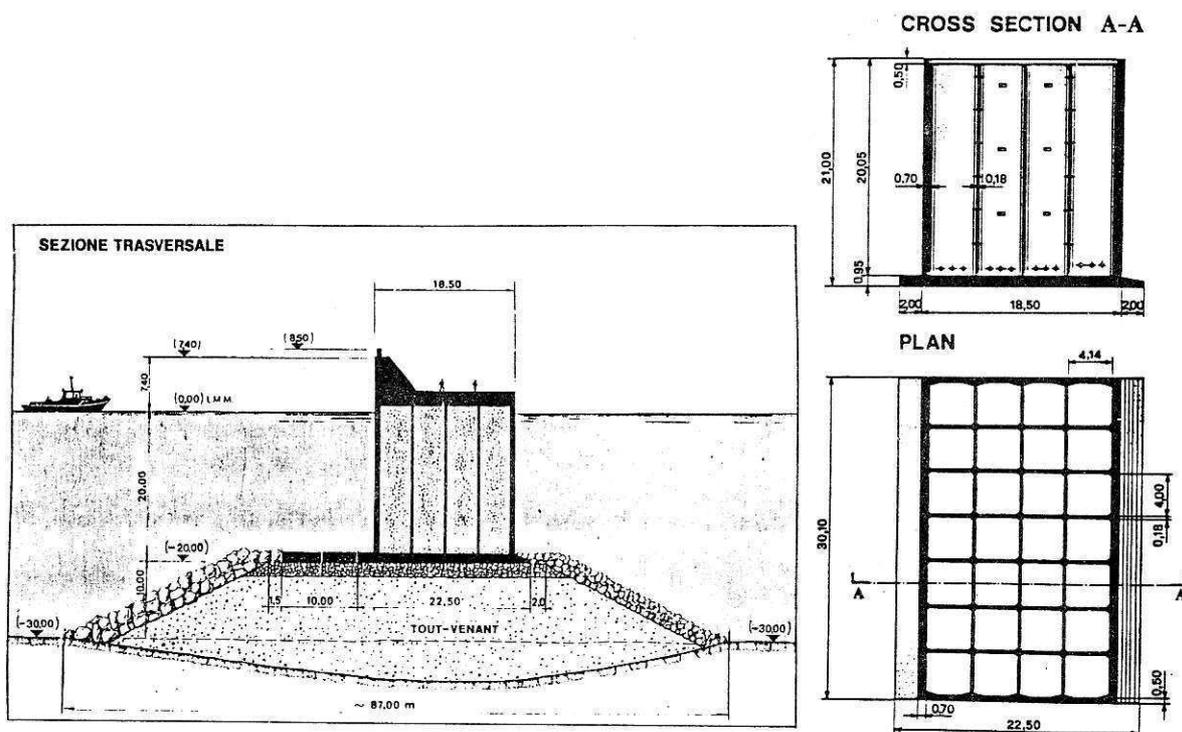


fig. 1-2: Diga foranea del Nuovo Porto di Genova-Voltri: sezione corrente e cassone d'infrastruttura

garantendo inoltre un controllo più accurato della qualità dei materiali impiegati e della correttezza delle fasi di costruzione.

Uno dei più recenti e notevoli esempi di applicazione della prefabbricazione nella realizzazione di una diga a parete verticale è la Diga Foranea del Nuovo Porto di Voltri a Genova (fig. 1). Essa giace su un fondale di 30 m, imbasata su uno scanno in tout-venant alto 10 m, protetto anteriormente da massi naturali. Si compone di 60 cassoni di dimensioni di fusto 18,5 x 30,1 m e dimensioni di cella 4 x 4,14 m, le cui pareti perimetrali hanno spessore di 70 cm nel lato di maggior lunghezza e di 50 cm per il lato più corto (fig. 2); sulla sommità giace la sovrastruttura in calcestruzzo, parte prefabbricata e parte gettata in opera, che raggiunge quota (+8,50 m).

La struttura, nella sua globalità, è stata progettata per resistere, con i consueti margini di sicurezza (IX), ad un'onda incidente di 7,80 m, lunga 197,0 m, nell'ipotesi di riflessione totale.

E' stata inoltre valutata l'azione di frangimento di onde giovani, utilizzando a tal fine il diagramma di Homma-Horikawa (X-XI).

Il calcolo di verifica della struttura in c.a. è stato condotto con lo schema di telaio orizzontale di altezza unitaria, sottoposto alle pressioni idrauliche esterne e alle spinte del materiale di riempimento interno, controllando la fessurazione.

La costruzione del cassone è avvenuta utilizzando un impianto di prefabbricazione fisso, posizionato su due pontili che aggettano nello specchio acqueo antistante il cantiere in modo che, ultimata la

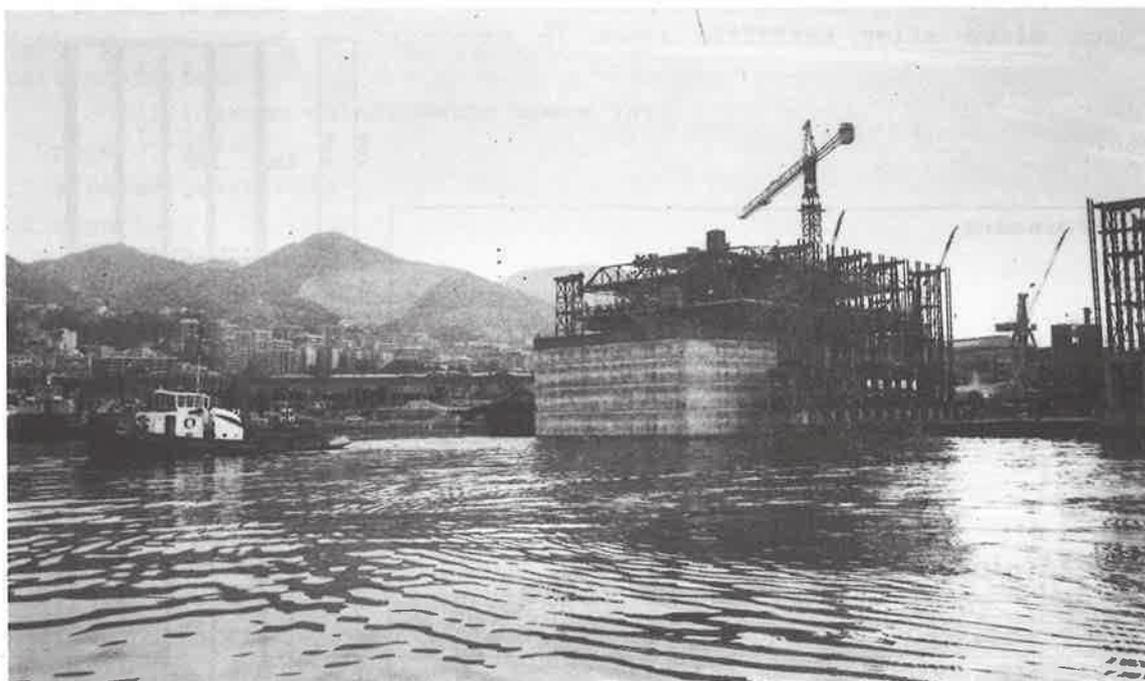


fig. 3: Diga foranea nel Nuovo Porto di Genova-Voltri: trasporto nel cassone nella zona di posa in opera

costruzione, è stato possibile procedere al varo del cassone che, in galleggiamento, veniva poi trainato nella zona di posa in opera (fig. 3). Il tempo medio di prefabbricazione è risultato di 16 giorni lavorativi.

L'impianto è formato da tre elementi principali: la piattaforma mobile, la copertura mobile e la cassaforma rampante.

La piattaforma mobile, manovrata oleodinamicamente, con escursione altimetrica di circa 13 m ha una portata utile di circa 1600 t e ha consentito la costruzione fuori acqua del solettone di fondo. Col procedere nell'elevazione delle pareti la piattaforma si abbassa gradualmente in modo da alleggerire l'impianto della sottospinta relativa al volume di cassone immerso.

La copertura mobile, sostenuta da torri metalliche poggianti sui pontili, è una struttura reticolare sulla quale sono alloggiati le tramogge di distribuzione del calcestruzzo confezionato da un impianto di betonaggio ed ha la funzione principale di permettere la posa in opera ed il recupero della cassaforma scorrevole.

La cassaforma, costituita da pannelli metallici opportunamente irrigiditi e avente un'altezza di 1,20 m è azionata da martinetti oleodinamici che ne permettono il sollevamento agendo sulle aste di arrampicamento.

La costruzione del cassone aveva inizio con l'orditura, l'armatura e quindi il getto del solettone di fondo. Si procedeva quindi con l'orditura delle pareti del fusto, si abbassava la cassaforma poggiandola sul solettone già costruito, venivano predisposte le aste di

arrampicamento e si effettuava un primo abbassamento della piattaforma per compensare il peso con la sottospinta. Iniziava quindi il getto del fusto che, mediamente, veniva eseguito in 9 - 10 fasi di altezza di circa 2,20 - 2,30 m al giorno; ciascuna fase era preceduta da un abbassamento della piattaforma al fine di alleggerirne il carico con la sottospinta idraulica.

Nel corso di ogni giornata lavorativa si procedeva con un susseguirsi di strati di getto di 25-30 cm, intercalati da un sollevamento della cassaforma di 20-30 cm per evitare un contatto troppo prolungato della stessa con il calcestruzzo.

Delle modalità esecutive e delle successioni temporali delle operazioni già descritte si è tenuto conto nell'esecuzione di prove sperimentali atte a determinare l'influenza del disarmo "precoce" (5 h) dei getti di calcestruzzo sulla loro resistenza finale.

I risultati sperimentali (VI) testimoniano che le modalità esecutive non pregiudicano la resistenza finale del conglomerato cementizio, a parità di condizioni ambientali.

I cassoni non presentano zone di minor resistenza; l'effetto del disarmo a 3 h è compensato in parte dal benefico peso degli strati gettati al di sopra, migliorando così la compattezza del calcestruzzo, facendo sì che la resistenza caratteristica sia dello stesso ordine di grandezza di quella che si otterrebbe con disarmo a 24 h.

Con un ultimo abbassamento della piattaforma i cassoni venivano posti in galleggiamento, rimorchiati alla diga, e qui affondati e riempiti con materiale inerte, necessario a conferire, per peso proprio, la stabilità complessiva dell'opera.

Anche in questa occasione è stata sfruttata la possibilità di rimorchiare il cassone in galleggiamento dall'impianto di prefabbricazione al sito (3 miglia); va ricordato che in questo dopoguerra sono stati compiuti diversi viaggi sulle medie distanze (come Genova-Principato di Monaco) per giungere, qualche anno fa, a viaggi come Genova-Palermo e come Genova-Marsa el Brega in Libia (più di 1100 miglia).

Una volta imbasati i cassoni, e atteso il tempo necessario all'esaurimento dei cedimenti lenti del terreno di fondazione, composto nei primi 10-15 metri da materiali limosi e argillosi, è cominciata la costruzione della sovrastruttura.

Al fine di conciliare i ridotti tempi di esecuzione di contratto con le difficoltà realizzative pratiche (la diga, durante la costruzione della sovrastruttura, è staccata dalla terraferma ed è esposta all'azione del mare aperto), si è divisa l'esecuzione in tre fasi:

- 1) getto "in situ" del calcestruzzo di sovrastruttura, dalla sommità del cassone fino a quota (+3,00), prefabbricazione a terra di tratti di muro paraonde, lunghi m 2,50, pesanti 100 t, utilizzando casseforme (fig. 4-5-6);
- 2) trasporto in opera con pontone dei prefabbricati e prima solidarizzazione con getto orizzontale di calcestruzzo (fig. 7-8);
- 3) completamento del muro paraonde con getto di calcestruzzo in sito

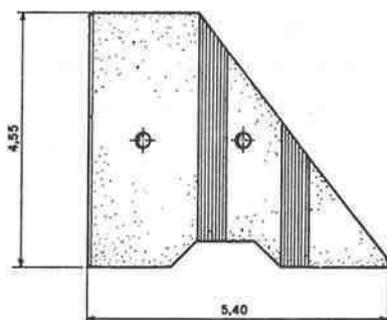
(fig. 9).

Con tale procedura è stato possibile rispettare i tempi di esecuzione previsti permettendo la produzione anche in giornate di mare agitato e minimizzando gli oneri di carpenteria.

Le verifiche di stabilità globale dell'elemento prefabbricato, sottoposto all'azione sia di onde in riflessione totale che di onde



LATERAL VIEW



PLAN VIEW

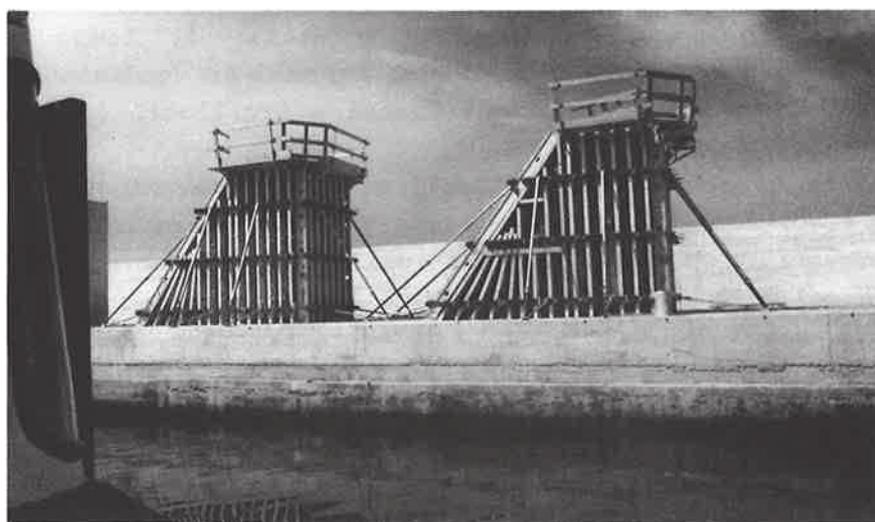
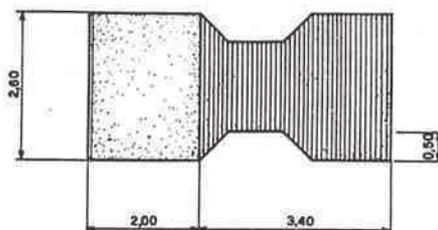


fig. 4-5-6: Sovrastruttura della Diga foranea nel Porto di Voltri: getto in opera e prefabbricato

frangenti, hanno dimostrato la necessità di solidarizzarlo al getto sottostante per garantire l'equilibrio alla traslazione orizzontale trasversale: è stato perciò realizzato il getto di calcestruzzo nella scanalatura orizzontale del prefabbricato, in corrispondenza della quale era stata già predisposta nel getto "in situ" un'armatura metallica di collegamento, dimensionata per resistere a taglio alla totalità delle forze orizzontali.

I getti di calcestruzzo in opera sono stati effettuati per mezzo di un apposito impianto galleggiante di betonaggio, con il quale è possibile confezionare il calcestruzzo e pomparlo in opera.

La capacità massima di pompaggio di tale impianto è di 35 m³/h, per una produzione mensile di circa 3000 m³.

1.2 Opere di difesa a gettata

Sono opere di difesa, il cui compito è di proteggere lo specchio acqueo interno rompendo l'onda incidente. La resistenza della diga è assegnata agli elementi componenti lo strato esterno di rivestimento, che devono sopportare le complesse forze idrodinamiche generate dal frangimento dell'onda.

L'evoluzione più recente di tali opere, soggette a condizioni estremamente severe su alti fondali, è verso la costruzione di elementi resistenti superficiali in calcestruzzo, che possano resistere, principalmente grazie al peso proprio, alle violente sollecitazioni esterne.

Questi elementi possono essere prefabbricati, con l'uso di opportune cassaforme metalliche, a terra, in una zona del cantiere ad essi riservata, dove poter concentrare le fasi di getto, disarmo e stagionatura dei massi artificiali, e da cui essi vanno trasportati verso i mezzi di posa (pontoni, ecc.).

Un significativo esempio di questa tecnica è la riparazione della Diga Ovest del Porto di Sines in Portogallo, in cui sono stati adottati per la mantellata di protezione esterna massi artificiali quasi cubici (tipo Antifer) del peso di 90 t (fig. 10-11).

Sono stati prefabbricati circa 10000 blocchi, corrispondenti a 340.000 m³ di calcestruzzo, sulla base di una produzione media giornaliera di 45 cubi, corrispondenti a 1.530 m³ di calcestruzzo, per giornata di lavoro a due turni di 9 ore ciascuno. Ciò è stato possibile con 18 casseforme soltanto, prevedendo un tempo di disarmo di 6/7 ore.

Tale tempo è in funzione sia delle dimensioni del masso che delle caratteristiche del calcestruzzo, a parità di condizioni ambientali.

Una prima valutazione teorica, basata sull'annullamento della pressione che il calcestruzzo esercita sulla parete della cassaforma in funzione della sua velocità di getto, aveva indicato un tempo di disarmo minimo di 5 ore. Prove di laboratorio svolte presso

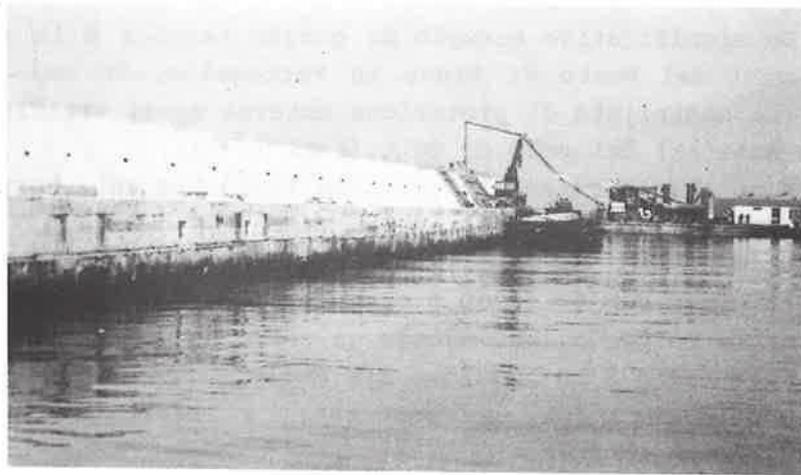
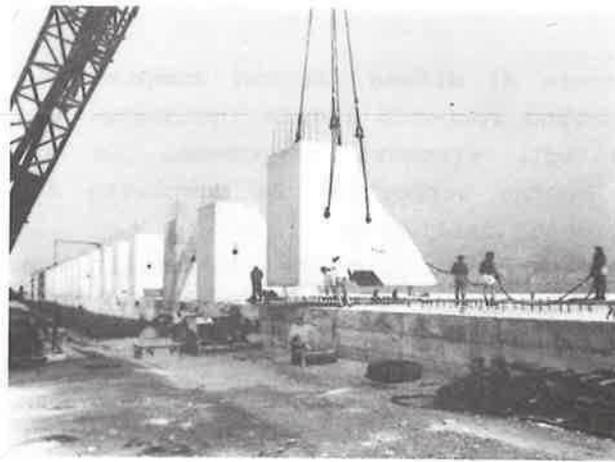


fig. 7-8-9: Sovrastruttura della Diga foranea del Porto di Voltri: posa del prefabbricato e getto di completamento

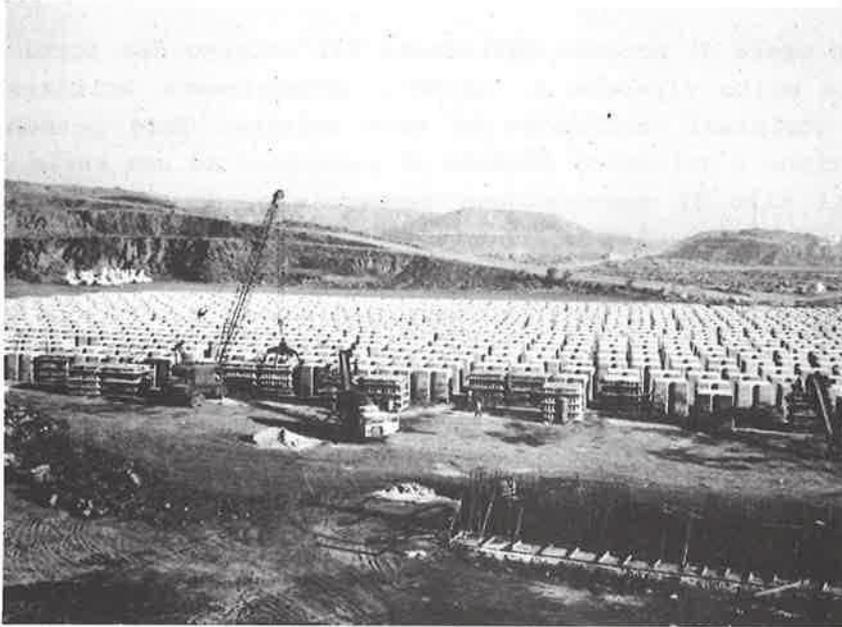


fig. 10-11: Porto Sines: massi tipo "Antifer"

l'Istituto di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Genova hanno confermato tale tempo minimo limite. Le condizioni meteorologiche locali hanno però esercitato la loro influenza, per cui prudenzialmente è stato adottato il tempo di disarmo di 6/7 ore, cui faceva seguito un trattamento di "curing" al fine di evitare una troppo rapida disidratazione della massa.

2. OPERE INTERNE DI ACCOSTO

Sono opere di accosto realizzate all'interno dei porti o comunque entro baie molto riparate e, quindi, generalmente utilizzabili dalle navi con qualsiasi condizione di mare esterno. Esse possono assumere configurazione e struttura diverse in relazione ad una serie di fattori, tra cui il tipo di destinazione commerciale, la profondità di acqua richiesta al piede, le caratteristiche geo-morfologiche del sito, la necessità o meno di sostegno di un terrapieno, la natura del terreno di fondazione, l'entità e distribuzione dei sovraccarichi, la mole stessa dell'opera.

2.1 Banchine a gravità

Sono opere in cui la funzione di garantire la stabilità è affidata al peso proprio dell'opera.

Un recente esempio di banchina a cassoni cellulari su alti fondali e in zona sismica è il Terminal de Carvao nel Porto di Sines in Portogallo, attualmente in via di ultimazione, composto da 18 cassoni e destinato ad accogliere navi carbonifere fino a 150.000 DWT (fig.12). In questo caso il cassone poggia su uno scanno di pietrame a quota (-18,00 m), e sborda dallo zero idrografico m 4,30, in modo tale da rimanere fuori acqua in tutte le condizioni di marea (massima marea +3,80 m). Le sue grandi dimensioni (18,55x24,50 di fusto, 22,30 m di altezza) permettono di soddisfare le condizioni di stabilità globale e geotecnica anche sotto la gravosa azione sismica di progetto ($K_h = 0,17 g$, $K_v = + 2/3 K_h$).

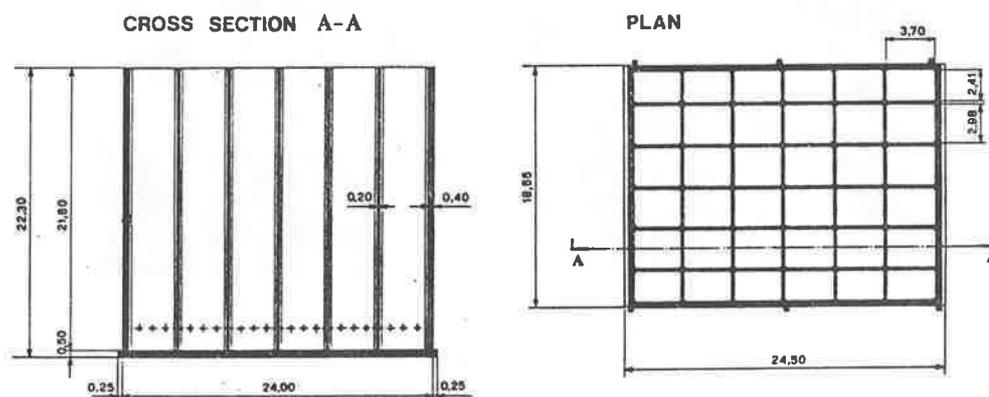


fig. 12: Sines: Terminal de Carvao: cassone d'infrastruttura

Per la costruzione dei cassoni d'infrastruttura si è fatto uso di un impianto di prefabbricazione galleggiante, già usato sul posto per la costruzione delle opere interne della 1^a fase di costruzione del Porto di Sines (VIII). Tale impianto permette infatti di non risentire della

forte escursione di marea (m 3,80 max), consentendo altresì di operare sui fondali adeguati all'altezza dei cassoni da realizzare (1).

L'impianto è essenzialmente costituito da due scafi metallici, collegati mediante due traversoni, uno dei quali rialzato, per consentire l'uscita del cassone ultimato e galleggiante.

L'impianto lavora all'ormeggio, in acque protette, presso una banchina dalla quale viene rifornito, mediante pompe, del calcestruzzo necessario alla prefabbricazione.

La costruzione del cassone in c.a. avviene su una piattaforma mobile, di dimensioni 21,00x25,00 m, montata fra i due scafi e manovrata oleodinamicamente, con escursione altimetrica di circa 40,00 m.

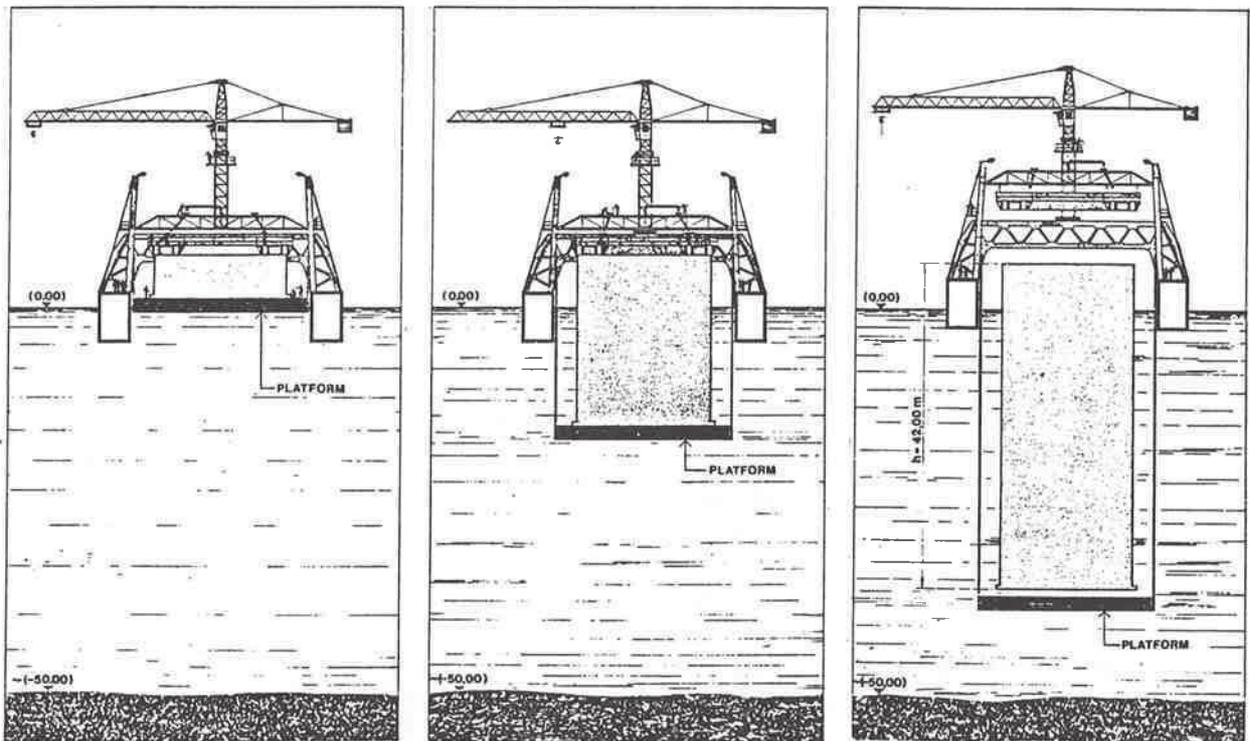


fig. 13-14-15: Fasi tipiche di prefabbricazione con impianto galleggiante

(1) La progettazione e l'allestimento dell'impianto sono state effettuate dalla Soc. Mantelli & C. - Genova (gruppo IRI-ITALSTAT).

La portata utile della piattaforma è di circa 800 t e consente la costruzione, fuori acqua, in prima fase, del solettone di fondo e di una parte delle pareti del cassone in cemento armato (fig. 13).

Col procedere nell'elevazione delle pareti, si abbassa gradualmente la piattaforma in modo da alleggerire l'impianto della sottospinta relativa al volume del cassone immerso, senza ulteriormente gravare sui galleggianti (fig. 14-15).

Le dimensioni principali del galleggiante sono: lunghezza 40,70 m; altezza degli scafi 6,50 m, altezza totale di assiemaggio 30,60 m.

La centrale oleodinamica che governa i cilindri per la escursione della piattaforma provvede anche a controllare tutti gli altri movimenti necessari per il funzionamento dell'impianto.

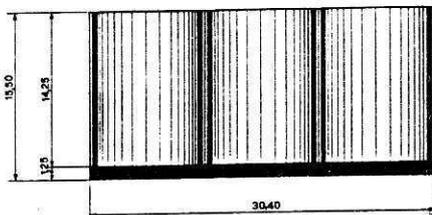
Questi è inoltre dotato di una copertura mobile che segue, nell'elevazione, la costruzione del cassone ed ha il compito di consentire la posa in opera ed il recupero della cassaforma scorrevole; essa funge inoltre da sostegno del sistema distributivo del calcestruzzo.

Il tempo medio di prefabbricazione di un cassone del Terminal de Carvao è risultato di 16 giorni lavorativi.

Un'altra recente significativa realizzazione è la Banchina d'accosto del Porto di Voltri a Genova composta da 45 cassoni cilindrici (fig. 16) e 2 cassoni rettangolari di raccordo con il molo di Ponente.

Costruiti sugli impianti di prefabbricazione fissi già esistenti nel Porto di Genova (fig. 17) in un tempo medio di 7 giorni lavorativi, descritti in precedenza, essi stanno dimostrando, in confronto ai cassoni cellulari rettangolari, una semplificazione delle fasi di

LONGITUDINAL SECTION A-A



PLAN

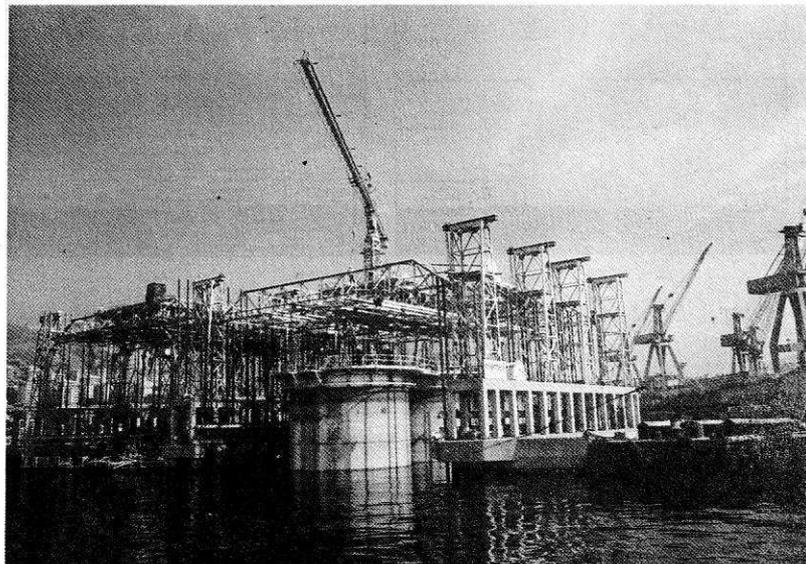
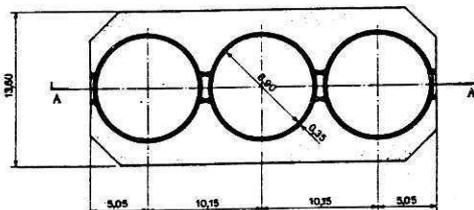


fig. 16-17: Banchina d'accosto del Porto di Genova-Voltri: cassone di infrastruttura

costruzione su impianto, ridotte in numero, e una buona stabilità in galleggiamento; per contro, essi necessitano di maggiori cautele nelle successive fasi di affondamento, riempimento e rinfiacco oltre a rendere più importante staticamente e più complessa dal punto di vista esecutivo la sovrastruttura.

Nella costruzione di detti cassoni, al fine di ridurre la durata delle fasi di getto, si è effettuato un premiscelamento di circa il 30% del cemento con acqua, in rapporto di circa 0,5, al fine di ottenere una pasta consistente. Questa, riscaldata in forno per 1 ora alla temperatura di 70°, viene poi aggiunta ai restanti componenti del calcestruzzo in fase di miscelazione. L'effetto ottenuto è quello di una accelerazione della presa del calcestruzzo, in modo tale da ridurre i tempi di sosta della cassaforma scorrevole.

Il controllo statistico, di tipo "b", secondo la legge n. 1086, ha fornito, su una base di 302 prelievi, una resistenza caratteristica di 361 kg/cm² con uno scarto quadratico medio di soli 13 kg/cm², a dimostrazione dell'ottima produzione.

2.2 Pontili e posti di accosto

Tra le più recenti e significative realizzazioni di questo tipo vanno sicuramente menzionate le opere interne del Porto di Sines (Portogallo), realizzate con cassoni in c.a. (fig. 18).

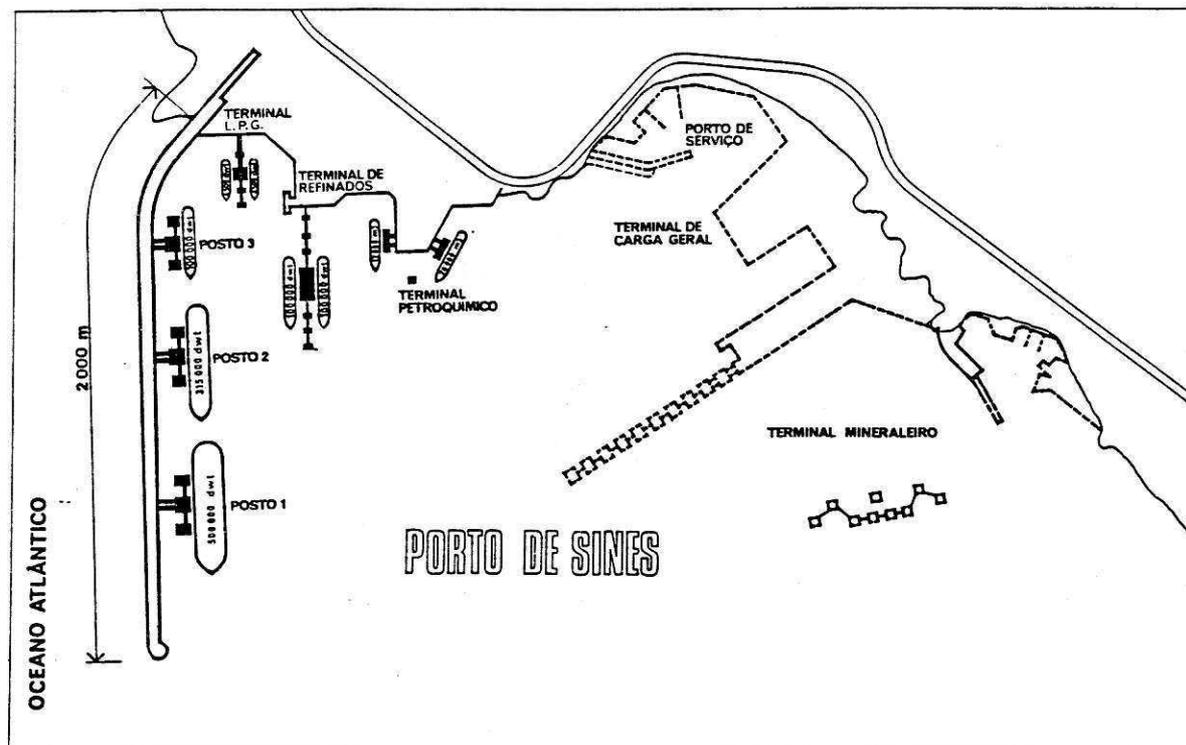


fig. 18: Planimetria della 1^a fase del Porto di Sines

Esse sono:

a) un posto d'accosto per petroliere da 100.000 dwt, su profondità di -18,00 m dallo ZH; (Posto n. 3) (fig. 19);

b) un posto di accosto da 300.000 dwt, su profondità di -28,00 m dallo ZH; (Posto n. 2);

c) un posto di accosto da 500.000 dwt, su profondità - 38,00 m dallo ZH; (questo posto può essere equipaggiato anche per ricevere petroliere da 1.000.000 dwt); (Posto n. 1) (fig. 20);

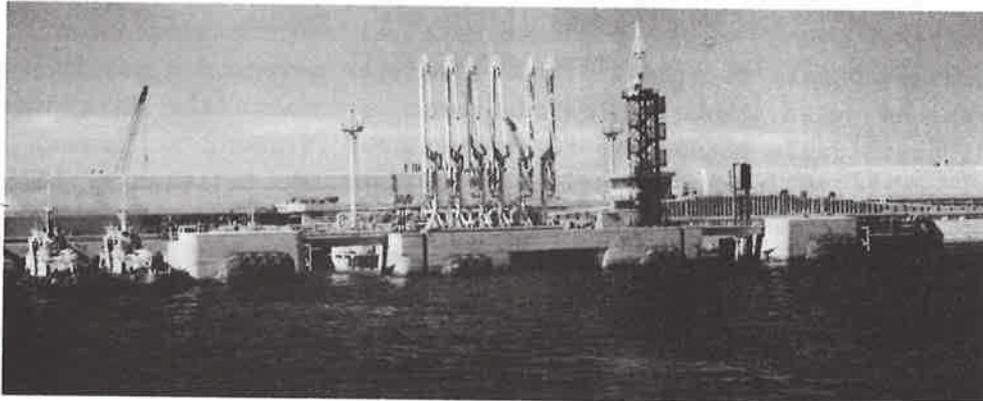


fig. 19: Posto d'accosto n. 3 del Porto di Sines

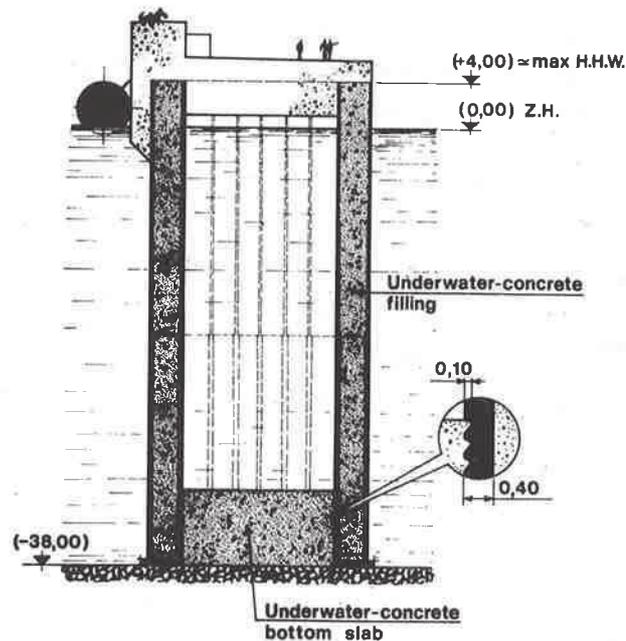


fig. 20: cassone del Posto n. 3

d) un pontile per il traffico dei prodotti raffinati (Terminal de Refinados), con due accosti per navi fino a 100.000 dwt, su profondità di -19,00 m dallo ZH;

e) un pontile per il carico dei gas liquidi (Terminal L.P.G.) con due accosti per navi da 4.500 t, su profondità di -10,50 m dallo ZH;

f) uno sporgente (Terminal Petroquimico) corredato da due posti di accosto, su profondità rispettivamente di -12,00 m e -13,00 m dallo ZH.

Le infrastrutture di tutte queste opere sono state realizzate mediante 51 cassoni in c.a., prefabbricati su 2 impianti del tipo descritto al p.to 2.1.

I cassoni di maggiore importanza erano quelli del Posto n. 1, aventi dimensioni in pianta 21,00 x 19,00 m, a un'altezza di 42 m.

La prefabbricazione avanzava mediamente ad un ritmo di 3 m per giorno lavorativo, con una produzione di circa 20 m³ di calcestruzzo.

Per maggiori dettagli si rimanda a specifiche relazioni, già pubblicate (VIII).

BIBLIOGRAFIA

- I) G. PAOLELLA-J. LARRAS-R. BELLIPANNI: "L'emploi de blocs cubiques rainures pour la réparation provisoire de la digue de Sines", Travaux, Avril 1982
- II) ACI, Manual of Concrete Practice, 1970
- III) R. L'HERMITE: "Expériences et Théories sur la Technologie du Béton", Annales de I.T.B.T.P. n. 374, 1979
- IV) N.J. GARDNER: "Pressure of Concrete against Formwork", ACI Journal, July-August 1980
- V) N.J. GARDNER: "Pressure of Concrete on Formwork", A Review, ACI Journal, September-October 1985
- VI) G. DALERCI-M. TORRIGIANI-G.L. NOCE-E. RONCALLO-M. FEDOLINO: "Analisi sperimentale degli effetti del tempo di disarmo sulla resistenza finale del conglomerato cementizio", Industria italiana del Cemento, Gennaio 1987
- VII) G. CONTRI-G.L. NOCE-M. FEDOLINO: "Precast elements in harbour works" AIPCN, Bulletin n. 54, 1987
- VIII) G.L. NOCE-G. PAOLELLA: "I cassoni cellulari per le infrastrutture del Porto di Sines (Portogallo)", Rassegna dei Lavori Pubblici, Dicembre 1980
- IX) G. BORZANI: "Considerazioni sul progetto delle dighe marittime di tipo composito riflettente formate con cassoni cellulari in cemento armato", Giornale del Genio Civile n. 10-11-12

- X) G. SCARSI: "La rappresentazione del mare in tempesta", Atti del X Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Cagliari 1967
- XI) G. SCARSI-S. STURA: "Trasformazioni di onde cilindriche di ampiezza e ripidità finite su fondali a dolce acclività", Energia Elettrica n. 3, 1970
- XII) E. BENASSAI-F. ESU-A. NOLI-G. PAOLELLA-R. TOSI: "Opere esterne di difesa dei porti", Esa Editrice, Roma 1980.

LA SOLIDARIZZAZIONE IN OPERA DI GRANDI
TRAVI DA PONTE PREFABBRICATE

Mario P. PETRANGELI

Professore Associato
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica
Università "LA SAPIENZA" - ROMA

SOMMARIO

La solidarizzazione in opera di travi da ponte prefabbricate precomprese richiede la definizione dei tempi di costruzione poiché questi influenzano la ridistribuzione delle tensioni provocate dalla viscosità.

Nella memoria si indaga su come varia lo stato di sollecitazione finale nell'impalcato al variare di questa tempistica.

SUMMARY

The connection "in situ" of precast prestressed bridge beams needs the definition of the construction time schedule: that affects the stress redistribution due to creep.

In this paper the variation of the final stress arrangement, when the time schedule changes, is investigated.

PREMESSA

E' ben noto come le esigenze di un maggiore comfort di esercizio e l'elevato costo delle manutenzioni ordinarie e straordinarie abbiano portato, nei progetti di ponti recenti, ad una drastica riduzione dei giunti di impalcato.

Ciò può essere ottenuto o realizzando impalcati a trave continua oppure mantenendo lo schema tradizionale a travi semplicemente appoggiate e rendendo continua la soletta in corrispondenza degli appoggi. (I) (II)

Gli impalcati a trave continua hanno il vantaggio, rispetto a quelli semplicemente appoggiati, di una minore deformabilità e quindi di migliori prestazioni in esercizio; essi inoltre presentano una più favorevole distribuzione delle sollecitazioni nella struttura e quindi la possibilità di avere impalcati più snelli, generalmente di aspetto più gradevole.

L'altra soluzione, cioè la continuità della soletta e non delle travi, permette di sfruttare a pieno tutte le tecniche di prefabbricazione e varo delle singole parti costituenti l'impalcato, ampiamente collaudate, che hanno portato alla nascita di numerosi stabilimenti per la prefabbricazione di elementi strutturali anche di grandi dimensioni. E ciò ha consentito indubbiamente una produzione di qualità migliore e più costante.

Una soluzione che permette di sfruttare i vantaggi di entrambe quelle sopradette consiste nel costruire le travi come semplicemente appoggiate, sfruttando quindi tutte le tecniche di prefabbricazione e varo note, salvo renderle strutturalmente continue dopo poste in opera. (III) (IV)

Realizzazioni di questo genere esistono già da tempo all'estero (si vedano ad esempio il Big Sandy River Br. nel Tennessee del 1963 e il Los Penasquitos Br. in California del 1966) e si vanno diffondendo di recente anche in Italia.

La figura 1 mostra un viadotto di questo tipo in via di completamento sul raccordo autostradale Fiano-S.Cesareo mentre la fig. 2 riporta schematicamente la disposizione dei cavi di continuità per l'impalcato dello stesso viadotto.



Fig. 1

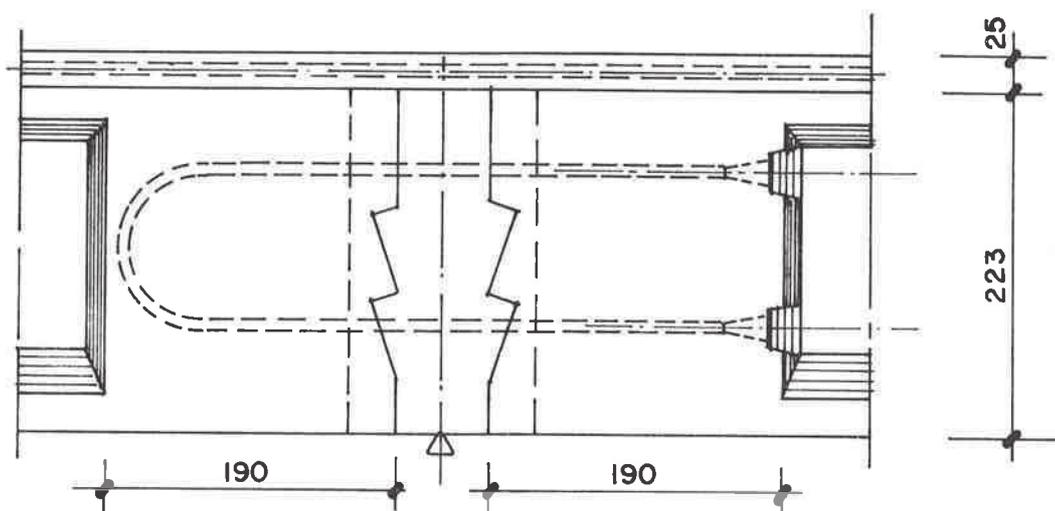


Fig. 2

2. SCOPO DELL'INDAGINE

Il procedimento costruttivo illustrato prevede l'assemblaggio di elementi di età diversa. Lo schema statico dell'impalcato, inoltre, varia durante le fasi costruttive passando da quello isostatico iniziale - travi semplicemente appoggiate - a quello finale di trave continua.

Ciò provoca nel tempo, come è noto, una redistribuzione delle sollecitazioni causata dalla viscosità e dal ritiro del calcestruzzo la quale va attentamente valutata in sede di progetto. Si dovranno infatti verificare alcune sezioni per le condizioni che si hanno all'inizio della vita dell'opera, mentre per altre le sollecitazioni più severe si avranno dopo molti anni di esercizio, quando i fenomeni lenti si sono esauriti.

Questo tipo di analisi, resa attualmente possibile da sistemi di calcolo più o meno sofisticati, richiede in sede di progetto la conoscenza dei tempi di costruzione dei singoli elementi e del loro assemblaggio, oltre naturalmente che della sequenza delle operazioni di montaggio.

Ora accade che mentre è possibile fissare esattamente le modalità costruttive, risulta più difficile governarne le sequenze temporali che sono condizionate da molteplici fattori esterni al progettista.

Può capitare così che difficoltà impreviste nella esecuzione delle fondazioni o delle pile costringano allo stoccaggio di travi prefabbricate per mesi oppure, viceversa, che ritardi nell'impianto di prefabbricazione portino alla messa in opera di travi con appena una settimana di vita, stravolgendo completamente la tempistica ipotizzata dal progettista.

E' parso quindi di qualche interesse indagare su come varia lo stato di sollecitazione in un impalcato del tipo di quelli descritti quando, a parità di fasi costruttive, se ne vari la tempistica entro limiti giudicati, in base all'esperienza, realistici.

3. IL MODELLO PRESCELTO

Per avere risultati chiari e facilmente leggibili si è scelto un modello molto semplice costituito da due travi di età diversa che ad un certo istante vengono solidarizzate tra di loro e con la soletta di impalcato gettata in opera.

Si sono considerate due diverse possibili modalità di costruzione (fig. 3)

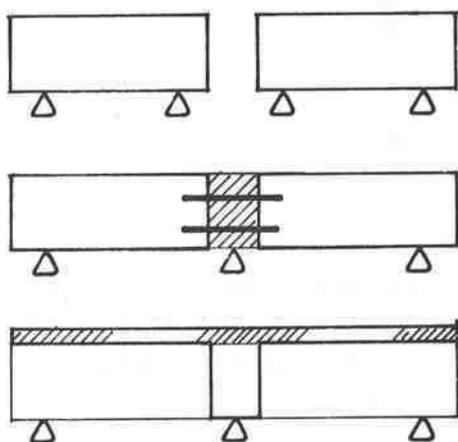


Fig. 3 A

Caso B: la soletta viene gettata sulle travi semplicemente appoggiate e solo dopo che ha fatto presa viene realizzata la continuità. E' questo il caso più frequente ed è anche quello seguito per il viadotto di Passo Corese.

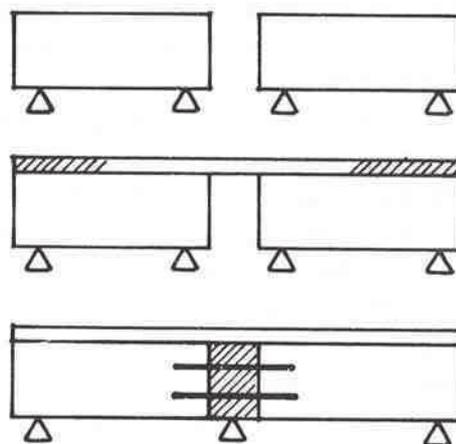


Fig. 3 B

Si è fatta l'ipotesi che le travi vengano comunque precomprese dopo 7 giorni dal getto e si è indagato sul comportamento della struttura relativamente ai seguenti tempi possibili:

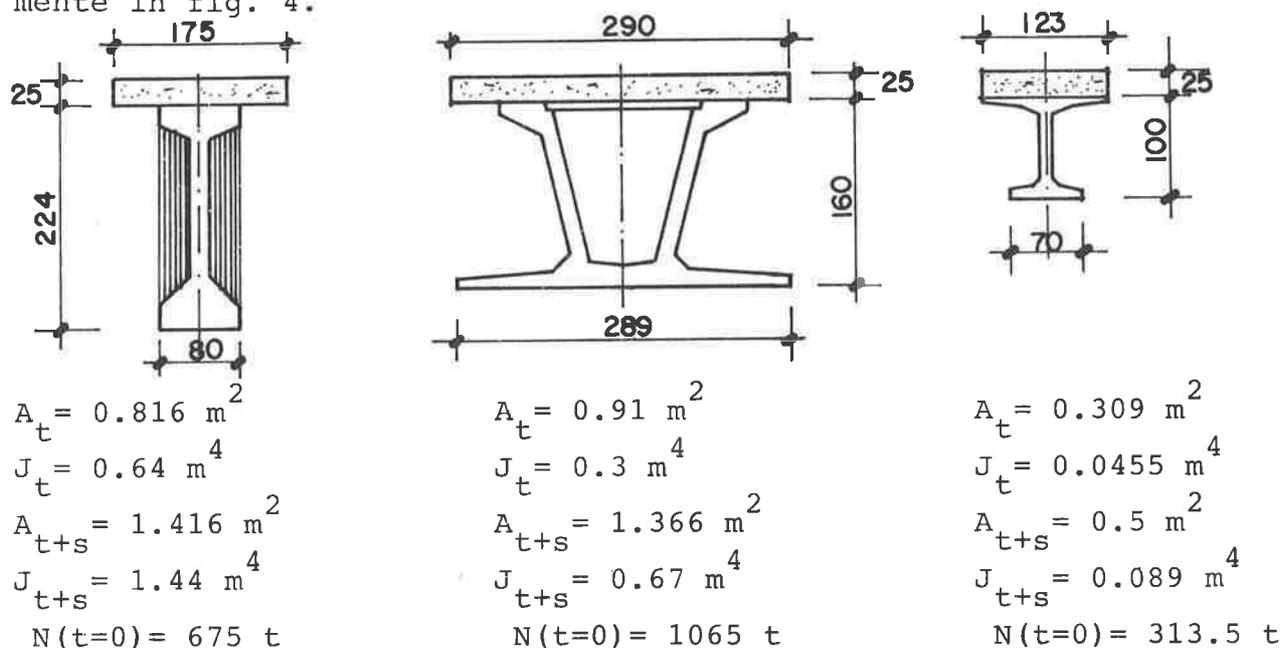
- t_1 : istante iniziale coincidente con il getto della trave 1
- $t_1 + 7$ gg: precompressione trave 1
- t_2 : getto della trave 2: 0 gg (contemporaneo alla trave 1) oppure 60 gg, 120 gg, 180 gg.
- $t_2 + 7$ gg: precompressione trave 2
- t_3 : realizzazione della continuità strutturale: $t_2 + 37$ gg oppure $t_2 + 67$ gg, $t_2 + 127$ gg, $t_2 + 187$ gg.

Il getto della soletta viene assunto per semplicità contemporaneo a t_3 (immediatamente prima o dopo a seconda del caso A o B).

Si hanno quindi 16 possibili sequenze temporali che vanno dall'ipotesi più "rapida" - le travi vengono gettate insieme e dopo un meso sono state varate e rese continue - a quella limite più "lunga",

che prevede la seconda trave di 6 mesi più vecchia della prima e la continuità realizzata dopo altri 6 mesi, cioè ad un anno di distanza dalla costruzione della prima trave.

Al fine di valutare il ruolo che hanno il peso proprio, la precompressione, le caratteristiche della trave etc. si sono eseguiti i calcoli per tre impalcati realmente costruiti aventi luci di circa 20, 32 e 40 m le cui caratteristiche sono raffigurate sinteticamente in fig. 4.



4. CENNI DI CALCOLO

Si sono assunte come incognite le forze, variabili nel tempo, che le travi si scambiano tra loro e con le solette, accettando le seguenti ipotesi semplificative:

- lo spessore della soletta è trascurabile rispetto all'altezza delle travi;
- non si considerano, per maggiore chiarezza, gli effetti del ritiro differenziale trave-soletta;
- le forze mutue che si scambiano travi e solette per effetto dei carichi applicati inizialmente alla sola trave (non interessano in questa sede gli sforzi di scorrimento provocati dai carichi che intervengono a struttura completata) sono uniformemente ripartite tra la mezzera e l'appoggio di ciascuna trave;
- le cadute di tensione nei cavi di precompressione primaria non risentono in modo apprezzabile né della precompressione di continuità né delle forze che si sviluppano per viscosità. Ciò porta, come è stato verificato "a posteriori", ad errori dell'ordine del 6-7%.

Con queste ipotesi, detto X_1 il momento di continuità che si sviluppa nelle travi complete di soletta, X_2 ed X_3 le risultanti delle forze di interazione trave-soletta agenti su metà campata, la distribuzione delle forze interne in un generico istante è quello di fig. 5:

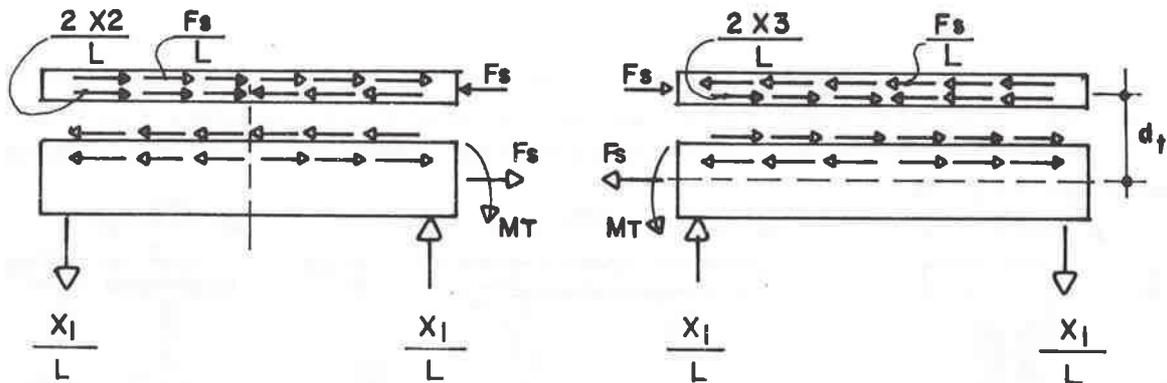


Fig. 5

ove

M_T = momento di continuità agente sulla sola trave pari a:

$$M_T = X_1 - F_S \cdot d_T$$

F_S = forza di scorrimento trave soletta dovuta ad X_1 :

$$F_S = X_1 \cdot \frac{A_S d_G}{J_G}$$

A_S = area soletta

J_G = momento di inerzia della trave completa

d_G, d_T = distanza della soletta rispettivamente dal baricentro della trave completa ovvero da quello della sola trave prefabbricata.

Le incognite vengono determinate imponendo che in ogni istante gli spostamenti viscosi dovuti alle forze esterne agenti sul sistema iniziale (peso travi + precompressione e, solo nel caso B, peso della soletta) siano annullati dagli spostamenti elasto-viscosi dovuti alle forze X_1, X_2 e X_3 che vanno sviluppandosi nel tempo.

Le equazioni di congruenza sono state derivate utilizzando il metodo dell'"Age - Adjusted Effective Modulus", cioè applicando ai carichi variabili il coefficiente di invecchiamento adottando i valori proposti dalla normativa CEB attuale (V) per ambiente di stagionatura normale. Queste equazioni sono riportate in appendice.

5. PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

Si è assunto come parametro di riferimento il momento flettente X_1 che si sviluppa in corrispondenza dell'appoggio per effetto dei carichi applicati inizialmente sulle travi semplicemente appoggiate e cioè: peso proprio travi e loro precompressione nel caso A; peso proprio travi, loro precompressione e peso della soletta nel caso B.

Questi momenti sono forniti come frazione di quelli, indicati con asterisco, provocati dagli stessi carichi supposti agenti fin dall'inizio sulla trave continua.

Le fig. 6, 7, e 8 mostrano come varia, per il caso A, questa percentuale al variare della tempistica di costruzione per i tre impalcati studiati. Le fig. 9, 10 e 11 sono le analoghe per il caso B.

Per quello che riguarda le modalità costruttive del tipo A (soletta agente sulla trave già continua) risulta che il momento di continuità che si raggiunge a tempo infinito decresce in tutti i casi con l'aumentare dell'intervallo di tempo che si lascia trascorrere tra la costruzione delle travi e la loro solidarizzazione.

Questa variazione è peraltro relativamente modesta nell'ambito di ciascun tipo di impalcato: per le travi di 40 m si passa dal 55% nel caso di costruzione "rapida" - travi 1 e 2 costruite contemporaneamente e continuità dopo 30 gg - al 40% circa nel caso limite opposto - trave 2 di 6 mesi più anziana della 1 e continuità dopo un anno dalla costruzione della prima trave.

Poichè in tutti questi casi prevale sempre la deformazione dovuta alla precompressione e questa, come è noto, è in proporzione più rilevante nelle travi piccole, le percentuali dette aumentano sensibilmente per gli impalcati da 20 m. Per essi si passa da un massimo del 80% al minimo del 55% circa.

Più articolata appare la situazione quando anche il peso della soletta gravi sulle travi ancora isostatiche (caso B).

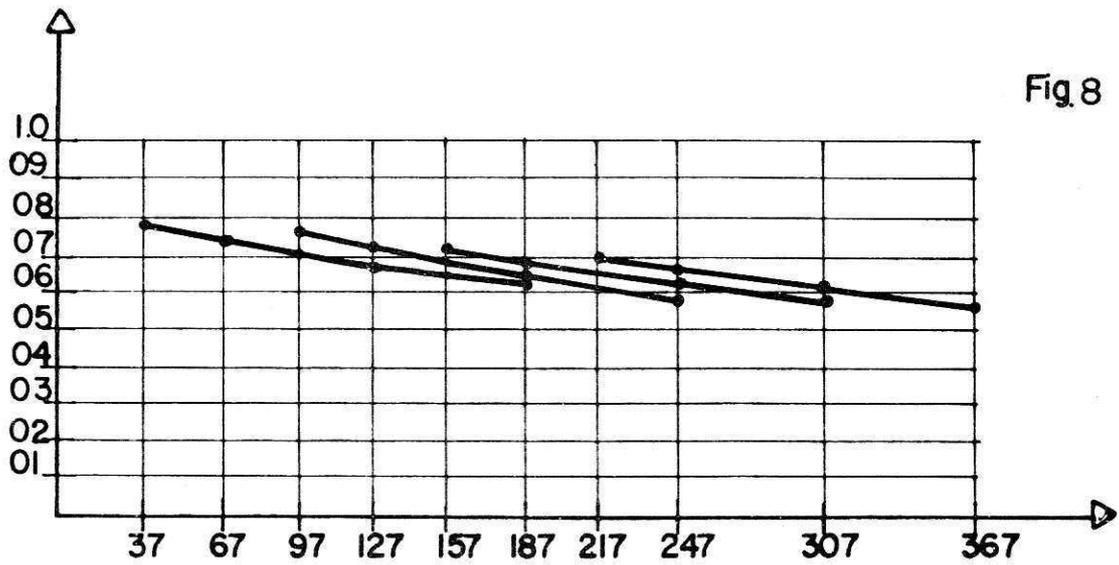
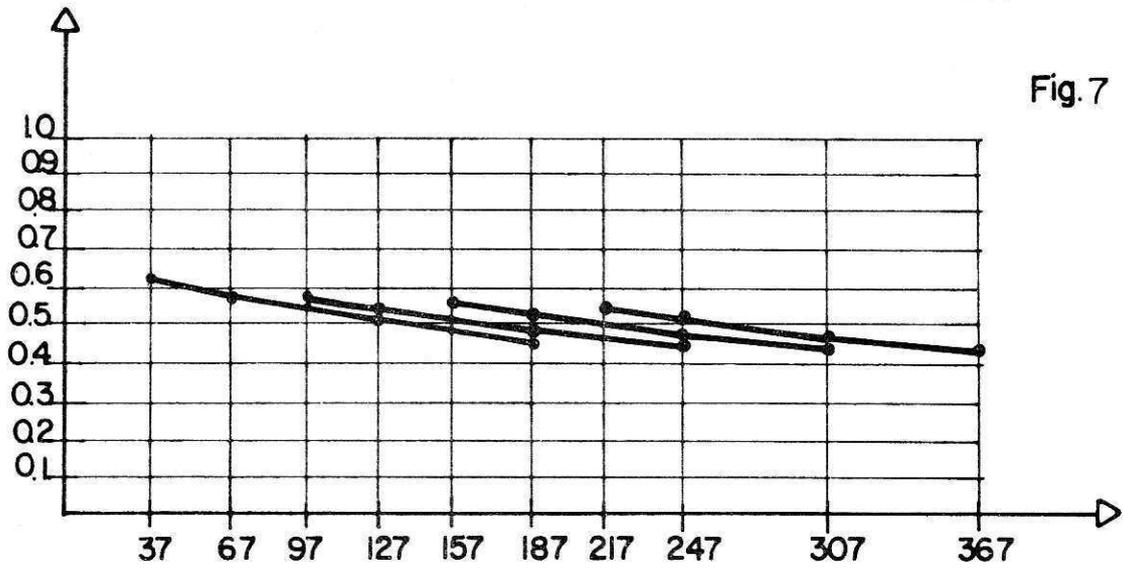
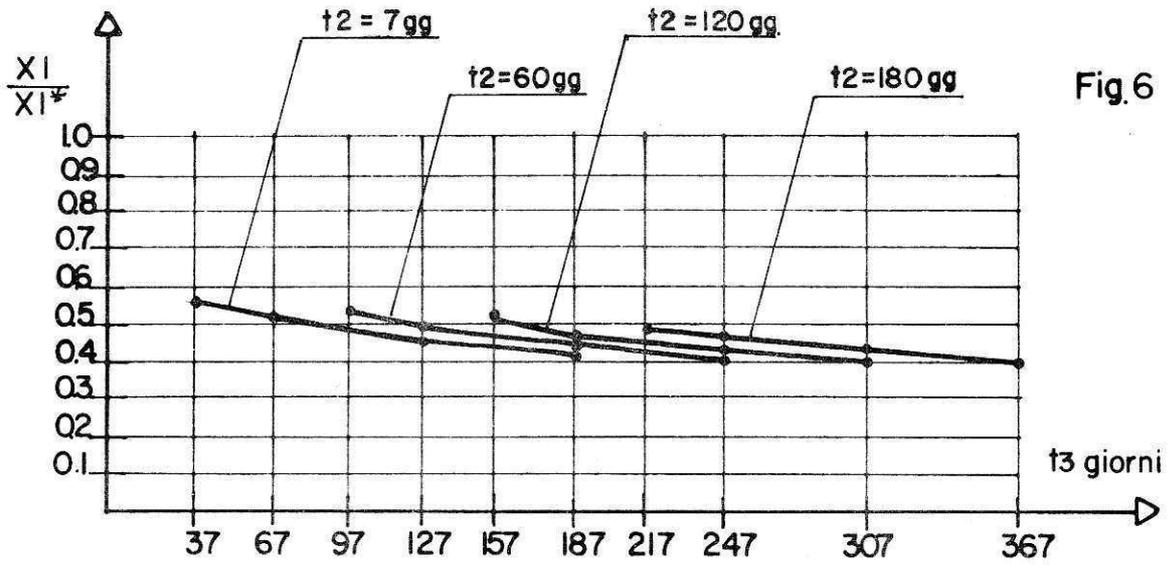
In questo caso infatti vanno considerate anche le deformazioni dovute al peso della soletta che hanno segno opposto a quelle provocate dal peso della trave più la precompressione: le prime prevalgono per le travi da 40 m mentre per le luci piccole sono maggiori le seconde.

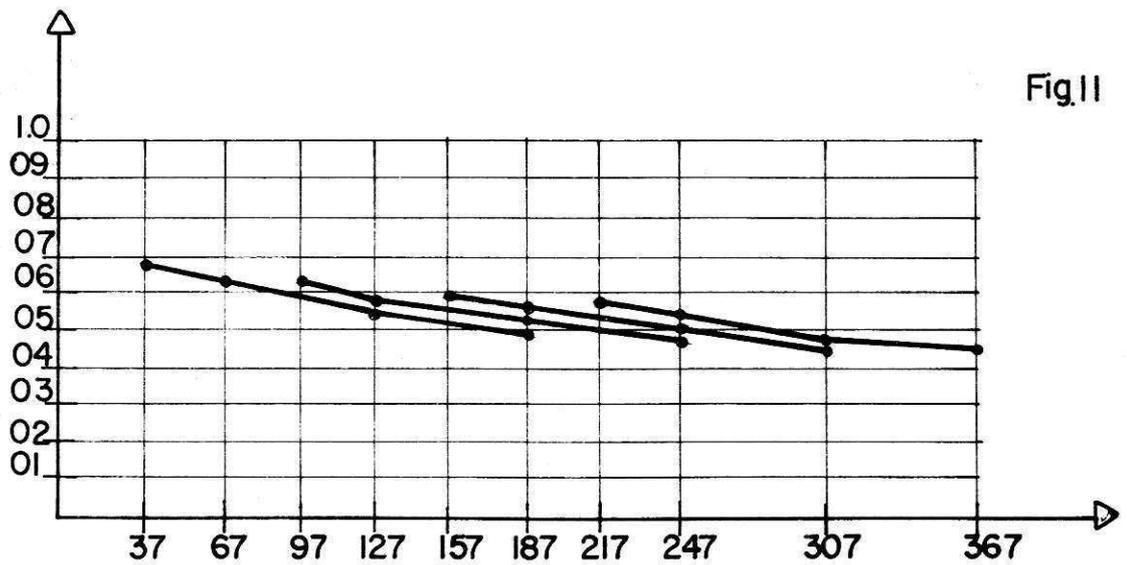
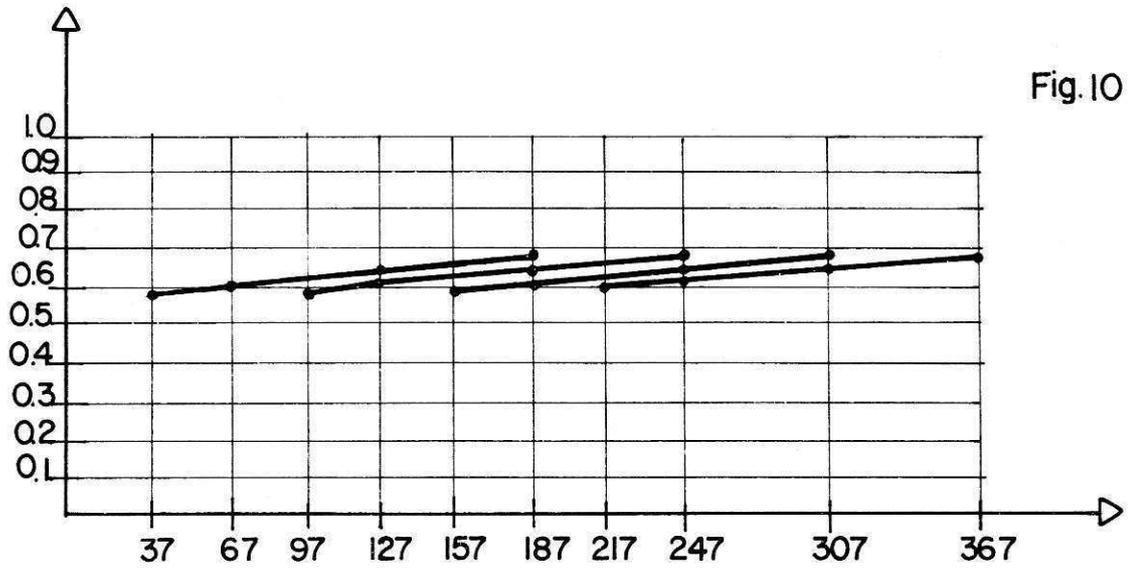
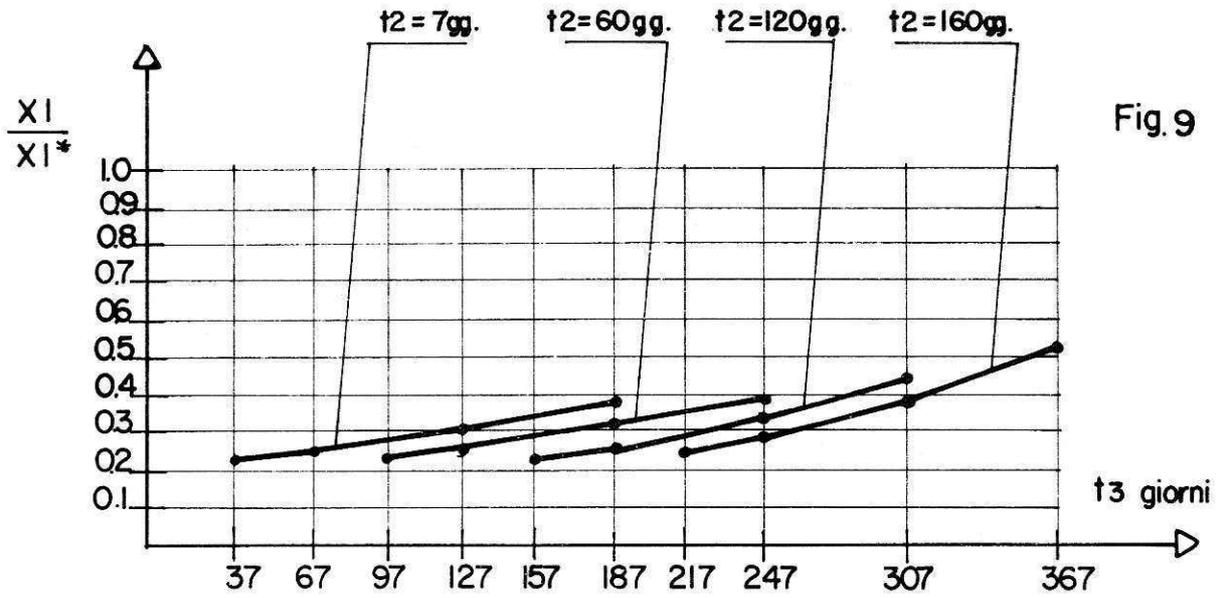
Ciò porta come conseguenza che il momento di continuità che si sviluppa per effetto della viscosità nel caso di impalcati da 40 m è tanto maggiore quanto più si aspetta a gettare la soletta ed a realizzare la continuità.

Infatti in questo intervallo di tempo vengono scontate parte delle deformazioni viscosi della sola trave e quindi si fa più forte l'effetto del peso della soletta. Ciò non accadrebbe ovviamente se si potesse realizzare la continuità dopo parecchio tempo che si è gettata la soletta, ma ciò non appare realisticamente proponibile.

Le percentuali in questo caso vanno da un minimo del 22% (costruzione "rapida") ad un massimo del 52% (costruzione "lenta"). Giova peraltro ricordare che il momento di riferimento è in questo caso maggiore di quello che si ha nel caso A.

Completamente diverso è il comportamento degli impalcati di piccole luci. Poichè per essi prevale l'effetto della precompressione sul peso della soletta, lo scontare parte delle deformazioni viscosi dovute alla prima causa porta ad una riduzione del momento di continuità. Le percentuali limiti sono del 68% ("rapida") e del 45% ("lenta").





6. CONCLUSIONI

La conoscenza esatta della tempistica di costruzione è fondamentale per valutare lo stato di sollecitazione che tende ad instaurarsi nella struttura a fenomeni lenti esauriti e che può risultare anche molto diverso da quello che si ha a fine costruzione.

L'indagine svolta ha mostrato che:

- a) in tutti i casi la diversa età delle travi ha scarsa influenza; più importante è l'intervallo di tempo che intercorre tra la loro costruzione e la solidarizzazione in opera;
- b) la ridistribuzione delle tensioni è più rilevante negli impalcati di luce modesta i quali a vuoto sono relativamente più precompressi di quelli di grande luce. (Per le piccole luci i carichi accidentali hanno maggiore influenza rispetto al peso proprio);
- c) nel caso, più frequente in pratica, in cui la soletta venga a gravare sulle travi ancora isostatiche e subito dopo venga effettuata la continuità, la maggiore stagionatura delle travi può portare paradossalmente ad una situazione più sfavorevole.

Quanto sopra è stato riscontrato per il modello semplice studiato ma appare ragionevole estendere almeno qualitativamente questi risultati anche al caso di ponti costituiti da più campate.

La variazione nel tempo dello stato di sollecitazione provocato dai fenomeni lenti appare comunque molto forte.

Ciò di fatto vanifica i vantaggi economici che si hanno dalla migliore distribuzione delle sollecitazioni provocate dai carichi mobili.

Rimane comunque il fatto essenziale di poter eliminare i giunti e di avere impalcati meno deformabili.

BIBLIOGRAFIA

- (I) M. Ciolina "Continuité des Hourdis des structures préfabriquées" Annales de l'Institut Technique du bâtiment et des Travaux Publics. 2/1971
- (II) M. Tomita; S. Kato; M. Fujii; T. Tanaka: "Non jointification of simply supported girders on elevated expressways in service" The first East Asian Conf. on structural Engineering and Construction. Bangkok 1/1986
- (III) A.H. Mattoch ed Altri "Precast-Prestressed Concrete Bridges" Bollettini D34, D35, D43, D45, D46, D51. Portland Cement Association Development Department. 1960-1961
- (IV) N. H. Burns "Development of Continuity Between Precast Prestressed Concrete Beams" Proceedings of PCI journal. 6/1966
- (V) Bollettino CEB n. 136.

APPENDICE

1° equazione

$$\begin{aligned}
 & -\partial_1^{PP}\{\phi(t;t_1)-\phi(t_6;t_1)\} + \partial_1^{P,\Sigma N(t=0)}\{\phi(t;t_3)-\phi(t_6;t_3)\} + \\
 & -\Sigma \partial_1^{P,\Delta Ni}\{\phi(t;t_1)-\phi(t_6;t_1)\} - \partial_1^{PS}\{\phi(t;t_5)-\phi(t_6;t_5)\} \\
 & + (\chi_2/1/2) \cdot d_t \cdot \partial_{11}^* \{ \chi(t;t_5)\phi(t;t_5) - \chi(t_6;t_5)\phi(t_6;t_5) \} + \\
 & -\partial_2^{PP}\{\phi(t;t_2)-\phi(t_6^*;t_2)\} + \partial_2^{P,\Sigma N(t=0)}\{\phi(t;t_4)-\phi(t_6^*;t_4)\} \\
 & - \partial_2^{P,\Delta Ni}\{\phi(t;t_1)-\phi(t_6^*;t_1)\} - \partial_2^{PS}\{\phi(t;t_5^*)-\phi(t_6^*;t_5^*)\} \\
 & + (\chi_3/1/2) \cdot d_t \cdot \partial_{11}^* \{ \chi(t;t_5^*)\phi(t;t_5^*) - \chi(t_6^*;t_5^*)\phi(t_6^*;t_5^*) \} = \\
 & (1-A_s \cdot d_g \cdot d_t / l_{tot}) \cdot \chi_1 \cdot \partial_{11} \{ 1 + \chi(t;t_6)\phi(t;t_6) + 1 + \chi(t;t_6^*)\phi(t;t_6^*) \}
 \end{aligned}$$

2° equazione

$$\begin{aligned}
 & -\delta_1^{PP}\{\phi(t;t_1)-\phi(t_5;t_1)\} + \delta_1^{P,\Sigma N(t=0)}\{\phi(t;t_3)-\phi(t_5;t_3)\} + \\
 & -\Sigma \delta_1^{P,\Delta Ni}\{\phi(t;t_1)-\phi(t_5;t_1)\} + (A_s \cdot d_g / l_{tot}) \cdot \chi_1 \cdot (\delta_{11}^t/2) \cdot \{ 1 + \chi(t;t_6)\phi(t;t_6) \} \\
 & - (1-A_s \cdot d_g \cdot d_t / l_{tot}) \cdot \chi_1 \cdot \partial_{11} \cdot d_t \cdot \{ 1 + \chi(t;t_6)\phi(t;t_6) \} + \chi_2 \cdot (\delta_{11}^t/2) \cdot \\
 & \{ 1 + \chi(t;t_5)\phi(t;t_5) \} = \\
 & = -\chi_2 \cdot (\delta_{11}^S/2) \cdot \{ 1 + \chi(t;t_5^S)\phi(t;t_5^S) \} - (A_s \cdot d_g / l_{tot}) \cdot \chi_1 \cdot (\delta_{11}^S/2) \cdot \\
 & \{ 1 + \chi(t;t_5^S)\phi(t;t_5^S) \}
 \end{aligned}$$

3° equazione

$$\begin{aligned}
 & -\delta_2^{PP}\{\phi(t;t_2)-\phi(t;t_2)\} + \delta_2^{P,\Sigma N(t=0)}\{\phi(t;t_4)-\phi(t_5;t_4)\} - \Sigma \delta_2^{P,\Delta Ni}\{\phi(t;t_1)+ \\
 & -\phi(t_5;t_1)\} + (A_s \cdot d_g / l_{tot}) \cdot \chi_1 \cdot (\delta_{11}^t/2) \cdot \{ 1 + \chi(t;t_6^*)\phi(t;t_6^*) \} \\
 & - (1-A_s \cdot d_g \cdot d_t / l_{tot}) \cdot \chi_1 \cdot \partial_{11} \cdot d_t \cdot \{ 1 + \chi(t;t_6^*)\phi(t;t_6^*) \} + \chi_3 \cdot (\delta_{11}^t/2) \cdot \\
 & \{ 1 + \chi(t;t_5^*)\phi(t;t_5^*) \} = -\chi_3 \cdot (\delta_{11}^S/2) \cdot \{ 1 + \chi(t;t_5^S)\phi(t;t_5^S) \} - (A_s \cdot d_g / l_{tot}) \cdot \chi_1 \cdot (\delta_{11}^S/ \\
 & 2) \cdot \{ 1 + \chi(t;t_5^S)\phi(t;t_5^S) \}
 \end{aligned}$$

dove: d_t = distanza della soletta dal baricentro della sola trave

d_g = distanza della soletta dal baricentro della trave più soletta

∂_{11} = rotazione unitaria della trave dovuta ad un momento applicato all'estremità

∂_{11}^* = rotazione unitaria della trave dovuta ai momenti distribuiti sulla trave

δ_{11}^t = spostamento unitario della trave

δ_{11}^s = spostamento unitario della soletta

t_5, t_5^* = momento in cui viene gettata la soletta rispettivamente per

la trave 1, per la trave 2

t_6, t_6^* = momento in cui si ha la continuità per la trave 1 e 2

t_1, t_2 = nascita travi 1 e 2

t_3, t_4 = precompressione travi 1 e 2

l = luce trave

∂^{PP} = rotazione dovuta al peso proprio

$\partial^{p, \Sigma N(t=0)}$ = rotazione dovuta alla precompressione a $t=0$

$\Sigma \partial^{p, \Delta N_i}$ = rotazione dovute alle perdite di precompressione

∂^{PS} = rotazione dovuta al peso della soletta

δ^{PP} = spostamento dovuto al peso proprio

$\delta^{p, \Sigma N(t=0)}$ = spostamento dovuto alla precompressione a $t=0$

$\Sigma \delta^{p, \Delta N_i}$ = spostamento dovuti alle perdite di precompressione

IL CONTRIBUTO DELLA PREFABBRICAZIONE NELLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE DI
ALCUNE OPERE IDRAULICHE DELLA CENTRALE NUCLEARE ALTO LAZIO

Cesare POCCI 1)
Emanuele F. RADOGNA 2)
Giovanni VIA 3)

SOMMARIO

Nella presente nota, dopo un richiamo introduttivo agli aspetti metodologici di razionalizzazione dei procedimenti esecutivi delle opere in c.a., vengono descritti i componenti principali del Sistema Acqua di Circolazione della Centrale ENEL Alto Lazio, mettendo in luce le problematiche relative ai sistemi costruttivi adottati e soffermandosi sulle implicazioni che essi hanno avuto nei riguardi dello studio dei particolari strutturali e dei dettagli delle armature.

SUMMARY

The paper primarily recalls the methodological aspects of rationalization of construction practices in reinforced concrete constructions. It then proceeds in describing the principal components of steam condenser cooling system of the power station of ENEL (National Electricity Board) Alto Lazio. The methods of construction adopted are discussed with special reference to structural and reinforcing details.

1. CONSIDERAZIONI INTRODUTTIVE

La costruzione di una grande Centrale per la produzione di energia elettrica comporta la realizzazione di opere civili di notevole importanza sia dal punto di vista della progettazione, che della esecuzione.

Come in tutte le grandi opere, il programma dei tempi di costruzione e l'organizzazione del cantiere acquistano un significato fondamentale e richiedono ai diversi operatori uno sforzo coordinato per ricercare quelle soluzioni che, a parità di prestazioni, ottimizzano la utilizzazione delle risorse.

Al raggiungimento di tale obiettivo contribuisce in misura indubbiamente significativa e spesso determinante la tecnologia della prefabbricazione. Ciò comporta -nella accezione più generale- la costruzione di componenti strutturali al

1) Ingegnere libero professionista - R.P.V. STRUTTURE

2) Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni - Università di Roma

3) Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni - Università di Roma

di fuori dell'area edificatoria, la loro posa in opera con l'ausilio di mezzi adeguati di sollevamento, la loro solidarizzazione con sistemi di unione speciali.

Per la realizzazione della Centrale Elettronucleare "Alto Lazio", la Direzione delle Costruzioni di Roma dell'ENEL ha tenuto nella massima considerazione queste problematiche, stimolando e guidando progettisti e costruttori verso soluzioni molto avanzate, che hanno consentito lo svolgimento di molteplici lavorazioni in parallelo, mantenendo costante l'impiego della manodopera.

Una interessante applicazione di tali criteri si è avuta nel campo delle opere idrauliche e precisamente nella realizzazione del Sistema Acqua di Circolazione che ha la funzione di raffreddare il Condensatore del vapore primario, utilizzando acqua di mare prelevata a circa 600 m dalla linea di costa ed immessa nel Condensatore attraverso le tubazioni disposte entro la fondazione dell'Edificio Turbina.

Da un punto di vista funzionale il sistema può essere diviso in due tronchi, rispettivamente di adduzione e di restituzione, ciascuno dei quali si sviluppa secondo quattro vie indipendenti, due per ciascuna delle due unità attualmente previste per la Centrale.

Il ramo di adduzione (Fig. 1) preleva l'acqua di mare in corrispondenza dell'Opera di Presa per portarla, attraverso i Canali sottomarini, fino alla Vasca di Calma e alla Vasca Griglie e Pompe. Da quest'ultima l'acqua viene immessa in pressione nelle Tubazioni di Mandata che la portano direttamente al Condensatore, dopo aver attraversato la fondazione dell'Edificio Turbina e i Blocchi di Collegamento ad esso adiacenti. I Blocchi di Collegamento si articolano in un sistema complesso, connesso con i Trasformatori Principali, che su di essi si appoggiano, e costituito da muri tagliafuoco, vasche di raccolta olii, ancoraggi delle linee aeree di tensione, ecc.

Il ramo di restituzione (Fig. 2) preleva l'acqua dal Condensatore dopo che questa ha subito un salto termico e la perdita di gran parte del carico. Dopo un primo tratto in tubazione, l'acqua procede a pelo libero nei Canali di Restituzione, subendo, in due distinti punti del suo percorso, in corrispondenza dei Bacini di Sfiore, una dissipazione di energia, e viene avviata, sempre a pelo libero, verso il Diffusore à mare. Per un lungo tratto finale del percorso, i Canali di Restituzione si sovrappongono ai Canali di Adduzione, con i quali costituiscono un unico condotto a otto vie su due livelli.

La R.P.V. STRUTTURE si è occupata del progetto strutturale esecutivo di tutte le opere del Sistema Acqua di Circolazione comprese tra il primo diaframma plastico e gli Edifici Turbina, con la sola esclusione della Vasca Griglie e Pompe. Opere che, per quanto detto, si articolano in una serie di Bacini aperti e di Canali coperti e nelle Tubazioni in pressione tra la Vasca Griglie e Pompe e gli Edifici Turbina, comprese le strutture dei Blocchi di Collegamento.

L'analisi strutturale doveva tener conto delle particolari condizioni di esercizio del sistema, caratterizzate soprattutto dalla elevata temperatura dell'acqua in uscita dal Condensatore ($T_{max} = 40^{\circ}C$), e, relativamente alle tubazioni, dalla forte prevalenza delle pompe di mandata ($p_{max} = 6 \text{ atm}$), ma doveva anche valutare gli effetti prodotti dal sisma di progetto in strutture interrato di grande dimensione.

Tenuto conto della morfologia delle opere, la prefabbricazione ha interessato: a) gabbie di armatura; b) elementi portanti di prima fase, utilizzati come casseri di getto di seconda fase; c) accoppiamento degli elementi a) e b).

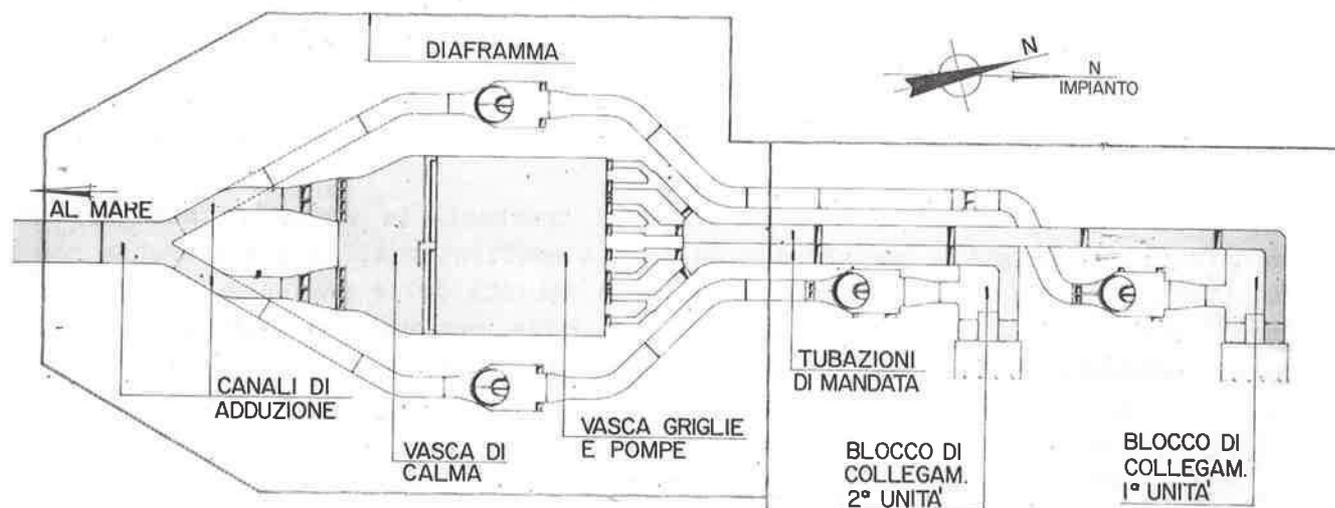


Fig. 1 - Planimetria delle opere di adduzione

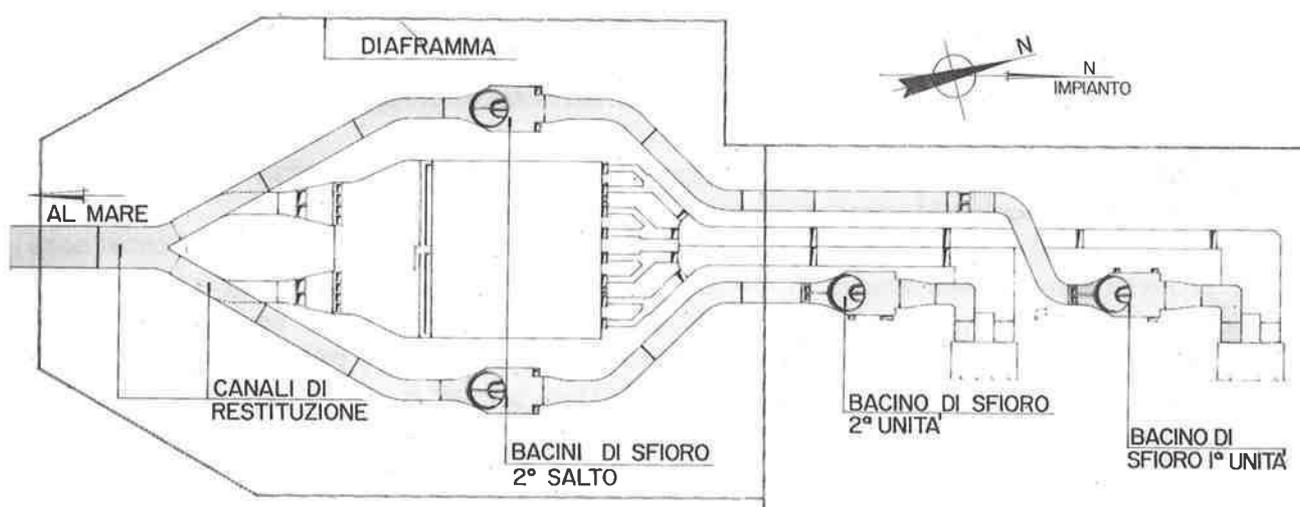


Fig. 2 - Planimetria delle opere di restituzione

2. OBIETTIVI E METODI DI RAZIONALIZZAZIONE DELLE COSTRUZIONI

La revisione critica (I), (II) dei procedimenti tradizionali di realizzazione delle opere civili nasce sostanzialmente dalla esigenza di ridurre i tempi ed i costi di costruzione. I risultati di tale processo di razionalizzazione sono, in generale:

- la prefabbricazione di elementi costruttivi,
- il montaggio meccanizzato,
- la individuazione di forme razionali e la definizione di dimensioni unificate per gli elementi prefabbricati.

La applicazione di queste direttive alle varie tipologie delle costruzioni civili (edifici civili e industriali, ponti, gallerie, opere idrauliche) richiede una serie di adattamenti, che tengono conto delle particolarità morfologiche,

dimensionali, ambientali delle opere da realizzare.

Il campo delle opere idrauliche, per le caratteristiche morfologiche di certi manufatti (canali, tubazioni, pontili) e per la severità di certe condizioni ambientali (opere di presa a mare, opere di difesa foranea) si presta in modo particolare ad esperienze notevoli di industrializzazione del processo costruttivo.

Nel caso specifico delle opere di cui trattasi, la varietà tipologica dei manufatti, la relativa compattezza dell'area edificatoria, la interferenza con i cantieri di altre costruzioni adiacenti, la densità delle armature in certi elementi strutturali, hanno posto il problema della razionalizzazione del procedimento costruttivo in termini differenti da quelli sopra ricordati ed hanno richiesto uno sforzo innovativo particolare, che, a consuntivo, ha permesso di raggiungere risultati pienamente spoddisfacenti.

In tesi generale (III), (IV) i provvedimenti di razionalizzazione possono riferirsi ai seguenti livelli:

- unificazione dei diametri delle barre per c.a.;
- armature preconfezionate in reti;
- taglio delle barre in funzione delle fasi di getto;
- impiego di manicotti per la giunzione di barre allineate;
- prefabbricazione di pannelli di armatura per l'intero spessore delle pareti dei canali e delle vasche;
- gusci prefabbricati di c.a. come casseforme incorporate per getti di grosso spessore;
- accoppiamento dei pannelli di armatura ai gusci prefabbricati;
- elementi completi prefabbricati.

Nelle opere idrauliche di Montalto di Castro, discusse nella presente nota, tali provvedimenti sono stati di fatto impiegati ad esclusione della prefabbricazione di elementi strutturali finiti: le dimensioni delle opere e dei loro componenti elementari avrebbero comportato la necessità di disporre di tiri molto elevati su un'area molto estesa, nè d'altra parte è sembrato opportuno utilizzare i tradizionali metodi di collegamento a mezzo di precompressione trattandosi di strutture interrato in ambiente aggressivo.

La strada scelta è stata piuttosto quella di una organizzazione della costruzione che utilizzasse una prefabbricazione limitata ad alcuni settori di lavorazione. A questo fine è stato necessario un attento studio che definisse quali lavorazioni fosse possibile ed opportuno eseguire in officina, e quanto esteso il campo di queste lavorazioni dovesse essere in relazione ad una massima possibile semplificazione, sia dell'assemblaggio in opera, che delle interferenze tra tipi diversi di lavorazione (ad esempio: posa in opera delle armature, posizionamento degli inserti, montaggio delle casserature, ecc.).

Sostanzialmente si sono individuati alcuni indirizzi generali di prefabbricazione che sono stati utilizzati entro i limiti di opportunità definiti dalle caratteristiche specifiche delle opere.

Un primo indirizzo è stato quello di industrializzare la posa in opera delle armature, mediante una prefabbricazione delle gabbie di armatura, che si è armonizzata poi abbastanza razionalmente con il preassemblaggio in officina dell'inserteria metallica.

Un secondo indirizzo ha portato, invece, al confezionamento di elementi prefabbricati con funzione di casseforme perse per i getti di calcestruzzo; tra que

sti è possibile distinguere elementi privi di funzionalità statiche, al di là delle condizioni provvisorie di montaggio e di getto, ed elementi con funzione statica anche in fase definitiva (casseforme perse funzionali).

Un passo avanti in questa stessa direzione è costituito, infine, dalla possibilità di coordinare le due metodologie esaminate in un'unica fase da realizzare in officina, prevedendo il montaggio dell'armatura direttamente sul guscio di cassaforma. L'elemento prefabbricato diventa, in questo caso, una struttura complessa, costituita da una dalla e da una gabbia di armatura preassemblata su di essa. Il getto di cls. può essere effettuato dopo la posa in opera del "pacchetto", con la sola interposizione dei tempi necessari ad effettuare i collegamenti tra le barre.

3. LA PREFABBRICAZIONE IN ALCUNE OPERE DELLA CENTRALE

L'esame di questi temi ha portato ad alcune applicazioni concrete nell'ambito delle opere del Sistema Acqua di Circolazione, con particolare riguardo alla Vasca di Calma ed ai Canali, sia di Adduzione che di Restituzione.

La Vasca di Calma è un bacino di ca. 24.000 mc esteso su una superficie di dimensioni massime di 90x52 m, completamente interrato, e costituito da una platea di fondazione dello spessore minimo di 2,0 m e da una copertura di 1,5 m, posta ad una quota di 11,5 m rispetto alla fondazione; le pareti hanno spessore variabile tra 1,0 e 1,5 m e seguono un tracciato articolato in funzione del flusso dell'acqua, con luci nette che superano in molti casi i 10 m.

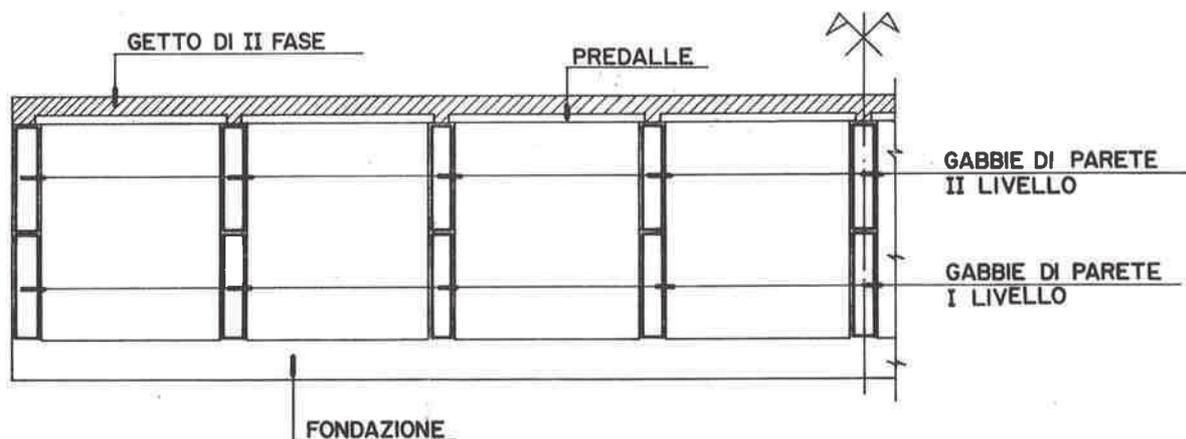


Fig. 3 - Tipologie degli elementi prefabbricati della Vasca di Calma

Le pareti sono state realizzate con prefabbricazione delle armature in gabbie su due livelli, mentre per la copertura si è optato per una soluzione con pre-dalle autoportanti sull'intera luce (Fig. 3).

I Canali sono gallerie di sezione dodecagonale, non regolare, ma simmetrica rispetto ai due assi principali. Il manufatto tipo è costituito da due gallerie affiancate separate da un setto di 0,8÷1,0 m. Le dimensioni esterne sono di 10,8÷12,8 m di larghezza per 6,5÷7,5 m di altezza, in funzione delle dimensioni delle gallerie stesse (Fig. 4).

Il tracciato dei canali si sviluppa su un percorso di 1100 m ca. con lunghi

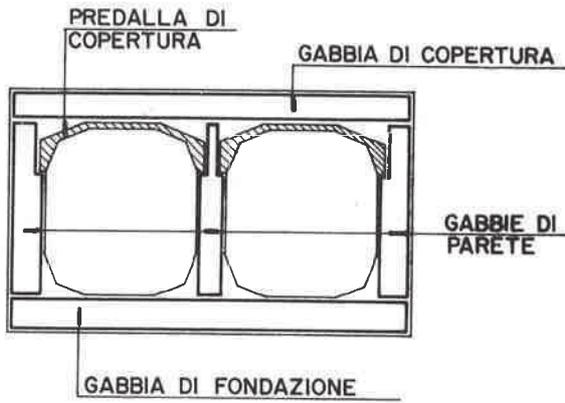


Fig. 4 - Tipologia degli elementi prefabbricati dei Canali



Fig. 5 - Fasi di Costruzione delle Tubazioni di Mandata

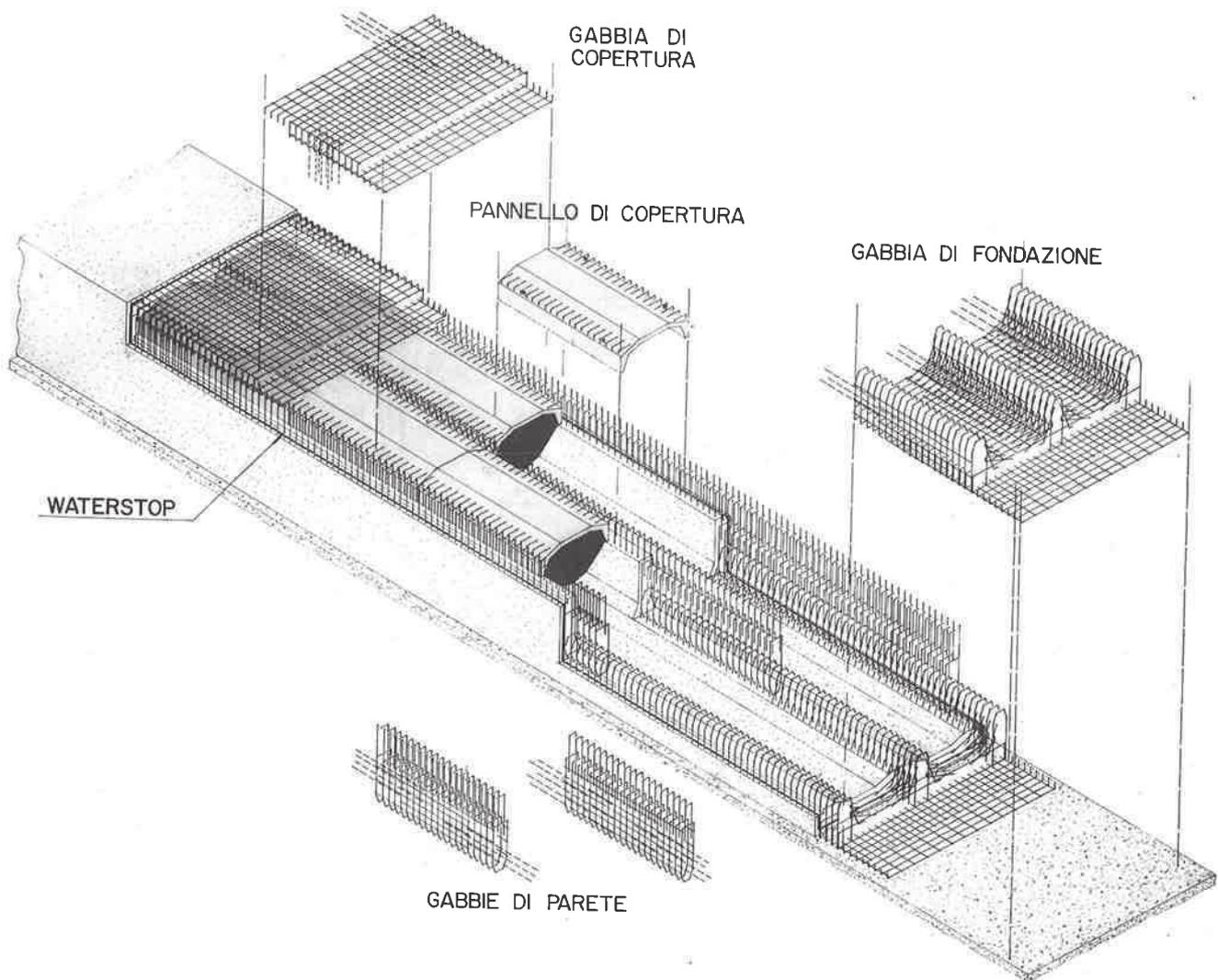


Fig. 6 - Assonometria del procedimento costruttivo dei Canali

tratti rettilinei a sezione costante. Per essi è stato quindi possibile pensare ad un procedimento costruttivo integrato che adottava sia la prefabbricazione di tutte le armature che il getto delle coperture con pre-dalle (Fig. 6).

Un discorso a parte deve essere fatto, infine, per le Tubazioni di Mandata dove la sezione circolare del profilo interno è stata ottenuta con l'inserimento di un liner metallico utilizzato come cassaforma persa (Fig. 5).

I tubi prefabbricati di diametro $\varnothing 2500$ e $\varnothing 3600$, isolati o affiancati in un unico manufatto, sono realizzati in tronchi di 10,0 m, ancorati ad un primo getto di fondazione e saldati l'uno all'altro.

In tutte le altre opere del Sistema: Blocchi di Collegamento, Bacini di Sfiogo, ecc., si è adottata, almeno come soluzione minimale, una suddivisione delle fasi di getto legata al taglio dei ferri, operato secondo le consuete regole di minimizzazione degli sfridi.

3.1. La prefabbricazione delle armature

La prefabbricazione delle gabbie d'armatura ha trovato larga applicazione in tutti gli edifici della Centrale.

Il preassemblaggio delle armature in officina permette di ridurre le lavorazioni in opera alla semplice movimentazione delle gabbie prefabbricate e alla messa in atto dei dispositivi di collegamento tra elementi contigui. Da questo discende la sostanziale indipendenza del montaggio delle armature dalle condizioni climatiche esterne e la possibilità di eseguire molte lavorazioni in parallelo senza particolari vincoli cronologici. E' evidente quanto questo procedimento incida sui tempi di costruzione soprattutto quando, come in gran parte della Centrale, l'uso di barre di grosso diametro esigerebbe comunque l'adozione di mezzi di sollevamento per la loro posa in opera.

La grande quantità di acciaio presente, in relazione alle particolari condizioni di esercizio delle strutture, e la conseguente esiguità dei franchi di montaggio ha reso opportuno l'adozione di telai metallici di sostegno.

A questo proposito è opportuno sottolineare la differenza esistente tra le tradizionali gabbie di armatura comunemente in uso per la costruzione di pali o paratie, e di pilastri o travi, e le gabbie prefabbricate utilizzate a Montalto. Nel primo caso si tratta di elementi singoli, completi in sé e con interfacce limitate, che non necessitano di elevata precisione di montaggio. Nel secondo caso si prefabbricano le armature di pareti e piastre di notevole superficie, suddividendole necessariamente in elementi con un elevato grado di connessione reciproca. In questi casi l'uso del telaio consente l'aumento delle dimensioni degli elementi, con conseguente diminuzione del numero dei collegamenti e senza sostanziale modifica delle tolleranze di montaggio. Anche se in linea generale si potrebbe pensare ad un telaio di sostegno riutilizzabile, con la sola funzione di irrigidimento delle gabbie nelle fasi di movimentazione, ed esterno alle armature, che potrebbero essere autoportanti una volta messe in opera, per i prefabbricati della Centrale di Montalto si è optato verso la soluzione dei telai a perdere, in modo da consentire, già in prefabbricazione, il posizionamento degli inserti: piastre, sleeves, drenaggi, ecc., senza ulteriori lavorazioni in opera. Ne è risultata evidentemente, nel quadro economico, una incidenza piuttosto sensibile della carpenteria metallica.

Ciò che ha maggiormente impegnato nella fase di studio è stata la messa a punto di un collegamento efficace tra i vari elementi strutturali.

In generale la sovrapposizione delle barre verticali può essere garantita, assicurando una tolleranza di montaggio sufficiente all'infilaggio delle barre di attesa, entro le maglie della gabbia prefabbricata di ripresa. Tale accorgimento, però, non è applicabile alle coperture, in quanto queste non sono normalmente tali da consentire la sovrapposizione dei ferri entro il proprio spessore. Di qui la opportunità di limitare, ove possibile, il getto delle pareti ad una quota definita e di inserire, in opera, barre verticali di cucitura delle gabbie prefabbricate ai due livelli (Fig. 7).

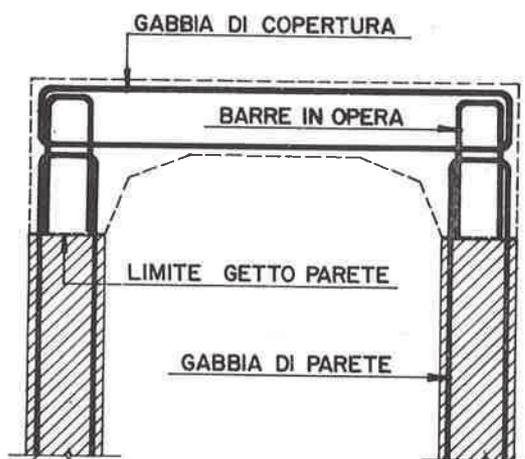


Fig. 7 - Collegamento per sovrapposizione copertura-parete

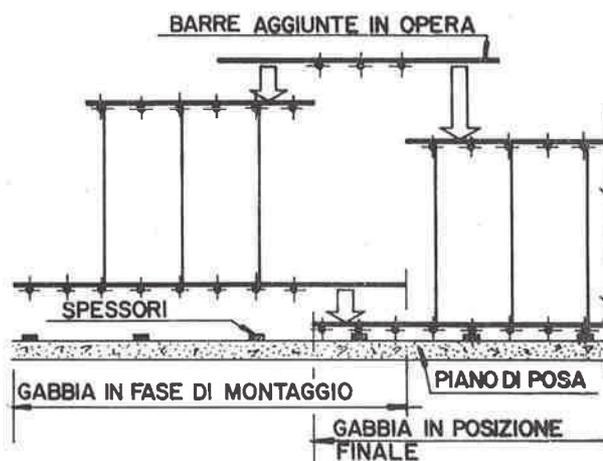


Fig. 8 - Collegamento per sovrapposizione di gabbie orizzontali

Per il collegamento delle barre orizzontali è possibile pensare a barre di sovrapposizione indipendenti, eventualmente anche sfalsate tra loro, da disporre in opera a cavallo delle gabbie prefabbricate contigue, o addirittura da montare in prefabbricazione per essere poi semplicemente traslate, in opera, fino al raggiungimento della sovrapposizione voluta (Fig. 10).

Nei casi in cui le barre non siano direttamente accessibili, come nelle maglie inferiori di gabbie orizzontali a contatto con i piani di posa, magroni o casseri che siano, è necessario garantire la sovrapposizione attraverso una sequenza ordinata di montaggio (Fig. 8). Questa soluzione si adatta bene a quelle situazioni in cui il collegamento sia limitato a due lati paralleli dell'elemento prefabbricato piano, come nei canali di dimensione trasversale non superiore ai 10÷15 m; ma per elementi superficiali con collegamenti sui quattro lati, il giunto per sovrapposizione risulta particolarmente vincolante in termini di sequenza di montaggio, e rende praticamente impossibile l'adozione di pacchetti tipo. In questi casi è particolarmente utile l'uso dei giunti meccanici (V), (VI).

Il giunto meccanico può essere di vario tipo, ma ha in generale la prerogativa di consentire una giunzione tra barre di grosso diametro entro dimensioni dell'ordine di 30÷40 cm. Esso perciò trova la sua naturale giustificazione nelle zone con particolare congestione di armature, specialmente se disposte su molti strati, e là dove sia necessario avere vani sicuramente accessibili, senza ingombro di barre di attesa, tra due fasi successive di getto (Fig. 9).

L'individuazione dei collegamenti dove si richieda l'uso del giunto meccanico rappresenta un tema di attento studio in fase preliminare, in quanto il giunto meccanico non è in generale sempre opportuno, nè economico. Questo per-



Fig. 9 - Ripresa di armature con giunto meccanico

chè, oltre ad essere più costoso in termini di materiale, il giunto meccanico non è in grado di abbreviare i tempi di montaggio rispetto, per esempio, alla semplice movimentazione delle barre di sovrapposizione (Fig. 10). Inoltre esso, al contrario di quanto si possa pensare, non offre molte possibilità di diminuire il numero dei collegamenti, e non elimina completamente la sovrapposizione. Infatti il collegamento meccanico non può essere fatto direttamente sulle barre delle gabbie prefabbricate, in quanto almeno una delle due barre da collegare deve essere libera di muoversi, sia per consentire il serraggio, sia per recuperare piccoli errori di montaggio tra gabbie contigue (Fig. 11). In sostanza è possibile affermare che la flessibilità del collegamento per sovrapposizione rappresenta ancora un elemento essenziale in tema di prefabbricazione.

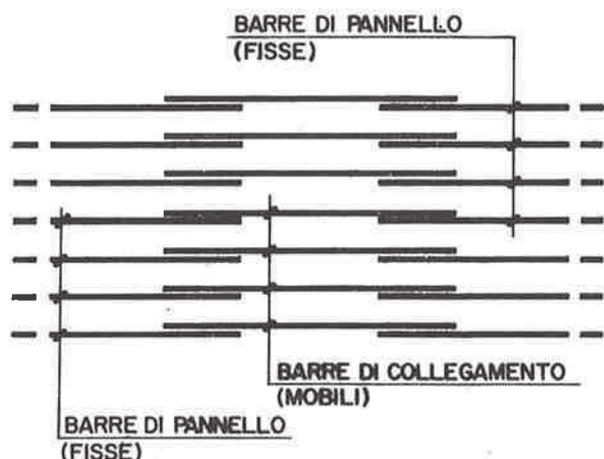


Fig. 10 - Collegamento tra gabbie contigue per sola sovrapposizione

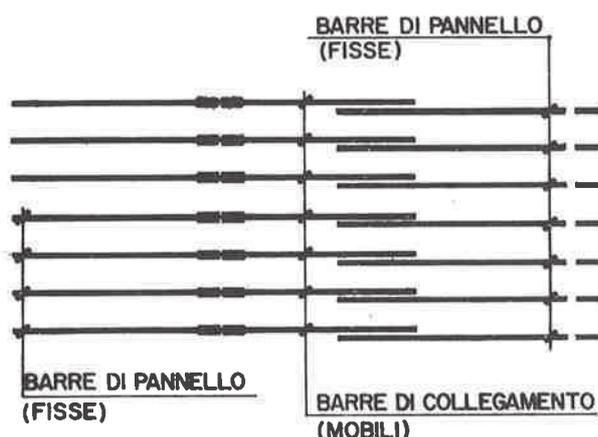


Fig. 11 - Collegamento tra gabbie contigue con giunto meccanico

Da quanto detto risulta evidente quanto sia importante riuscire a limitare il numero dei collegamenti, siano essi di tipo tradizionale (sovrapposizione) o meno. Ciò introduce il tema della dimensione dei pannelli, in quanto è proprio questa dimensione che definisce, in modo prevalente, posizione e numero dei collegamenti. Al contrario di quanto avviene nella prefabbricazione di elementi in c.a. o in c.a.p., la dimensione delle gabbie di armatura non dipende tanto dal

peso, pur tenendo conto dei telai di sostegno e degli inserti, quanto dai vincoli di natura geometrica. Le gabbie prefabbricate debbono essere assemblate in officina entro locali di dimensioni definite e debbono essere trasportate con l'uso di carrelli entro la viabilità di cantiere, debbono infine avere dimensioni che consentano, in relazione allo spessore, deformazioni limitate durante la movimentazione. Le limitazioni dimensionali sono di norma tali da comportare un aumento del numero dei collegamenti, rispetto a quello che si potrebbe avere in un montaggio tradizionale. Se a questo si aggiunge il fatto che, per ogni collegamento tra gabbie contigue, deve prevedersi una doppia sovrapposizione delle barre e che, in molti casi, risulta impossibile sfalsare le sovrapposizioni, si può comprendere di conseguenza che la prefabbricazione delle armature comporta sempre un aumento di materiale.

3.2. La prefabbricazione dei casseri

La prefabbricazione di elementi di cassetatura trova la sua giustificazione in due condizioni particolari:

- il getto di elementi per i quali si esigesse l'esecuzione di una cassetatura complessa e costosa;
- il getto di elementi orizzontali in quota, con pesanti banchinaggi e strutture di sostegno provvisorio.

La prima condizione è stata riscontrata nelle tubazioni di mandata, dove la sezione circolare interna è stata ricoperta superficialmente con una lamiera in acciaio al carbonio (liner) irrigidita esternamente con corniere in profilato.

L'inserimento del liner ha consentito l'ottenimento di una superficie interna con scabrezza molto limitata e l'eliminazione della cassetatura provvisoria interna. Inoltre la soluzione prevista è risultata ben compatibile con la tubazione metallica in corrispondenza dei giunti: in sostanza è lo stesso liner, che in prossimità dei giunti, si ispessisce e costituisce, all'uscita del manufatto in c.a., la tubazione che si collega a flangia con il tronco successivo. Il liner infine costituisce una membrana impermeabile, eliminando la necessità di riprese di getto con nastri waterstop o altri trattamenti superficiali specifici. Di contro esso è da trattare con le stesse modalità di un qualsiasi altro inserto di grande peso e dimensione. Un'organizzazione delle fasi di getto funzionale al suo montaggio, l'inserimento delle piastre e delle selle di appoggio (Fig. 5), la delicata fase di ancoraggio e di saldatura dei vari pezzi, costituiscono alcuni aspetti del suo impatto sul procedimento costruttivo.

La seconda condizione si è realizzata nelle coperture di tutti i Canali e della Vasca di Calma.

Il prefabbricato utilizzato nei canali è un elemento autoportante in c.a. che costituisce l'intradosso della copertura. La sua dimensione longitudinale è tale da non superare il peso di 30÷32 t consentito dalle grù previste per il suo varo (Fig. 6).

Nella Vasca di Calma, invece, a causa delle notevoli luci di appoggio, è stato necessario orientarsi su una struttura mista acciaio-cl.s. del tipo di quella utilizzata nelle tradizionali pre-dalle dell'edilizia. E' stato altresì necessario suddividere in due fasi il getto che non avrebbe potuto essere sostenuto per intero dalla pre-dalla. In luogo dei tradizionali tralicci si sono utilizzate travi ad I con anima alveolata, onde consentire l'inserimento di una armatura trasversale (Figg. 14 e 15).

Anche questo tipo di industrializzazione, pur utilizzando la cassaforma per sa con funzioni statiche definitive, comporta un certo aumento di materiale in relazione soprattutto alle particolari condizioni di carico e di vincolo cui lo elemento prefabbricato viene sottoposto.

L'uso parallelo di pannelli prefabbricati come casseforme perse funzionali e di gabbie di armatura per le coperture di alcune opere, può essere coordinato attraverso l'adozione di elementi prefabbricati complessi che prevedono il preassemblaggio delle armature direttamente sul guscio costituente la cassaforma ed il varo in opera dell'intero complesso prima del getto di completamento. Questo tipo di soluzione è in grado di produrre una effettiva riduzione dei tempi di costruzione, solo se si dispone in cantiere di tiri molto elevati, che evitino la moltiplicazione dei collegamenti in opera.

4. LA PROGETTAZIONE STRUTTURALE: PROBLEMI GENERALI E IMPLICAZIONI DELLA PREFABBRICAZIONE

Come si è detto inizialmente, una scelta metodologica preventiva consente di orientare la progettazione nel modo più opportuno, sia a livello di rappresentazione grafica delle informazioni progettuali, sia a livello di analisi strutturale.

A livello di rappresentazione l'impatto della prefabbricazione, globale o parziale che sia, è sempre notevole e rappresenta un onere che è necessario saper riconoscere e quantificare. Non si tratta soltanto di elaborare un piano di progettazione adeguato, coerente con le fasi costruttive previste, ma si tratta soprattutto di fornire all'esecutore una serie di informazioni aggiuntive, essenziali in un procedimento costruttivo tradizionale.

Le armature di una gabbia prefabbricata necessitano di una elaborazione adeguata in relazione alle ristrette tolleranze consentite. Dimensioni e posizionamenti devono seguire standard di tipo "meccanico"; barre in prefabbricato e barre in opera devono essere distinte chiaramente e spesso rappresentate più volte in funzione della movimentazione che devono subire (per il collegamento tra gabbie contigue o l'esecuzione di lavorazioni intermedie: saldature, posizionamento inserti, ecc.); precise informazioni devono essere fornite, ancora, circa l'orientamento di quegli elementi rappresentati in modo indipendente dal contesto in cui verranno collocati. Per non parlare dei telai di sostegno che costituiscono, anche a livello di analisi, un progetto dentro il progetto. Identico discorso può essere fatto per quei prefabbricati utilizzati come casseforme perse. In questo caso è spesso necessario fornire notizie sulle possibili fasi di getto che il prefabbricato consente. Ma in generale tutte le fasi di getto devono essere individuate e definite se si vuole garantire la massima indipendenza tra la lavorazione del ferro e il getto di calcestruzzo, sia che si preveda o meno una sorta di prefabbricazione.

A livello di analisi già è stata ricordata la necessità di tenere nel debito conto una serie di condizioni provvisorie, legate al trasporto, al sollevamento e al sostegno dei getti successivi, degli elementi prefabbricati.

A titolo di esempio sono riportati in figg. 12 e 13 i modelli ad elementi finiti rappresentanti il comportamento del liner metallico delle Tubazioni di mandata e la predalla di copertura della Vasca di Calma. Il primo ha consentito di definire le altezze di getto consentite in relazione alla struttura di irri-

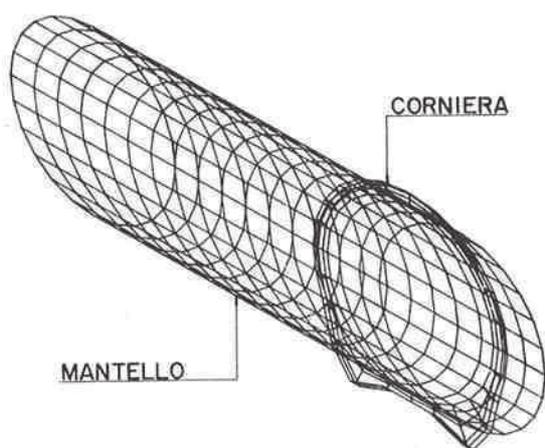


Fig. 12 - Modello ad elementi finiti del liner metallico delle Tubazioni di Mandata

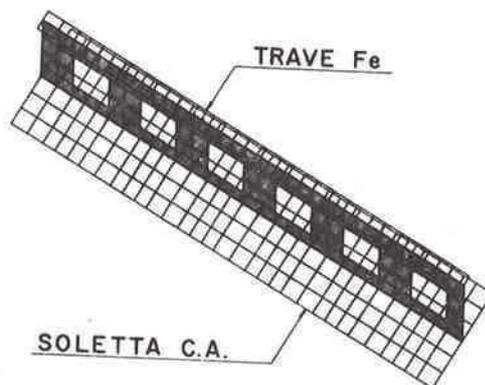


Fig. 13 - Modello ad elementi finiti della dalla di copertura della Vasca di Calma.

gidimento del liner e di ancoraggio alla fondazione. Il secondo ha fornito indicazioni soprattutto per il progetto dei connettori acciaio-cl. della predalla.

Si tratta fin qui di problemi legati in generale ad ogni tipo di prefabbricazione. Le caratteristiche peculiari delle opere esaminate in questa sede introducono però problematiche di diverso genere legate alla natura prevalentemente bidimensionale degli elementi strutturali analizzati. Il prefabbricato si adatta abbastanza bene ad una analisi di tipo monodimensionale, anche quando non è rigorosamente tale da un punto di vista geometrico, ma la natura delle opere in esame non consente questa semplificazione.

La struttura dei Canali e delle Tubazioni può essere considerata monodimensionale solo ai fini di un'analisi longitudinale sismica (VII), in quanto trave interrata di lunghezza e sezione definita. Per l'analisi trasversale, la variabilità degli spessori ha consigliato, soprattutto in relazione all'esame degli effetti termici, l'adozione di un modello agli elementi finiti che definisce, a monte delle sollecitazioni, i valori delle temperature nodali, in funzione di quelli delle sorgenti, attraverso un codice di calcolo adeguato.

Per quanto riguarda la Vasca di Calma e i Bacini in genere si inserisce nella problematica strutturale il concetto del non-sincronismo dell'azione sismica in strutture di grandi dimensioni superficiali. Per questi effetti il comportamento delle membrature analizzate risulta sostanzialmente omogeneo nelle diverse direzioni del loro piano di sviluppo, e comporta perciò quantitativi di armature longitudinali e trasversali del tutto paragonabili.

Se si considera poi che la stessa struttura assolve in sé la funzione di contenitore impermeabile, risulta evidente che caratteristica fondamentale di queste opere è la continuità strutturale in ogni direzione, continuità interrotta soltanto in punti e secondo linee prefissati e trattati perciò con accorgimenti adeguati.

Due problemi particolari, nati dalle scelte metodologiche operate, possono essere illustrati, a titolo esemplificativo.

Il primo si riferisce al fatto che l'introduzione delle predalle nella copertura della Vasca di Calma, ha comportato l'inserimento di una discontinuità in direzione normale alla predalla stessa e questo fatto va considerato sia in relazione alla diminuita rigidezza trasversale della piastra, che in relazione all'aumentata distanza delle barre continue dal lembo inferiore (Figg. 14 e 15).

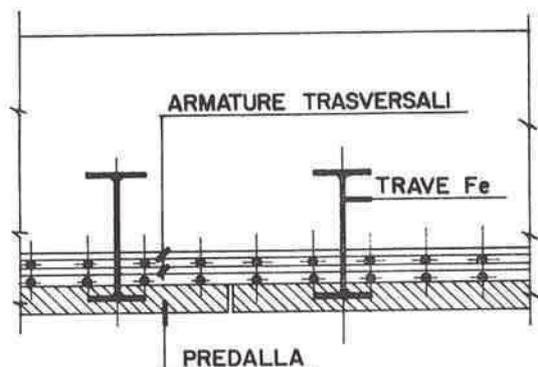


Fig. 14 - Copertura Vasca di Calma -
Sezione trasversale

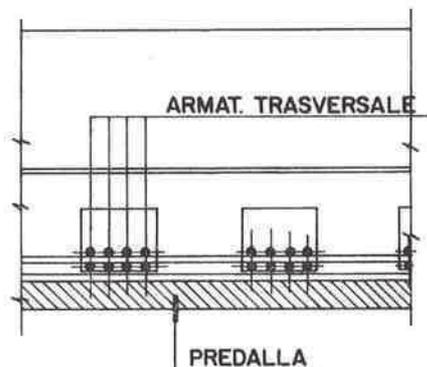


Fig. 15 - Copertura Vasca di Calma -
Sezione longitudinale

Il secondo è relativo alla discontinuità strutturale che si produce all'appoggio dell'elemento prefabbricato di copertura dei Canali. Tale discontinuità è stata considerata nel modello ad elementi finiti della sezione tipo di canale con un taglio opportuno delle zone "morte" (Figg. 16 e 17).

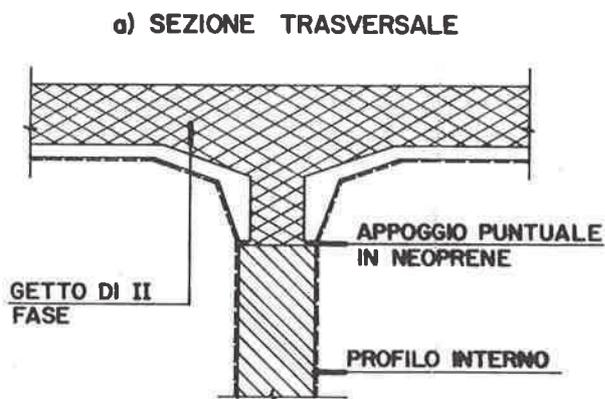


Fig. 16 - Canali di Restituzione -
Nodo copertura-parete

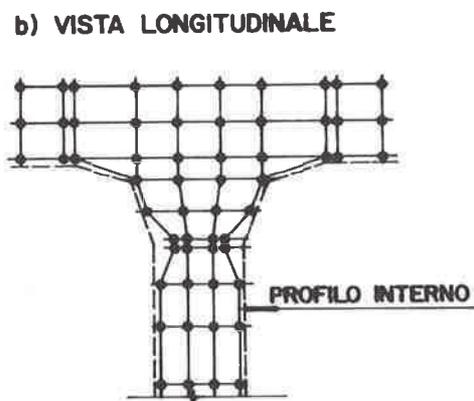


Fig. 17 - Canale di Restituzione - Par-
ticolare del modello ad ele-
menti finiti

5. CONCLUSIONI

La scelta della prefabbricazione rientra nella definizione delle metodologie costruttive, la cui influenza sulla progettazione esecutiva è sempre determinante. Ne risulta l'opportunità di introdurre nell'iter progettuale un momento di verifica iniziale, che consenta una caratterizzazione dei modelli di comportamento più aderente alla realtà ed una organizzazione delle informazioni progettuali in grado di garantirne il corretto flusso agli operatori e di assicurare l'indipendenza delle diverse lavorazioni e l'agilità dei controlli.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano rivolgere molti vivi ringraziamenti al dott. ing. Vincenzo Morelli, Vicedirettore Centrale, ed al dott. ing. Giancarlo Pagani Isnardi, Capo Gruppo Civile, per gli apprezzati suggerimenti di cui sono stati prodighi, nonché ai loro valenti collaboratori della Sede di Roma della Direzione delle Costruzioni ENEL.

Un cordiale ringraziamento viene anche rivolto al dott. ing. Giorgio Nizzi della R.P.V. Strutture per la sua attiva e valida partecipazione al progetto.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- I) AIPC: "Constructions préfabriquées en béton", vol. I, 1965.
- II) AIPC: "Constructions en béton préfabriqué", Dixième Congrès, Theme VI, Tokyo, 1978.
- III) LEONHARDT, F.: "Das Bewehren von Stahlbetontrag werken", Beton-Kalender, teil II, pp. 613-776, 1979.
- IV) PASCHEN, H.: "Das Bauen mit Beton, Stahlbeton und Spannbetonfertigbrennteilen", Beton-Kalender, teil II, pp. 533-696, 1982.
- V) PAGANI ISNARDI, G., LUCIANI, A., PIERSANTI, A.: "Le giunzioni meccaniche delle barre d'armatura nelle strutture civili dell'impianto nucleare Alto Lazio", L'Industria Italiana del Cemento, nn. 7-8, pp. 606-612, 1986.
- VI) SCARPA, O.: "Giunzioni meccaniche fra barre d'acciaio per cemento armato", La Prefabbricazione, n. 10, pp. 573-586, 1986.
- VII) NIZZI, G., VIA, G.: "Analisi sismica di strutture monodimensionali interrate", Atti del 2° Convegno Nazionale di Ingegneria Sismica, pp. 4.43-4.52, Rapallo, 1984.

LE PROBLEMATICHE DELLE STRUTTURE A GRANDI PANNELLI PER EDILIZIA CIVILE

Luca Sanpaolesi

Istituto di Scienza delle Costruzioni - Università di Pisa

SOMMARIO

Nella memoria si esaminano i principali aspetti delle strutture a grandi pannelli, discutendone i notevoli pregi strutturali e mettendo in evidenza i problemi ancora non risolti o che comunque necessitano di particolare attenzione.

Le riflessioni presentate hanno lo scopo di contribuire a fare il punto su questa importante tipologia costruttiva.

SUMMARY

The authors of the present paper examine the main features of large panel structures, discuss their considerable structural advantages and draw attention to some still unsolved problems, requiring a special care.

The considerations contained in this paper are intended to contribute for a clearer definition of this important type of construction.

1. INTRODUZIONE

Occorre anzitutto precisare che con la denominazione di "strutture a grandi pannelli" vengono spesso indicati tutti i procedimenti industrializzati che si basano su componenti piani; e ciò porta erroneamente ad associare in un unico giudizio, sistemi di tipi notevolmente diversi, quali strutture tridimensionali, o a tunnel o strutture "a banches e tables" o altre ancora, insieme a quelle, cui deve invece intendersi limitato l'indicazione di "strutture a grandi pannelli", costituito appunto da grandi pannelli prefabbricati in stabilimento - elementi verticali portanti, elementi verticali di chiusura perimetrale, elementi di solaio - poi trasportati e montati in cantiere per dar luogo, con limitati getti di calcestruzzo in opera, al rustico completo.

Questo tipo strutturale al quale vogliamo qui riferirci venne inizialmente messo a punto nell'immediato dopoguerra nei Paesi Nordici, segnatamente in Svezia

e Finlandia, ove vennero realizzati grandi insediamenti.

Negli anni successivi al 1955 furono la Francia e i Paesi dell'Est Europeo a muoversi sulla strada degli edifici a grandi pannelli, sia adottando tecnologie già collaudate sia mettendo a punto nuovi brevetti.

E fu proprio dalla Francia che negli anni 60 vennero importati in Italia, e in primo luogo in Lombardia, le conoscenze e i know-how di diversi sistemi di prefabbricazione a grandi pannelli, con i quali si ebbero le prime realizzazioni italiane.

Erano gli anni di intenso sviluppo dell'edilizia e allo stesso tempo gli anni in cui nasceva l'industria italiana della prefabbricazione. Per inciso è questo il periodo in cui venne emanata la normativa nazionale del settore (circolare n° 6090 dell'11/8/1969 del Ministero dei Lavori Pubblici) tutt'ora in vigore, e che verrà tra breve sostituita dalle nuove norme tecniche sulle strutture prefabbricate in corso di emanazione.

Come scritto sopra, in Italia, a partire dagli anni 60 il sistema a grandi pannelli si sviluppa, sorgono numerosi Stabilimenti per la produzione dei pannelli, ben presto su brevetti italiani, si hanno molte realizzazioni, per la maggior parte, come è ovvio, di edilizia sovvenzionata e convenzionata con caratteristiche medio-economiche.

Ma molte realizzazioni mostrano a tempi più o meno brevi inconvenienti soprattutto dipendenti da aspetti climatici e funzionali, esasperati a volte da un cattivo studio dei problemi specifici, da una scarsa attenzione ai particolari, e da realizzazioni spesso non felici, anche per problemi di montaggio.

Infine sopravviene, in tempo più recente la contrazione delle nuove costruzioni, unita ad un momento particolare degli Enti appaltanti preposti alle realizzazioni di edilizia con caratteristiche medio-economiche, e all'emergere in modo più importante dei difetti presenti nelle realizzazioni italiane del primo periodo.

E così si perviene alla situazione attuale in cui vi è una fortissima contrazione di realizzazioni con sistema a grandi pannelli, in realtà assolutamente non giustificata per le potenziali capacità dei sistemi di adattarsi e di risolvere - con studi, progettazione ed esecuzioni adeguate - tutti i vari problemi emersi negli anni.

Così stando le cose è sembrato opportuno tentare, in occasione di questo Convegno A.I.C.A.P., una sintetica analisi delle problematiche esistenti.

2. ASPETTI STRUTTURALI.

Non vi è dubbio che il sistema a grandi pannelli ha in sé stesso, proprio costituzionalmente, una grande capacità di dar luogo a strutture altamente resistenti sia ad azioni verticali che orizzontali, idonee alle zone sismiche, in una parola quasi le strutture ideali dell'ingegnere strutturista. Condizione essenziale è che il sistema costituisca un insieme scatolare con elementi portanti nei tre piani ortogonali, ben collegati tra loro; gran parte delle prescrizioni normative mirano appunto a questo, oltreché alle verifiche di resistenza e di continuità strutturale.

Ovviamente vi sono una serie di aspetti che debbono essere considerati e che sono tipici di queste strutture: ne richiamiamo alcuni dei più significativi, con particolare riferimento alle zone sismiche:

a) la struttura a grandi pannelli costituisce un insieme scatolare di grande rigidità e relativamente pesante; diviene perciò molto importante lo studio del complesso terreno-fondazione-struttura, data la sensibilità di quest'ultima a

eventuali cedimenti differenziali; ma anche qui non va sottovalutata la capacità resistente del sistema scatolare, che può assorbire, previste o non previste che siano, rilevanti azioni atte a riequilibrare una situazione fondazionale imperfetta.

- b) Deve essere evitata la possibilità di collasso a catena a seguito di eventi eccezionali che pongano fuori servizio un pannello verticale (o due di spigolo); la problematica relativa è ben nota e non vi sono difficoltà per soddisfare esigenze di questo tipo.
- c) A volte è richiesta l'adozione del piano terra su pilotis, per motivi architettonici o di parcheggio; già in zona non sismica la questione richiede particolare attenzione per la diversa rigidità nel piano verticale delle strutture del piano terra e delle fondazioni rispetto alla parte scatolare; in zona sismica poi l'esistenza di un piano terra "flessibile" determina un comportamento dinamico decisamente sfavorevole, che può condurre a situazioni molto gravi.
- d) Condizione per il funzionamento scatolare è l'esistenza di un buon collegamento tra loro dei pannelli verticali. In argomento è ben nota la discussione tra unioni verticali organizzate e unioni di piano (o chiavi elastiche). Orbene, a parere dello scrivente, la decantata migliore prestazione dell'unione organizzata è molto spesso non rispondente alla realtà, sia per la difficoltà concreta di correttamente realizzarla, sia per la possibilità di soddisfare ugualmente bene alle richieste strutturali con unioni a livello dei solai. E la relativa discussione sui pregi e difetti delle varie soluzioni diviene secondaria, di fronte a un buon collegamento tra loro degli elementi verticali e di questi con quelli orizzontali.
- e) Un'altra grossa problematica è quella relativa alla duttilità strutturale degli edifici a grandi pannelli realizzati in zona sismica; molti sforzi vengono fatti per chiedere e ottenere deformabilità in campo plastico di quegli elementi piani (e segnatamente le "architravi") che possono in qualche modo contribuire alla duttilità strutturale d'insieme. A parere dello scrivente però è ben difficile ottenere concretamente qualcosa, molto spesso incerto e artificioso, e valido solo nel calcolo, e forse sarebbe preferibile accettare come acquisita la limitata duttilità di questa tipologia anziché insistere su strade difficilmente percorribili. E avendo presente che l'edificio a grandi pannelli, a fronte di una limitata duttilità ha però un'enorme capacità resistenziale e un favorevole effetto forma, che rendono questa struttura tra le più idonee e le più sicure a fronte di sismi con breve e con lungo periodo di ritorno.

3. ASPETTI ARCHITETTONICI E FUNZIONALI.

Questi aspetti - architettonici e funzionali - sono di grande importanza, e sono proprio essi che contribuiscono spesso in modo determinante alle scelte dell'Ente appaltante e allo sviluppo o meno della tipologia a grandi pannelli.

Come è stato fatto al punto precedente per gli aspetti strutturali, si ricordano qui di seguito alcuni dei più importanti problemi architettonici e funzionali:

- a) si sente osservare, a volte, della "rigidità compositiva" delle strutture a grandi pannelli; in realtà, pur con l'obbligo di rispettare taluni vincoli, si deve rilevare che, nel settore dell'edilizia civile industrializzata, il sistema a grandi pannelli conserva non poche libertà ai progettisti; basti pensare alla possibilità di grandi movimenti in pianta, alla possibilità di operare sulle facciate sia con movimenti di volumi sia con balconi sia con rivestimen-

ti superficiali, e alla libertà di modificare anche, entro certi limiti, le piante da piano a piano.

- b) Ovviamente l'edificio a grandi pannelli appartiene alla tipologia dell'edilizia altamente industrializzata, e debbono perciò essere accettati alcuni punti fermi: ad esempio l'impossibilità di modificare nel tempo la distribuzione dei vani e delle aperture, la difficoltà di inserire chiodi o altro nelle pareti; inoltre si debbono accettare alcune modeste limitazioni estetiche, quali l'esistenza di "giunti" o "fughe" tra pannelli verticali ortogonali, o anche tra singoli pannelli di solaio; elementi che a volte possono assumere un gradevole significato architettonico.

Aspetti questi tutti largamente accettabili in una edilizia standard europea con caratteristiche medio-economiche.

- c) Gli edifici a grandi pannelli, quale edilizia altamente industrializzata, richiedono tassativamente progetti attentamente studiati in tutti i particolari e in tutte le rifiniture, e una loro esecuzione attenta e precisa. Orbene questi aspetti sono assai difficili da ottenere, soprattutto per le abitudini italiane, di lasciare buona parte dei "dettagli" all'estro immediato nel corso dell'esecuzione; e anche per la scarsa cura dei costruttori alla realizzazione precisa e accurata dei particolari.

- d) La necessità di isolare termicamente i pannelli di facciata, in relazione agli sbalzi termici esterni pone rilevanti problemi, molto spesso non ben risolti, e che hanno dato luogo a numerosi inconvenienti.

Infatti il giusto criterio di realizzare pannelli multistrato, con uno strato isolante al centro, conduce al problema strutturale delle condizioni di vincolo dello strato esterno, soggetto a rilevanti deformazioni come conseguenza degli sbalzi termici cui è sottoposto; quindi nessun collegamento rigido, ma sistemi altamente deformabili realizzati per di più con materiali sicuramente durabili. La problematica relativa non si esaurisce però in queste brevi considerazioni, e i prefabbricatori hanno studiato e risolto in vari modi la questione. Resta il fatto che questo problema è stato largamente sottovalutato nei tempi passati - e se ne pagano oggi le conseguenze in termini di credibilità del sistema - e ancor oggi, pur con tutta l'attenzione che i prefabbricatori gli destinano, presenta a volte aspetti non correttamente risolti.

- e) Un ultimo elemento di carattere generale si vuol qui ricordare, relativo alla complessa tematica dei rapporti tra Ente Appaltante, Progettista, Prefabbricatore, e, quando distinta dallo stesso Prefabbricatore, dall'Impresa costruttrice, che giuoca a volte un ruolo importante, anche se al di fuori degli aspetti tecnici, nella scelta tipologica iniziale delle realizzazioni.

4. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.

L'analisi della problematica delle strutture a grandi pannelli conduce in sintesi a queste considerazioni:

- sotto l'aspetto strutturale l'edificio a grandi pannelli non sembra presentare costituzionalmente problemi particolarmente importanti, e nel complesso costituisce una tipologia strutturalmente molto valida;
- sotto l'aspetto architettonico e funzionale si nascondono invece i maggiori problemi legati tra l'altro alla definizione dei particolari, all'accettazione da parte dell'utente di un'edilizia industrializzata, gli aspetti connessi con l'isolamento termico.

Non sembra però esservi dubbio sulla validità generale della tipologia e sul grande interesse tecnico delle sue realizzazioni; e certamente oggi, anche in base alle esperienze sin qui fatte, i prefabbricatori italiani sono in grado di produrre sistemi altamente industrializzati, e quindi a basso costo, dando valide risposte anche ai problemi architettonici e funzionali.

SOSTITUZIONE SU LINEA FERROVIARIA IN ESERCIZIO DI VECCHIE
STRUTTURE IN ACCIAIO CON PONTE IN CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO
A VIA INFERIORE INTERAMENTE PREFABBRICATO FUORI OPERA

Ernesto SEGRE
Ingegnere Civile
TECNICAVI s.p.a.
MILANO

SOMMARIO

La memoria proposta illustra un tipo di ponte ferroviario a via inferiore in cemento armato precompresso, che è già stato più volte convenientemente adottato quando i franchi di intradosso erano, per motivi idraulici, di traffico stradale od altro particolarmente ridotti. Nel caso in cui si debba sostituire ponti di linee ferroviarie in esercizio e non sempre sia possibile interrompere il transito dei convogli è necessario prefabbricare interamente la nuova struttura che una volta completata può essere sostituita in poche ore alla vecchia.

La presente memoria illustra il caso di uno di tali ponti ferroviari, che è stato completamente prefabbricato fuori opera a circa 100 metri dalla posizione definitiva, nella quale è stato successivamente translato con semplici ed efficaci mezzi all'uopo progettati.

SUMMARY

The paper illustrates a type of railway bottom road bridge in prestressed concrete, which was already conveniently made used many times, when the intrados clearances were particularly scanty for hydraulic, traffic or other reasons.

When bridges of operating railroad lines are to be replaced, but it is impossible to cut the transit of trains, it is necessary to prefabricate the whole new structure which, when ended, can replace in a short time the old one.

The present paper shows one of such bridges, which was completely prefabricated aside, at about 100 metres from the definitive position, to which was, in a second time, transported by simple and effective means, designed for this purposed.

=====

1. ANALISI GENERALE DEL PROBLEMA

E' frequente in Italia e all'estero il caso in cui vecchi ponti ferroviari debbano essere sostituiti con nuove strutture adatte a sopportare i maggiori carichi e velocità del moderno traffico. Infatti molti manufatti ancora esistenti vantano ormai una anzianità di servizio di un secolo e più e non sono pertanto più adatti alle attuali esigenze. Spesso anche le luci devono essere aumentate per motivi idraulici o di traffico.

E' peraltro normale il caso in cui le quote di tracciato non siano modificabili, pena il rifacimento di lunghi tratti di linea ferroviaria, mentre i franchi concessi (per motivi idraulici, per sovrappassi a strade esistenti o per altri motivi), siano assai modesti. A ciò si aggiunga che quasi sempre si tratta di sostituire ponti su linee in esercizio, con l'impossibilità dunque di sospendere per lunghi periodi il normale traffico.

Una delle classiche soluzioni adottate dalle ferrovie prevede manufatti in ferrocemento, costituiti da travi in acciaio con riempimento in calcestruzzo. Anche questi manufatti però richiedono, se le luci sono rilevanti, altezze di una certa importanza, per limitare le frecce elastiche, così come prescritto dalle normative ferroviarie. Inoltre il tempo necessario alla maturazione del calcestruzzo impone abitualmente tempi di sospensione del traffico ferroviario inaccettabili.

La struttura qui presentata, e già adottata in tre manufatti su linee in esercizio delle ferrovie dello Stato, risolve, a parere dello scrivente, convenientemente il problema, in quanto permette di limitare la differenza di quota tra piano del ferro e intradosso del manufatto a meno di un metro, incluse rotaie, traverse, ballast e struttura portante, praticamente qualsiasi sia la luce del manufatto da costruire.

La soluzione concettualmente è assai elementare: si tratta infatti di realizzare due travi parete, di qualsiasi dimensione ed altezza collegate da

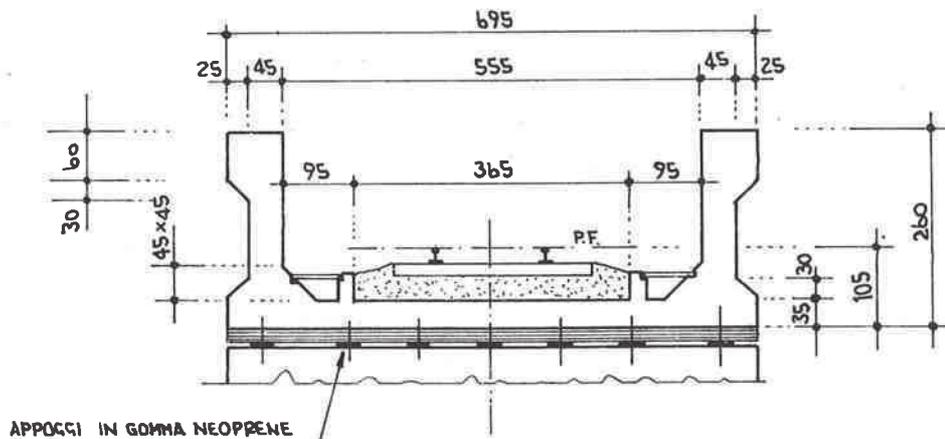


Fig. 1 - Sezione trasversale tipica di un ponte in c.a. precompresso a via inferiore.

una soletta in calcestruzzo armato, eventualmente precompresso (vedi figura 1) che, stante le luci in gioco (5.55-5.60 m. per un ponte ad un solo binario), può avere spessore assai limitato, dell'ordine di 25-40 cm. Infatti è così possibile scavalcare qualsiasi ostacolo naturale, di qualsiasi larghezza, mantenendo un ingombro strutturale limitato, in quanto lo sviluppo in altezza delle travi portanti, qualsiasi esso sia rimane sempre al di sopra dell'ingombro minimo imposto, mentre lo spessore della soletta di collegamento rimane evidentemente pressochè costante, rimanendo costante l'interasse delle travi principali.

Tale soluzione è stata adottata, con pieno successo tecnico ed economico in tre casi: si tratta del ponte sul Rio Meltina al Km. 15+580 della linea Bolzano-Merano (linea con carichi tipo B), per la sostituzione di un sovrappasso sulla SS 25 Torino-Modane (Linea con carichi tipo A), e per la costruzione di un ponte sul torrente Terdoppio al Km. 37+946 della linea Vercelli-Mortara (linea con carichi tipo B).

Peraltro le modalità costruttive dei tre manufatti sono state sensibilmente diverse, perchè, pur presentando tutti la stessa esigenza di minimizzare la dimensione tra intradosso e piano del ferro, nel caso del ponte sul Rio Meltina si trattava di sostituire l'esistente ponte in ferro di una linea in esercizio, mentre negli altri due casi il traffico era sospeso, e si poteva pertanto operare senza particolari difficoltà secondo l'usuale tecnica dei getti in opera. Qui di seguito, dopo un accenno ai criteri di calcolo (comuni a tutti e tre i manufatti), adottati per la progettazione delle strutture, saranno esposte le modalità costruttive adottate per la prefabbricazione e la traslazione del ponte sul Rio Meltina.

2. CRITERI DI CALCOLO

Trattandosi di ponti aperti a via inferiore, a semplice binario, anche se con carichi e luci diverse in relazione alle esigenze delle linee, è stata adottata la stessa metodologia di calcolo.

I ponti a semplice binario, in cui perciò i carichi sono sempre centrati, sono esenti da effetti torsionali, ma sono da valutare soltanto gli effetti flessionali e taglianti, sia nella soletta che sopporta direttamente il carico, sia nelle travi principali, che pertanto ruotano rigidamente nel piano verticale per effetto del momento di incastro trasmesso dalla soletta. A stretto rigore i cuscinetti di appoggio possono determinare un piccolo vincolo alla libera rotazione delle travi all'appoggio: peraltro, stante la cedevolezza degli appoggi in neoprene armato, di proposito adottati, il vincolo è stato ipotizzato come puntuale, trascurando pertanto i modestissimi effetti torsionali. Nel proporzionamento generale si è invece tenuto presente che l'estradosso delle due travi principali, per effetto dei carichi, si avvicina, diminuendo la larghezza libera del ponte. Si tratta però di variazioni dell'ordine di grandezza di 1 o 2 cm., e pertanto ininfluenti agli effetti dell'esercizio.

Inoltre essendo il carico "appeso" devono prevedersi adeguate armature

"di sospensione" in aggiunta alle staffe necessarie per assorbire gli sforzi taglianti nelle travi parete.

In strutture monolitiche non esistono rischi di instabilità nel corrente superiore compresso. Inoltre la presenza della precompressione longitudinale implica una notevole riduzione delle sollecitazioni di compressione al lembo superiore (Kg/cm² 70/75). A titolo prudenziale si è comunque verificato che il corrente superiore potesse sopportare le compressioni in esso indotte dai carichi con adeguati margini di sicurezza.

Nei tre manufatti i vincoli di appoggio sono stati realizzati in forma leggermente diversa. Infatti sul Rio Meltina e sul ponte sul torrente Terdoppio sono stati posizionati soltanto quattro appoggi in corrispondenza delle due travi principali. Ciò comporta una deformata pressochè cilindrica della soletta inferiore. Invece nel sovrappasso della Torino-Modane sono stati disposti anche 5+5 appoggi intermedi, sempre in neoprene armato, in corrispondenza dei ringrossi della soletta agli appoggi: ciò comporta una perturbazione del regime flessionale della soletta che non è più cilindrico ma ha il vantaggio di attenuare i momenti flettenti in prossimità dei vincoli.

In tutti e tre i manufatti sono stati previsti opportuni bloccaggi elastici longitudinali, sia per limitare eventuali eccessive anomale deformazioni dei cuscinetti in neoprene armato di appoggio sotto gli effetti di improvvise frenature eccedenti quelle di calcolo, sia per realizzare un vincolo di tenuta anche agli effetti sismici (anche se nessuno dei tre manufatti si trova in zona sismica).

Il calcolo degli impalcati è stato eseguito mediante calcolatore elettronico schematizzando l'impalcato con un grigliato piano di 149 nodi e 84 aste, ciascuna delle quali rappresenta una porzione della struttura ed a ciascuna delle quali è stata assegnata una sua rigidità torsionale e flessionale, calcolata come proposto dalle "Raccomandations della Cement Concrete Association" (R. West).

Tutti e tre gli impalcati sono precompressi sia longitudinalmente che trasversalmente con barre di precompressione Macalloy Tecnicavi diam. 40 mm. La scelta della precompressione mediante barre di grande diametro deriva da considerazioni di durabilità e resistenza alla corrosione, anche in presenza di eventuali correnti vaganti. Infatti rispetto alla precompressione a cavi (ed anche a quella a fili aderenti, peraltro qui non applicabile per l'impossibilità di prefabbricare in stabilimento gli elementi strutturali) la qualità degli acciai in barre, il loro minor rapporto superficie esposta/sezione, e le minori sollecitazioni unitarie garantiscono maggior durezza e resistenza alla fatica. A ciò si aggiunga la maggior facilità di collegamento elettrico degli elementi di precompressione filettati di notevole potenza per le predisposizioni di misura e di messa a terra delle correnti vaganti.

Particolare cura è stata poi posta nella iniezione delle barre, che in tutti e tre i casi citati è stata eseguita con malte speciali premiscelate.

E' opportuno rilevare che la calcolazione di ponti a semplice binario é semplificata per la presenza di soli carichi centrati. Bene inteso è possibile un approccio al problema anche per ponti a doppio binario, ma certamente le modalità di calcolo dovrebbero essere più complesse e le dimensioni strutturali maggiori, causa la presenza di carichi eccentrici, che comportano l'insorgere di problemi di distribuzione trasversale e la presenza dei conseguenti effetti torsionali.

3. PONTE PREFABBRICATO SUL RIO MELTINA

La realizzazione di questo manufatto presentava difficoltà particolari, in quanto, essendo la linea in esercizio, non era possibile interrompere il traffico per lunghi periodi, tali da consentire la demolizione delle vecchie strutture metalliche e la costruzione del nuovo ponte in opera (fig. 2).

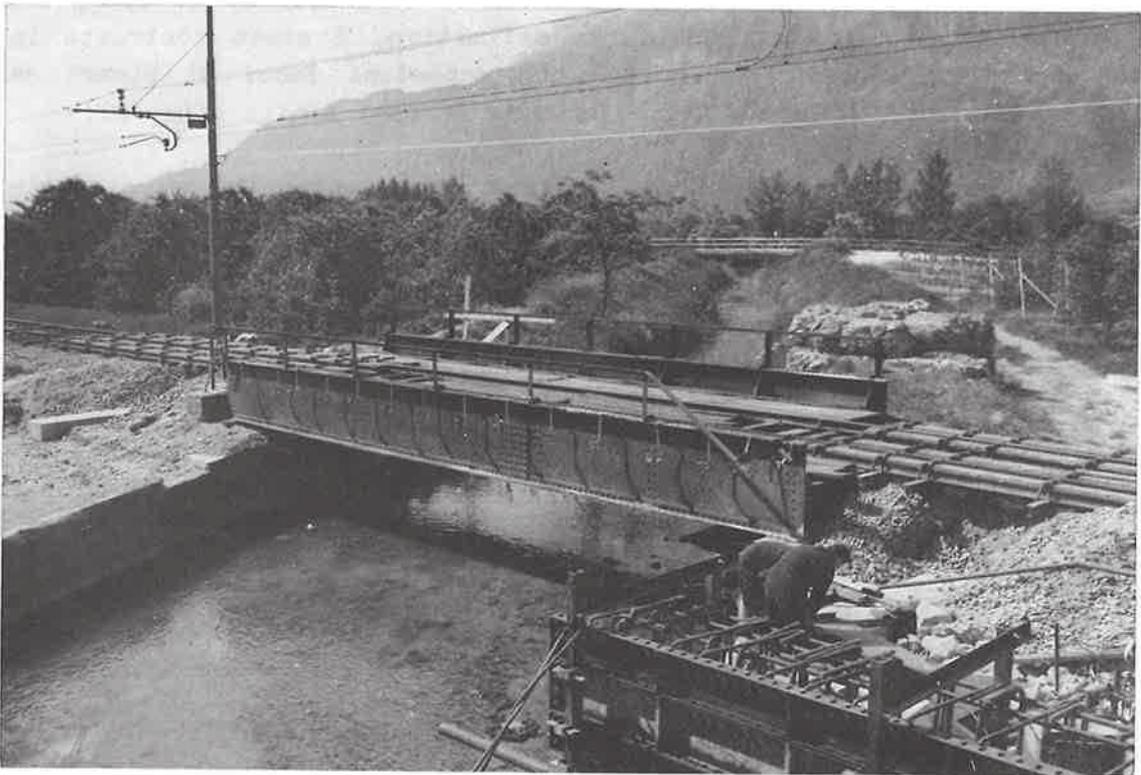


Fig. 2 - Il vecchio ponte in acciaio. E' visibile il fascio di binari in corrispondenza dello scavo appena iniziato per la costruzione del traverso di appoggio del manufatto definitivo.

Inoltre il franco tra l'intradosso del vecchio ponte e il livello medio del fiume era di soli m. 1.44 e non poteva essere tassativamente diminuito per evidenti motivi idraulici. Trattandosi poi di sostituzione di ponte esistente, in prossimità di stazione, le livellette ferroviarie di accesso non potevano essere modificate, e pertanto il piano del ferro doveva rimanere immutato a m. 0.95 al di sopra dell'intradosso del preesistente manufatto. Con limitazioni di questo tipo la soluzione del ponte a via inferiore è diventata praticamente obbligata.

Onde non interferire con il normale esercizio della linea, è stata adottata una particolare soluzione costruttiva con le seguenti fasi, qui di seguito schematicamente elencate:

- costruzione di quattro pali trivellati di grande diametro, distanti circa 3 m. dalla rotaia più vicina, in modo da poter essere realizzati senza interferenza con il traffico. Essendosi inoltre nell'impossibilità di costruire nuove spalle di contenimento del rilevato ferroviario, sempre per evitare interruzioni al traffico, si è deciso di conservare le vecchie spalle in muratura, ancora in buono stato di conservazione, ma certamente non più adatte a sopportare i nuovi carichi, limitando la loro funzione al solo contenimento del rilevato (peraltro ormai scaricato dal sovraccarico ferroviario), e di arretrare pertanto l'asse degli appoggi (con aumento della luce del ponte), in modo tale da poter trivellare i pali senza interferenza con le vecchie spalle;
- il traverso di collegamento dei pali dalla larghezza di m. 1.30, avente la funzione di appoggio del manufatto definitivo, è stato costruito in opera mantenendo le linee di esercizio con opportuni fasci di binari del tipo tradizionalmente impiegato dalle ferrovie in casi simili (fig. 2);
- l'impalcato vero e proprio del ponte è stato costruito su piazzale della vicina stazione (figg. 3 e 4), ed indi varato longitudinalmente su strutture

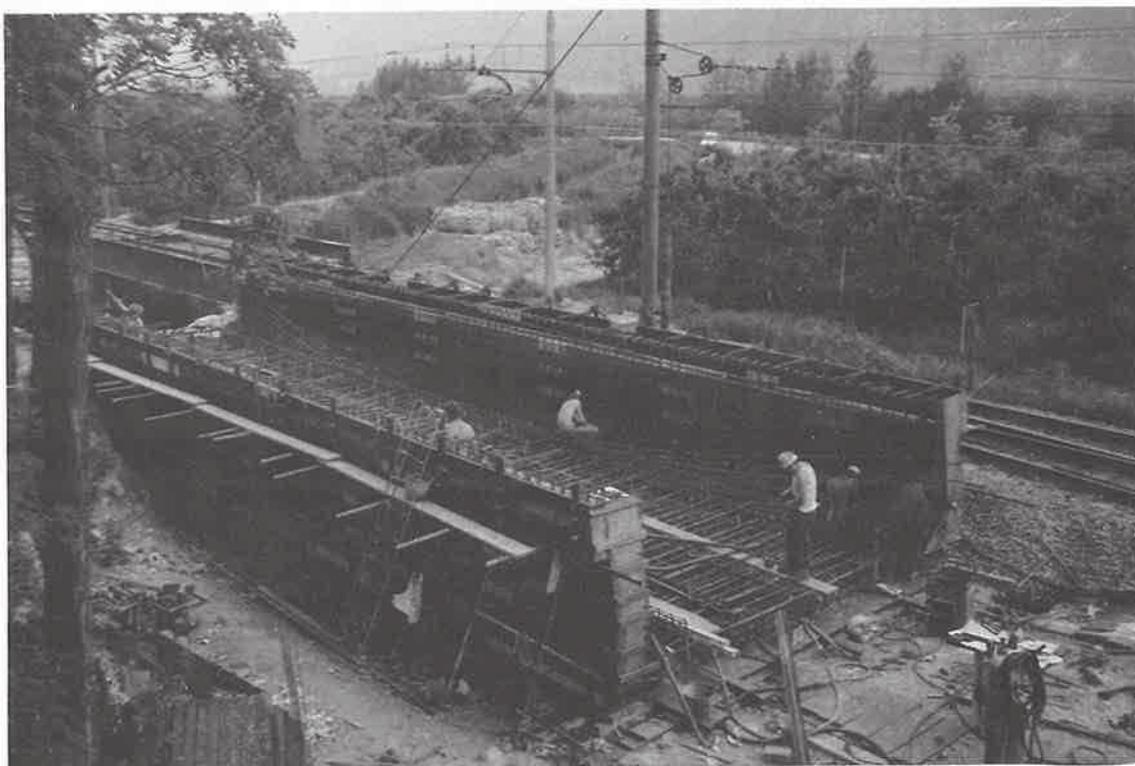


Fig. 3 - Costruzione del ponte nell'area di stazione.

provvisorie di appoggio fino a fargli scavalcare il Rio Meltina (fig. 5); indi è stato varato trasversalmente e affiancato al vecchio manufatto (fig. 6). La costruzione al di fuori della zona interessata dall'alveo si è resa

necessaria in quanto sarebbe stato poco prudente mantenere montate le

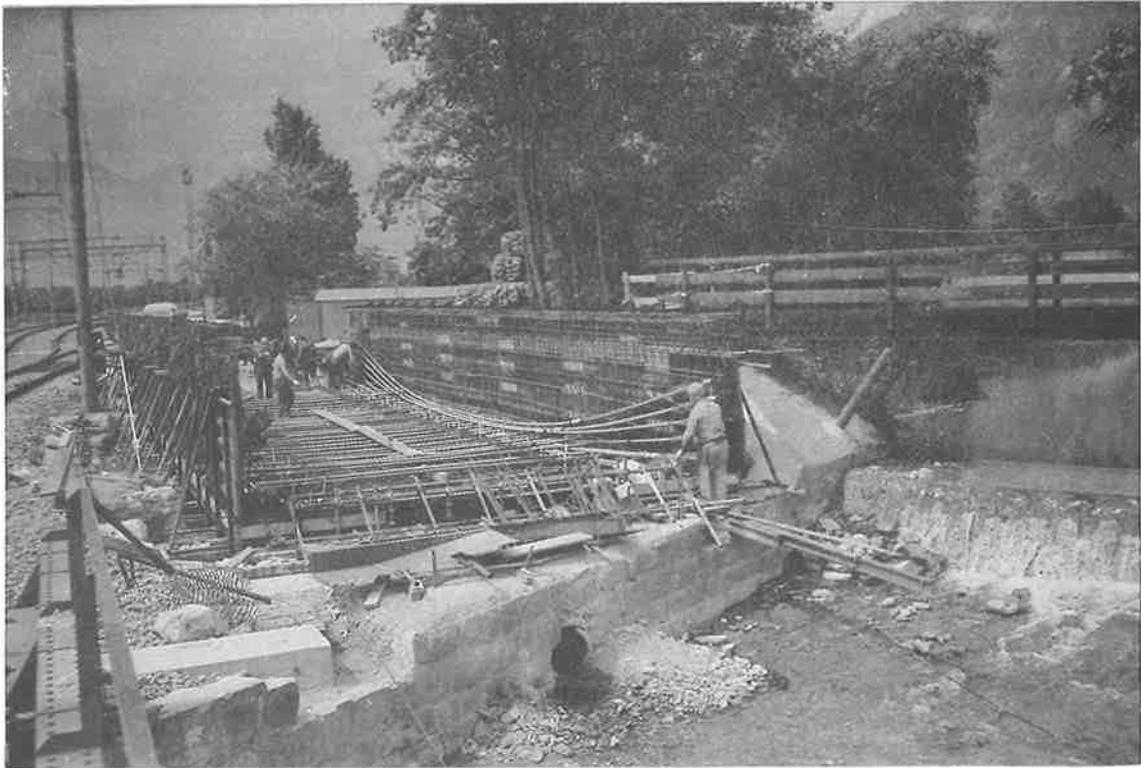


Fig. 4 - Costruzione del ponte nell'area di stazione.

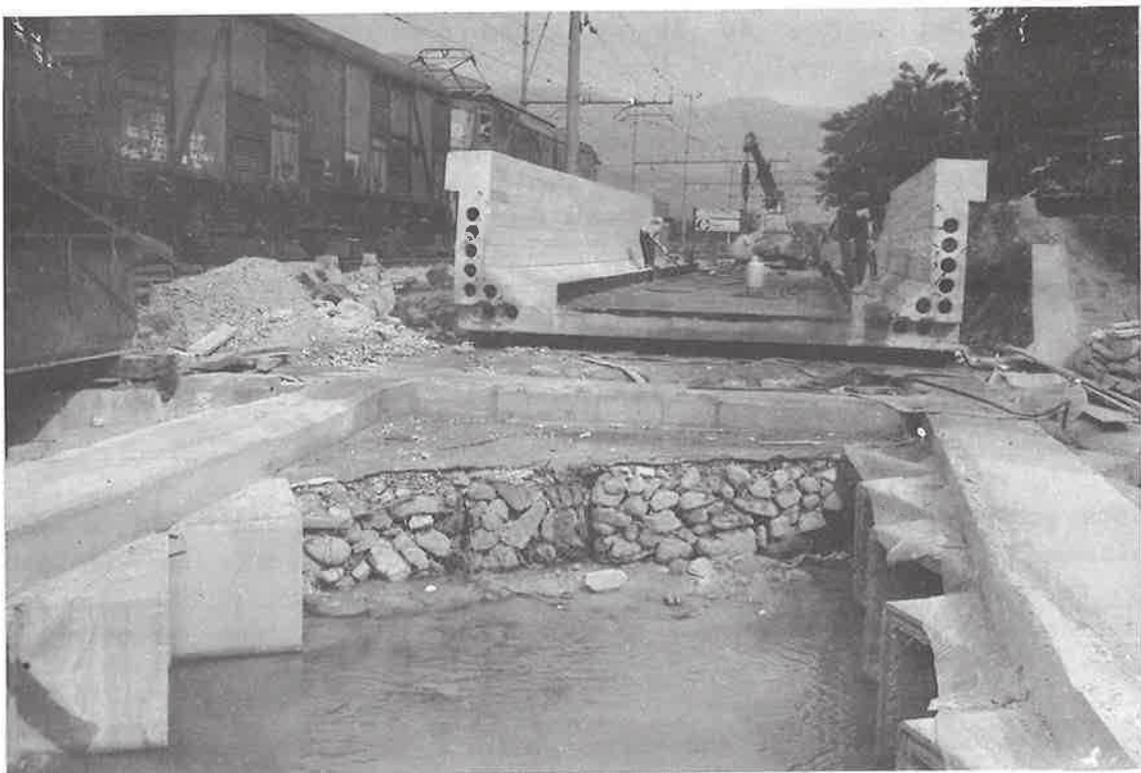


Fig. 5 - Le strutture provvisorie di appoggio.

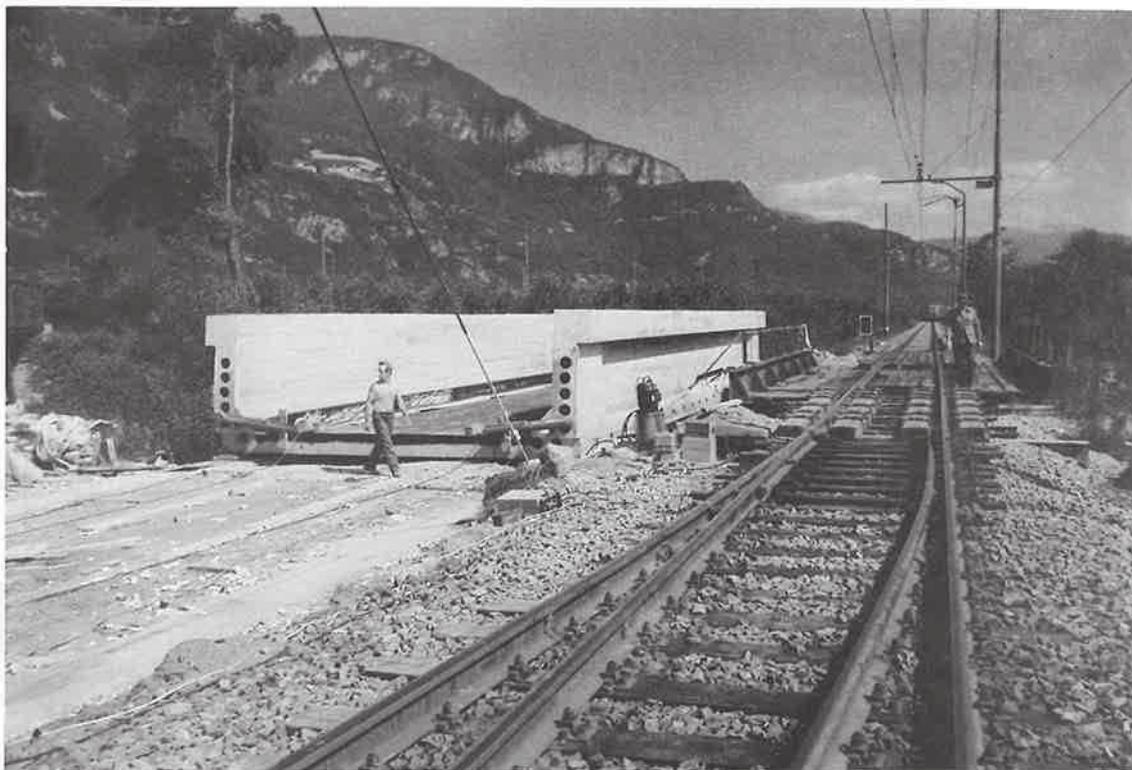


Fig. 6 - Il nuovo ponte affiancato al vecchio manufatto.

centine provvisorie per tutto il lungo periodo necessario alla costruzione e maturazione del ponte, su di un corso d'acqua con regime torrentizio soggetto a piene improvvise ed impetuose;

- a questo punto il vecchio ponte di ferro è stato rimosso mediante autogru, ed il nuovo ponte traslato trasversalmente in sito, con effettiva interruzione della linea di sole 14 ore circa di cui 8 notturne.

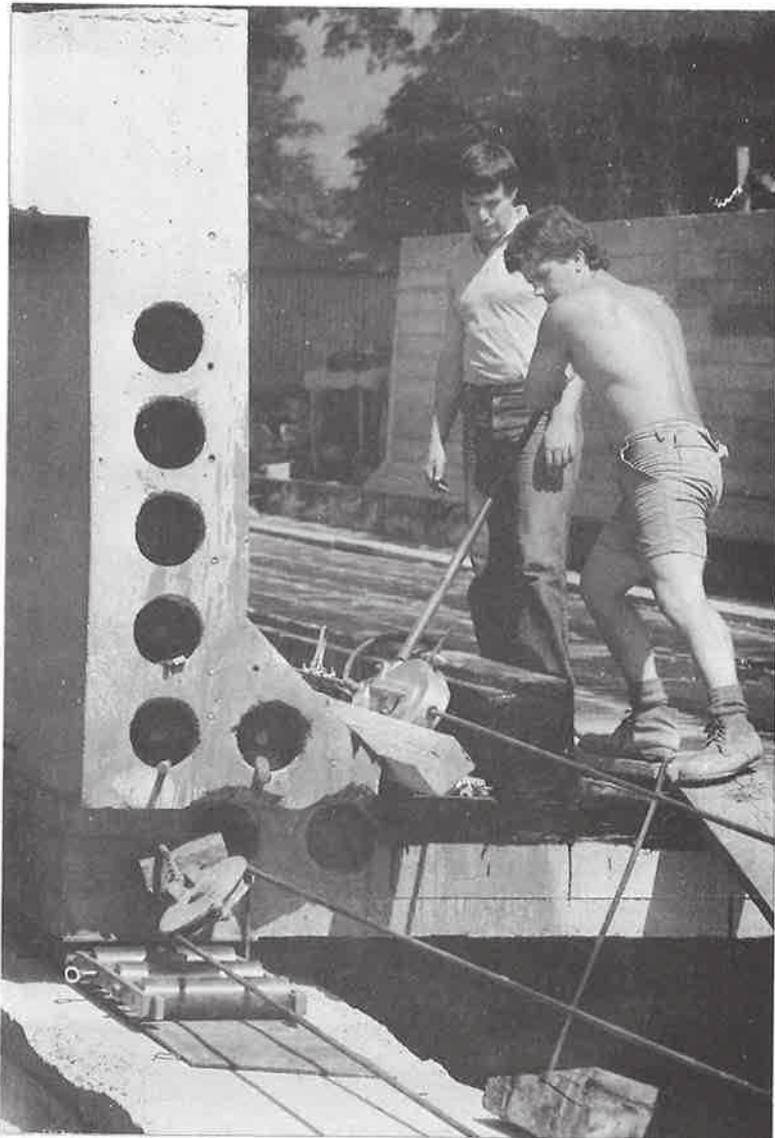
Le fotografie ed i disegni con le loro didascalie illustrano convenientemente la sequenza delle operazioni.

4. MODALITA' DI COSTRUZIONE E DI VARO DEL PONTE SUL RIO MELTINA

Come precedentemente esposto, il manufatto è stato costruito in una zona appositamente ricavata nell'adiacente stazione ferroviaria di Vilpiano. in questa fase la costruzione non ha presentato particolari difficoltà, essendo il cantiere completamente svincolato da qualsiasi soggezione ferroviaria e di traffico.

Una volta completato il manufatto, inclusa la tensione delle barre e la loro iniezione con malte speciali addittivate, il complesso, dal peso totale di circa 200 t., è stato sollevato mediante normali martinetti idraulici posi-

zionati in apposite sedi ricavate sulle testate delle travi, e fatto scorrere



longitudinalmente sulle guide in calcestruzzo all'uopo preventivamente predisposte, mediante una serie di rulliere recuperabili che trovavano contrasto su apposite piastre in acciaio annegate nelle testate delle travi parete, e su strisce in lamiera recuperabili semplicemente appoggiate alle guide in calcestruzzo e riutilizzate man mano che il ponte, avanzando, le disimpegnava (fig. 7).

L'avanzamento è stato ottenuto mediante due tirlifords da 5 t. opportunamente demoltiplicati tramite rinvii. Lo sforzo totale per la translazione è stato non molto elevato e dell'ordine di grandezza di 10 t. ca.

Una volta scavalcato il Rio Meltina, il ponte è stato nuovamente sollevato, le rulliere ruotate di 90°, ed il manufatto

Fig. 7 - Operazioni di translazione.

avvicinato lateralmente a quello esistente, in modo da ridurre per quanto possibile i tempi di effettiva interruzione della linea (fig. 8).

A questo punto, durante la notte è stato completamente smontato il vecchio ponte in ferro, traslato il nuovo manufatto nella sua definitiva posizione, e nuovamente sollevato con martinetti idraulici, per permettere il recupero delle rulliere ed il posizionamento dei definitivi appoggi in neoprene, ed indi calato nella sua posizione definitiva.

In nessuna delle fasi del lavoro si sono avuti sostanziali inconvenienti. Solo lo scorrimento è stato in qualche caso reso difficile causa le deformazioni delle superfici metalliche di appoggio, sotto i rilevanti carichi imposti. Il tutto peraltro senza ostacoli insormontabili nè durante la costruzione nè durante le fasi di varo, nonostante il notevole peso del manufatto.



Fig. 8 - Scorrimento trasversale.

Da rilevare che tutte le fasi di varo, le opere provvisorie necessarie, le attrezzature utilizzate, hanno dovuto essere appositamente progettate e sperimentate, in vista della novità dell'operazione (probabilmente non era mai stato varato un ponte in cemento armato precompresso completato), e del lungo tragitto che si è dovuto far percorrere al manufatto dal luogo di costruzione al luogo di definitiva sistemazione.

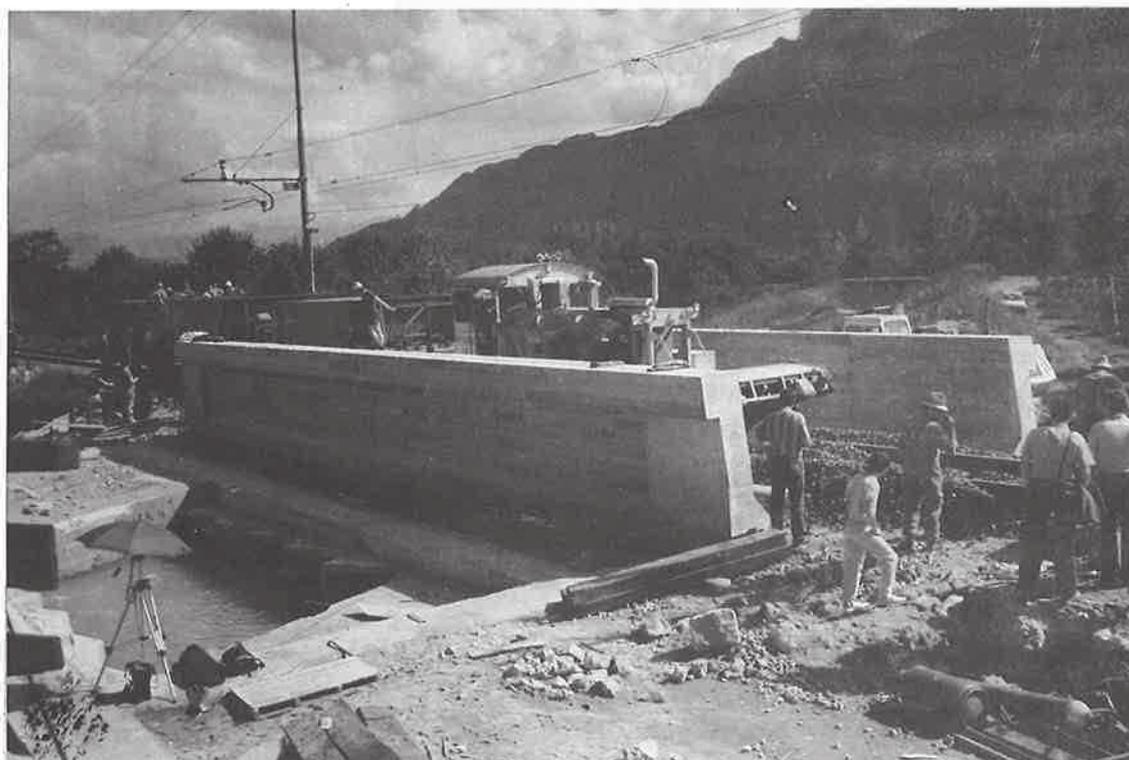


Fig. 9 - Il ponte nella sua posizione definitiva - Armamento.



Fig. 10 - Il ponte completato.

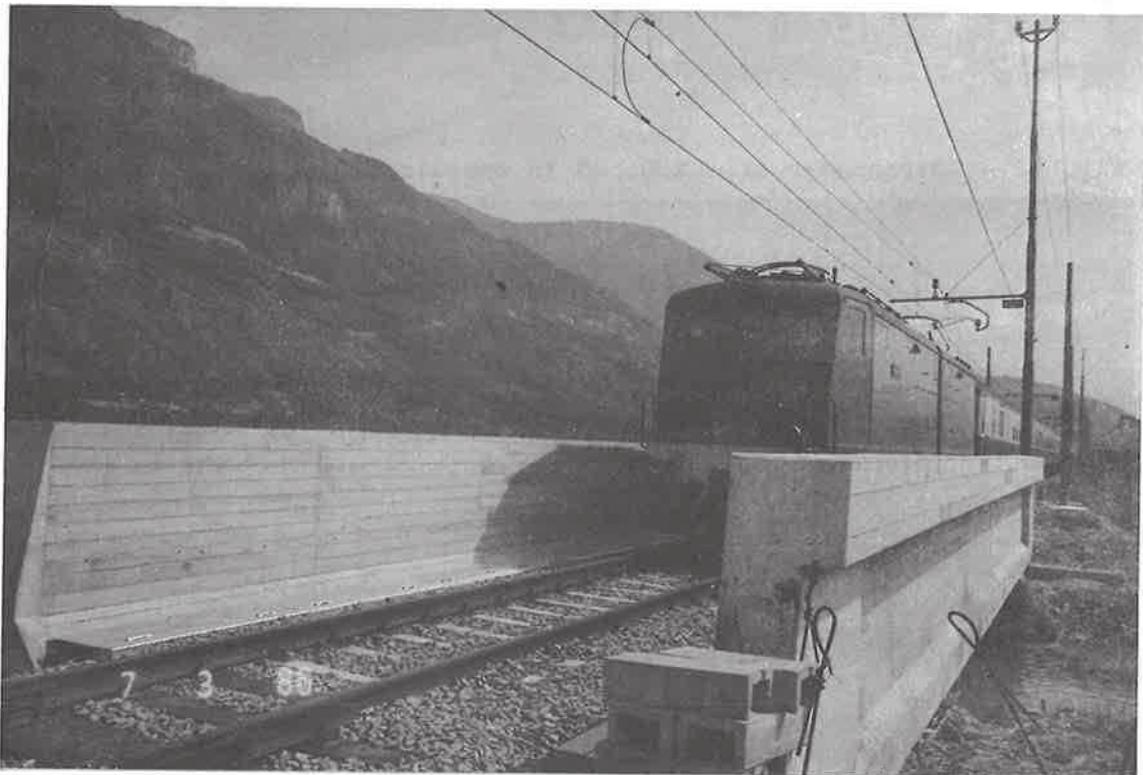


Fig. 11 - Il ponte in esercizio.

5. SOVRAPPASSO ALLA S.S. 25 DELLA LINEA TORINO MODANE E PONTE SUL TORRENTE TERDOPPIO DELLA LINEA MORTARA - PAVIA

Come in precedenza esposto questi due manufatti, anch'essi a via inferiore dello stesso tipo di quello realizzato sul torrente Meltina, sono stati costruiti in opera, e la tecnologia utilizzata non rientra pertanto nella presente tematica. A titolo puramente illustrativo vengono presentate alcune fotografie che illustrano anche questi due manufatti.

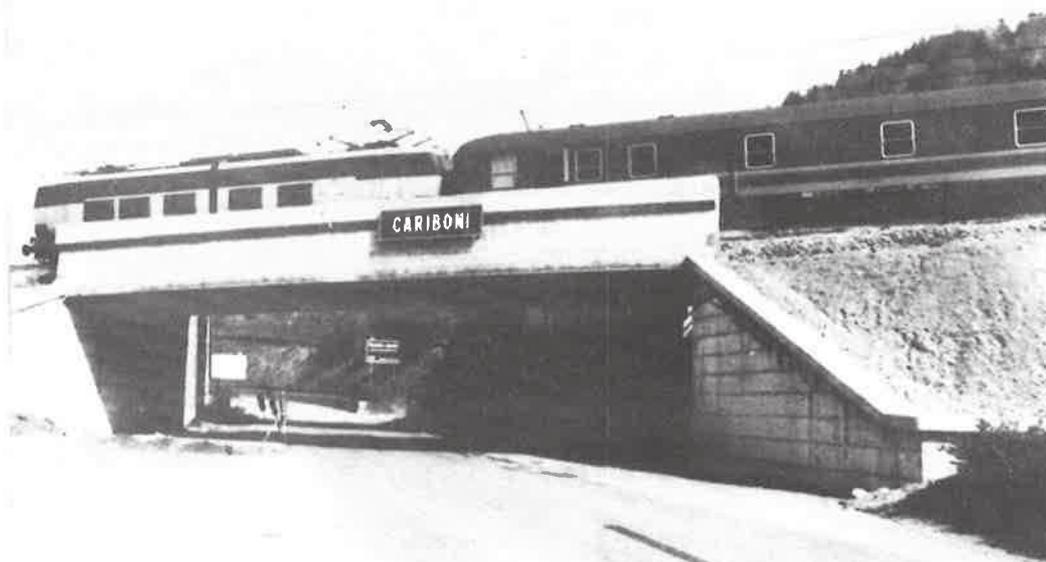


Fig. 12 - Sovrappasso alla S.S. 25 in esercizio.



Figg. 13 e 14 - Ponte sul torrente Terdoppio



6. CONCLUSIONI

La realizzazione di ponti aperti a via inferiore è tutt'altro che una novità: molti ponti in ferro di piccola luce sono stati così costruiti in passato. Non era peraltro possibile realizzare strutture aperte di grande luce, causa l'insorgere di instabilità nei correnti superiori. Tale inconveniente può essere convenientemente superato con strutture in cemento armato precompresso. E' così possibile realizzare ponti di grande luce, anche se il franco di intradosso è modesto, come spesso accade per il superamento di corsi d'acqua ed altri ostacoli naturali.

Da rilevare che anche dal punto di vista economico le strutture aperte a via inferiore in cemento armato precompresso risultano competitive con le soluzioni tradizionali in acciaio. E' infatti possibile sfruttare convenientemente l'altezza delle travi parete per limitare le frecce e le sollecitazioni nei materiali.

A titolo esemplificativo, il costo di un manufatto ferroviario di categoria B, a semplice binario, di luce m. 19 ca., è costato in lire del 1984 (solo impalcato senza spalle e fondazioni), circa L/mq 1.000.000.=, mentre la valutazione di un analogo ponte in acciaio calcestruzzo avrebbe comportato una spesa del 5% circa superiore, senza risolvere convenientemente il problema, in quanto gli ingombri e i tempi di costruzione sarebbero risultati inevitabilmente maggiori. Infatti, con ponti a via inferiore in precompresso, si può raggiungere un rapporto ingombro/luce dell'ordine di grandezza di 1/100 ed anche meno, tenendo presente che l'incremento della luce non influisce sensibilmente sull'ingombro, che è condizionato essenzialmente dall'interasse delle travi. Inoltre la realizzazione qui illustrata dimostra che è possibile costruire manufatti completi, anche di una certa importanza, prefabbricandoli

fuori opera, e traslandoli con metodi semplici ed economici, fin sul luogo di definitivo utilizzo, con tutti i vantaggi che una tale tecnologia comporta agli effetti della continuità di esercizio delle linee ferroviarie.

Lo scrivente ritiene pertanto che questa tipologia e questa tecnologia costruttiva possa trovare proficue applicazioni, anche in futuro, soprattutto in quei casi sia determinante la limitazione degli ingombri all'intradosso, come d'altrondo è dimostrato dal gradimento mostrato dall'Ente Autonomo Ferrovie dello Stato per questo tipo di struttura che, dopo la prima applicazione del ponte sul torrente Meltina, ha potuto essere proficuamente utilizzato anche in altri casi in cui esistevano analoghe problematiche. E' attualmente in corso la progettazione di altri 2 ponti dello stesso tipo, anche obliqui, di luci comprese tra i 20 e 30 m.

Il ponte sul Rio Meltina é stato realizzato dalla impresa COGES di Trento, sotto la direzione dell'ing. Facchin della Sezione Lavori FS di Bolzano.

Il sovrappasso alla S.S. 25 é stato realizzato dalla impresa CARIBONI di Colico, sotto la direzione dell'ing. Cavallero della 1° Unità Speciale FS

Il ponte sul torrente Terdoppio é stato realizzato dalla impresa TECNOSUOLO di Casteggio, sotto la direzione dell'ing. Carlucci della sezione Lavori, del Compartimento FS di Torino.

La progettazione é stata eseguita, per tutti e tre i manufatti, dallo scrivente.