

Giornate aicap '81 - Ravenna, 27-31 maggio

PRECOMPRESSIONE PARZIALE

Studi e ricerche (Introduzione al tema) <i>E. Giangreco</i>	3
Studi e ricerche (Relazione generale) <i>C. Cestelli Guidi</i>	3
Applicazioni (Introduzione al tema) <i>G. Macchi</i>	13
Applicazioni (Relazione generale) <i>G. Pizzetti</i>	13

STRUTTURE MARITTIME

Studi e ricerche <i>P. Pozzati</i> <i>Parte Prima</i>	22
<i>Parte Seconda</i>	33
Realizzazioni <i>S. Zorzi</i> <i>Parte Prima</i>	44
<i>Parte Seconda</i>	56

TEMA A:

Precompressione parziale

INTRODUZIONE: PROF. ING. ELIO GIANGRECO

Prima di dare la parola al Prof. Cestelli Guidi vorrei esprimere la mia soddisfazione per essere stato invitato a presiedere una riunione il cui relatore generale è proprio il Presidente della nostra Associazione, e, passando da una reminiscenza all'altra, vorrei ricordare che le strutture parzialmente precomprese furono trattate a Venezia nel lontano 1963 e sono ormai diventate adulte proprio come il mio primo figlio che nacque l'ultimo giorno di quel Convegno.

Quelle giornate erano già precedute da una sufficiente conoscenza dell'argomento, e mi richiamo alla magistrale relazione di Levi, che ricordava come questo problema fosse presente addirittura nei primissimi brevetti, e forse anche stato oggetto di proposte da parte di vari costruttori. Però come tutte le posizioni intermedie le strutture parzialmente precomprese erano pesantemente insidiate da una parte dal cemento armato e dall'altra dal cemento armato precompresso, già tra di loro fortemente concorrenziali.

In quell'incontro si fecero anche disquisizioni terminologiche chiarendo il significato di strutture ad armatura mista, contenenti cioè armature pretese e non, per distinguerlo da quello di strutture a sezione mista, costituite in particolare dalla collaborazione di sezioni in cemento armato precompresso e sezioni in cemento armato.

Comunque l'argomento del Convegno fu molto stimolante e costituì un'occasione unificante per tutti i problemi comuni al cemento armato ed al cemento armato precompresso, dando praticamente l'avvio alla formazione di quel Comitato misto

FIP-CEB che ha operato efficacemente cercando di armonizzare i lavori delle relative Commissioni di studio e trasferirne i risultati nella normativa internazionale.

Un auspicio di questa coesistenza fra i due materiali era anticipato nella formula contenuta nella memoria di Macchi: « Fessurazione delle strutture precomprese e parzialmente precomprese », che considerava la contemporanea presenza della risultante di compressione nella sezione fessurata e dello sforzo di precompressione.

Nel seguito i problemi si sono apparentemente diversificati e fortemente evoluti, e negli ultimi anni ci sono state profonde trasformazioni nei principi della sicurezza strutturale dalla richiesta di descrizione probabilistica di tutte le variabili in gioco unitamente a tecniche di calcolo notevolmente sofisticate per valutare la probabilità di collasso, fino all'applicazione dei criteri semiprobabilistici che sono già entrate nella pratica progettuale utilizzando di fatto strumenti di calcolo analoghi a quelli per le verifiche nelle sezioni ammissibili.

Oggi la tematica delle strutture precomprese trova una sua più motivata ed equilibrata collocazione, come puntualizzato nelle conclusioni dell'articolo di Radogna e Di Marco dove si riconosce che con un accurato dosaggio del grado di precompressione si riesce a soddisfare le condizioni di esercizio per quanto riguarda limitazione di deformabilità e di fessurabilità e lo stato limite ultimo attraverso un conveniente apporto di duttilità ed un soddisfacente mantenimento di resistenza.

Studi e ricerche

RELAZIONE GENERALE: PROF. ING. CARLO CESTELLI GUIDI

Nell'iniziare la relazione su « Studi e ricerche » nel settore della tecnica della precompressione parziale, attraverso un sintetico quadro dello « stato dell'arte », ritengo di dover anzitutto ricordare che lo stesso tema venne affrontato nelle Giornate A.N.I.C.A.P. che ebbero luogo a Venezia nel 1963.

Il relatore generale Franco Levi esordiva, allora, affermando che la precompressione parziale delle strutture in conglomerato cementizio era argomento di grande interesse, per quanto non

nuovo, come testimoniavano gli studi di Emperger del 1939 e quelli successivi, di Abeles, Zerna e, in Italia, di Noli e Marioni.

La relazione Levi e le numerose memorie presentate al Convegno di Venezia, illustravano, tra l'altro, i risultati di una estesa serie di esperienze eseguite in alcuni Istituti Universitari italiani sotto l'egida dell'A.N.I.C.A.P. e coordinate da una Commissione di studio composta dagli stessi esponenti degli Istituti.

Esempio questo che — per i notevoli risultati

conseguiti — venne segnalato da Levi quale efficace possibilità di spontaneo coordinamento della attività di ricercatori.

Il volume degli Atti del Convegno di Venezia è una raccolta di notevoli ricerche teoriche e sperimentali che il relatore definì « nuove ed interessanti ».

Nel ricollegarmi a questi trascorsi, ritengo, se non altro per ragioni sentimentali, di riportare una delle tante tavole riassuntive delle prove eseguite (fig. 1), ove si nota l'attenzione posta all'indagine del quadro fessurativo delle travi parzialmente precomprese.

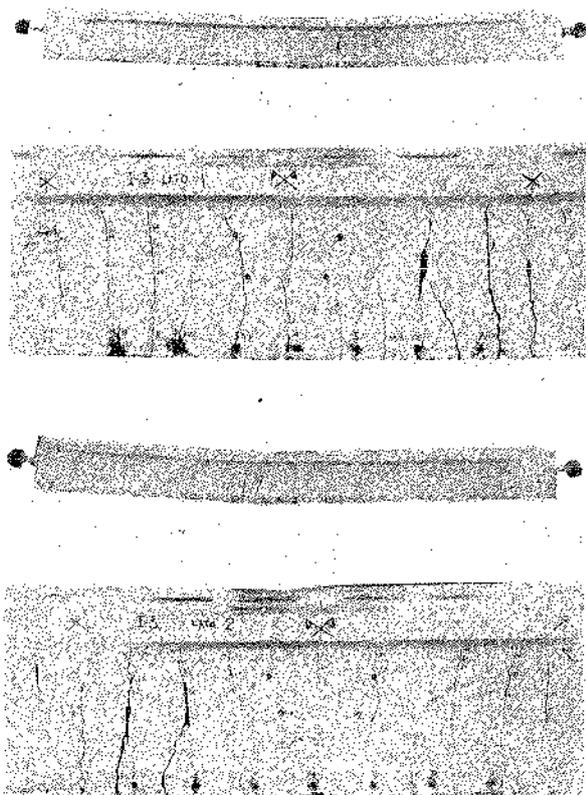


Fig. 1

I lavori del Convegno di Venezia ponevano in risalto che la precompressione parziale, quando i sovraccarichi mobili hanno influenza decisiva sulle sollecitazioni, presenta vantaggi per il comportamento statico e spesso anche per l'economia che può realizzarsi.

Veniva anzitutto evidenziato che l'applicazione della precompressione parziale porta a realizzare strutture di qualità non inferiore a quelle in precompresso integrale e che, in molte situazioni, presenta aspetti tecnici più favorevoli.

Se la precompressione è ben graduata, in rapporto alle esigenze dell'esercizio dell'opera, si ottengono infatti prestazioni superiori a quelle offerte sia dal c.a.p. sia dal c.a. a tutto vantaggio della durabilità delle opere.

Basti considerare che non è favorevole sollecitare permanentemente il conglomerato con elevati stati di coazione, come avviene per strutture integralmente precomprese in assenza di forti sovraccarichi, il che si può verificare per la maggior durata di vita dell'opera (ponti), né avere forti trazioni permanenti del conglomerato, come avviene per strutture in cemento armato sulle quali prevale il carico permanente (coperture).

E' particolarmente nelle condizioni iniziali della struttura precompressa che il calcestruzzo, ancora giovane, viene fortemente sollecitato dalla precompressione, con indesiderate deformazioni.

Si producono spesso fastidiose variazioni di curvatura tanto che per un ponte a travate si è dovuto compensare la massicciata per la monta assunta dall'impalcato (nelle condizioni a vuoto).

Con una precompressione parziale tale inconveniente può essere evitato, senza richiedere forti soles inferiori, come pure una associazione di acciaio normale consente trazioni, in fase iniziale a vuoto, a tutto vantaggio dell'abbassamento del centro di precompressione talché risultano sezioni più raccolte.

In una disamina dei pregi della precompressione parziale vale la pena di accennare alle strutture iperstatiche, nelle quali l'adozione di armature miste può attenuare il sorgere delle cosiddette « sollecitazioni parassite » e quindi evitare la ricerca di cavi concordanti i quali, fra l'altro, molte volte non rispettano la sicurezza allo stato limite ultimo.

Più agevolmente, quindi, si può operare sulle travi continue con l'ulteriore vantaggio di eliminare i cavi cappello sugli appoggi, di scarsa efficacia per la loro breve lunghezza, e per le perdite per attrito dovute alle forti curvature, e inoltre costosi. I cavi cappello vengono sostituiti da armature normali e, se necessario, per il taglio, meglio da staffe.

Altra rilevante possibilità d'impiego della precompressione parziale è l'intervento nella riparazione e rinforzo di strutture mediante l'applicazione di cavi. Basta tener presente il sistema di « forze equivalenti » alla precompressione, ossia la corrispondenza fra la curvatura dei cavi e le azioni agenti sul conglomerato, per individuare immediatamente il tracciato e la grandezza del cavo risultante di precompressione che fornisce il sistema di forze richiesto, in alleggerimento di quelle della gravità o di altra origine.

Nella applicazione dei cavi su una struttura resta naturalmente la limitazione dello sforzo normale che la struttura stessa deve essere in grado di offrire, a contrasto delle forze trasmesse dagli ancoraggi terminali dei cavi.

E' evidente che in tali interventi il risultato è una trasformazione di una struttura in cemento armato, molte volte già lesionata in altra parzialmente precompressa, nella quale i cavi vengono collegati alla struttura originaria mediante appositi accorgimenti e protetti da getti di malta.

Possono considerarsi casi di precompressioni parziali anche i frequenti interventi con cavi nel rinforzo antisismico del cemento armato e si realizzano precompressioni anche nelle murature ove la precompressione, benché molto lieve, fornisce una monoliticità di insieme delle basi degli edifici che è condizione essenziale per il buon comportamento delle fondazioni allo scuotimento sismico ancor più che sottofondando (fig. 2).

In ultimo, e non certo ultimo per l'interesse dell'applicazione, va segnalato il collegamento di elementi prefabbricati realizzato con cavi pretesi, giunzioni che sono da considerare parzialmente precomprese. Avendosi allora notoriamente una variazione dei vincoli nell'età significativa del conglomerato vanno considerate le ridistribuzioni delle

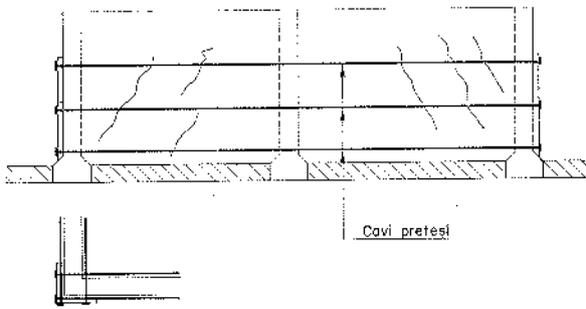


Fig. 2

sollecitazioni prodotte dalle deformazioni viscoso.

Va infine ricordato che nel recente Simposio della FIP di Bucarest sono state evidenziate le molteplici favorevoli prestazioni della precompressione parziale.

* * *

Dalla precedente elencazione, anche solo di alcuni vantaggi offerti dalla precompressione parziale, emerge che tale tecnologia apre grandi possibilità ai progettisti poiché operando sul grado di precompressione consente di adeguare la struttura alle diverse esigenze della sua vita.

Viene peraltro spontanea a tal punto la domanda di notizie anche sulla sua convenienza economica rispetto al c.a.p. integrale.

La risposta non può aversi da un brutale confronto del costo dei due acciai impiegati e cioè di quello preteso e di quello aggiunto, ma va vista nel complesso di ciò che può ottenersi da ben determinati progetti di una analisi di costi e profitti.

Il problema della economia peraltro è stato analizzato da alcuni progettisti che sono pervenuti anche a fornire dei numeri.

Nel recente simposio di Bucarest, Leonhardt riferendosi agli studi di Bachmann ha rilevato che si raggiunge il minimo del quantitativo dei due acciai per una percentuale di precompressione di circa 0,6 per sezione rettangolare della trave e di 0,8 per forma a T.

Valutando un costo dell'acciaio preteso triplo di quello dell'acciaio ordinario il minimo economico verrebbe, rispettivamente, per percentuale di precompressione 0,45 e 0,6.

Dall'esame di progetti di ponti presentati al detto simposio si trova che la percentuale di precompressione adottata oscilla tra 0,4 e 0,6 e quindi sarebbe piuttosto bassa.

Peraltro deve osservarsi che la precompressione parziale non va considerata sotto l'aspetto economico bensì come un prodotto di qualità che somma i pregi del cemento armato e del cemento armato precompresso e consente di adeguarsi a esigenze di funzionalità. Ad esempio spesso si presenta l'esigenza di avere una struttura che per i carichi normali non subisca deformazioni ed il caso più frequente è quello della trave su suolo alla Winkler.

* * *

Oggi l'A.I.C.A.P., prosecutrice della attività dell'A.N.I.C.A.P., ripropone l'argomento della precompressione parziale in considerazione anche del fatto che la Nuova Normativa Italiana 1980

mentre la esclude nel metodo di calcolo delle tensioni ammissibili, limitando in esercizio le trazioni del conglomerato, ne consente praticamente l'impiego nel metodo semi-probabilistico agli stati limite, ove è solo prescritto che sia rispettata la limitazione d'ampiezza delle fessurazioni come per il c.a., anche se la Normativa stessa non ne parla esplicitamente in quanto la formula della fessurazione non contempla i cavi pretesi.

Ma l'interesse per la precompressione parziale può dirsi che sia stato ravvivato dalla edizione 1970 delle Raccomandazioni CEB-FIP nelle quali

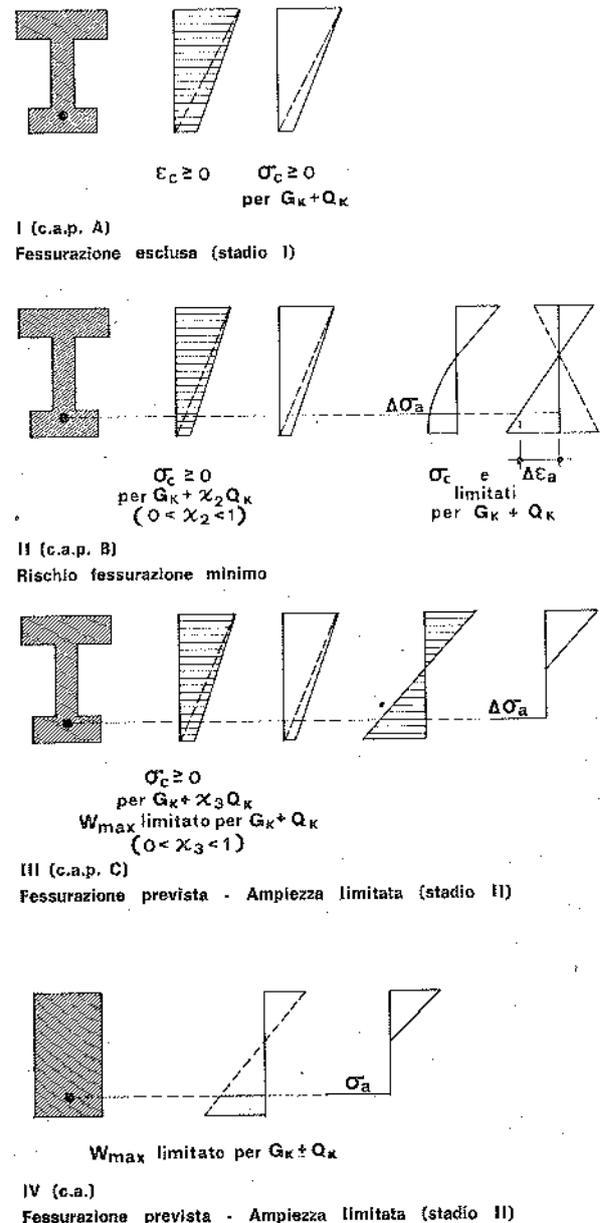


Fig. 3 - Classi di verifica CEB-FIP 1970.

comparivano (fig. 3) quattro classi di verifica della sezione inflessa, chiaramente dettate da diverse esigenze di comportamento, che in sostanza vanno interpretate come quattro distinti stati limite di esercizio che sono rappresentativi di diverso rischio di fessurazione.

Delle due classi estreme, la prima esprime lo stato limite di decompressione del conglomerato, e quindi il minor rischio di fessurazione, e l'ultima, la quarta, lo stato limite di ampiezza delle

lesioni e quindi una fessurazione molto probabile anzi certa.

Le due classi intermedie sono ancora caratteristiche di uno stato di precompressione, ma non più integrale in quanto contemplano stati limite di fessurazione. La seconda classe, ponendo quale limite la integrità del conglomerato, considera un lieve rischio che si producano fessure, il che interessa per le strutture staticamente indeterminate per le quali il passaggio allo stadio II fessurato può implicare una redistribuzione delle sollecitazioni per variazione della rigidità flessionale.

La terza, come la quarta, prevede probabilità elevata di fessurazione e ne limita l'ampiezza.

Va detto che la III e la IV classe hanno inoltre un diverso rischio, anche se non palese, per la diversa sensibilità dei due acciai all'azione degli agenti esterni. Quello ad altissima resistenza, da precompresso, è notoriamente più soggetto ai fenomeni corrosivi, tanto che si parla di corrosione fessurante, e quello da cemento armato meno, a vantaggio quindi della quarta classe.

Le prime tre classi, che richiedono l'intervento della precompressione, sono legate fra loro due a due da coefficienti, il che dà l'impressione, a prima vista, che per una stessa struttura possano richiedersi, per determinate diverse condizioni di sovraccarico, e quindi di esercizio, determinate classi. In realtà non è così perché le classi di verifica sono indipendenti fra loro solo agli effetti della progettazione e caso mai legate fra loro dalle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione.

Nei casi usuali peraltro, le verifiche vengono limitate a due stati limite d'esercizio, quello per i sovraccarichi frequenti, ovvero anche per il solo peso proprio, per i quali si richiede lo stato limite della classe I, ossia di decompressione, e quello per i sovraccarichi rari per i quali si accetta lo stato limite della classe III, ossia di ampiezza delle lesioni.

La II e III classe non possono coesistere in una sezione, anche per condizioni di carico diverse, poiché una volta fessurato il conglomerato non può ripristinarsi la sua integrità. Quindi ammettere la classe III vuol dire escludere la classe II.

Nell'edizione 1978 delle Raccomandazioni C.E.B.-F.I.P. scompare la elencazione ordinata delle classi, pur restandone la sostanza — meno incisiva — nella suddivisione a) b) c) (15.1.4) degli stati limite di esercizio.

La modifica fu inconsciamente ispirata dalla preoccupazione che elencare in ordine le 4 classi potesse dare l'impressione di una graduatoria della qualità delle tecnologie relative così che il cemento armato, pur di gloriosi trascorsi, finiva all'ultimo posto.

Così è stata sacrificata la chiarezza dei concetti benché nei Convegni Internazionali sia rimasta l'abitudine di parlare di classe III per indicare lo stato limite della precompressione parziale.

Gli aspetti meccanici che differenziano le diverse classi perdono rilievo all'approssimarsi al collasso. Precompressione parziale e cemento armato, derivando tutti dallo stesso ceppo, si trovano peraltro accomunati nello stesso stato limite ultimo in quanto in prossimità del collasso le forti deformazioni anelastiche fanno dimenticare

gli stati di coazione, determinanti invece in fase elastica nelle condizioni di esercizio.

Quindi la tecnologia della precompressione, che si è imposta decisamente così da essere ormai adottata nella realizzazione di qualsiasi opera di un certo rilievo, offre il suo contributo di qualità, limitatamente alle condizioni di esercizio migliorando il comportamento e la durabilità della struttura — e la precompressione parziale conserva integralmente tali caratteristiche senza menomare — e caso mai migliorando — la sicurezza al collasso.

A questo punto pur avendo ascoltato in Convegni internazionali studiosi e professionisti che considerano la precompressione parziale un felice compromesso, che ha sostanzialmente portato alla realizzazione di un cemento armato di qualità superiore, non può tacersi che Freyssinet prima, ed i suoi allievi poi, hanno sempre sostenuto che la precompressione del c.a. non può essere che totale in quanto ammettere sforzi di trazione, e quindi la fessurazione del conglomerato che avvolge i cavi, vuol dire rinnegare i concetti base della precompressione.

* * *

Una questione controversa sulla quale è il caso di soffermarsi e che va chiarita, ad evitare confusioni nella interpretazione dei relativi problemi, è la definizione di « *Precompressione parziale* » (Partial prestressing) ed il modo di misurarne il grado di precompressione.

Anzitutto va ricordato che nel Convegno A.N.I.C.A.P. del 1963 vennero trattate anche le cosiddette strutture miste composte da elementi precompressi associati, in generale in parallelo, a elementi in cemento armato quali, ad esempio, gli impalcati costituiti da nervature precomprese e soletta in c.a. gettata in opera.

Queste strutture che possono definirsi miste hanno peraltro caratteristiche del tutto proprie e diverse in quanto per strutture parzialmente precomprese si debbono intendere solo strutture precomprese ma con associazione di armature pretese e normali, strutture per le quali sono prevedibili fessurazioni nel conglomerato come per il c.a.

Quindi le strutture miste risulterebbero escluse parlando di precompressione parziale.

Negli Stati Uniti, anche con riferimento alle norme A.C.I., una sezione inflessa, viene definita parzialmente precompressa per il solo fatto che la sua armatura sia una associazione di acciaio preteso e acciaio normale. Il momento ultimo è raggiunto appunto per l'intervento dell'acciaio non preteso.

Una sezione è invece totalmente precompressa se contiene esclusivamente acciaio preteso.

Quindi è solo l'aggiunta e la presa in conto, nella verifica a rottura, di acciaio non preteso, che fa definire parzialmente precompressa una sezione. Nessun riferimento viene fatto invece alle condizioni di esercizio.

Tale criterio si discosta da quanto siamo abituati a considerare in Italia. Fin dalla prima normativa sul c.a.p., era previsto il raggiungimento del momento ultimo di una sezione precompressa con un apporto di armatura ordinaria, senza mai intendere che si creassero strutture parzialmente precomprese.

La necessità di aggiungere acciaio non preteso, anche nella precompressione integrale, per soddisfare la sicurezza al collasso era dovuta agli elevati tassi di lavoro ammessi per le condizioni di esercizio ed alle lievi trazioni consentite per il conglomerato che pure non erano tali da far pensare ad una precompressione parziale.

Quindi la definizione A.C.I., adottata anche in altre normative, valuta il grado di precompressione di una struttura parzialmente precompressa dal rapporto del momento ultimo delle armature pretese M_{up} al momento ultimo totale M_u cioè:

$$PPR = (\text{Partial Prestressing Ratio}) = \frac{M_{up}}{M_u}$$

In sostanza tale rapporto, salvo l'influenza dei diversi bracci delle forze interne, corrisponde al rapporto delle percentuali meccaniche dei due acciai.

Ritengo che sia ben più significativa l'altra definizione del grado di precompressione, che ci è più familiare, adottata in molte Nazioni europee. Anziché alle condizioni ultime essa è riferita alle condizioni di esercizio ed è espressa dal rapporto del momento di decompressione M_d a quel momento di esercizio M_e per il quale viene considerato il grado di precompressione:

$$\alpha = \frac{M_d}{M_e}$$

In generale α è riferito al momento massimo di esercizio. Le due definizioni possono essere ambedue valide ma non equivalenti. Infatti la prima ha il pregio di definire univocamente le caratteristiche della sezione, in quanto viene dal rapporto delle resistenze delle due armature, ma non fornisce immediata indicazione di come lavora la struttura in esercizio.

Essa caratterizza bene lo stato ultimo e quindi è idonea per il calcolo sismico delle strutture per il quale l'attuale tendenza è di operare, appunto, sulla resistenza limite ultima, legata alla richiesta di duttilità nel controllo delle condizioni di collasso. Valutando naturalmente l'azione sismica per una accelerazione reale e non convenzionale come per l'attuale normativa italiana.

La seconda, se ha lo svantaggio di non essere univoca, pure descrive meglio il comportamento in esercizio delle sezioni fornendo gradi di precompressione diversi per diverse condizioni di esercizio poiché, dimensionata la sezione per una condizione base, in generale per le azioni più gravose, sono significativi i gradi di precompressione per gli altri stati di esercizio meno severi.

Il grado di precompressione con la prima definizione PPR varia da 0, per il cemento armato, ad un valore unitario o lievemente inferiore (avendosi sempre dell'armatura aggiunta) per il precompresso integrale, mentre con la seconda definizione varia da 0 a 1 (per ogni stato di esercizio considerato).

Per il progettista sembra più operativo il secondo modo di misurare la precompressione perché il grado di precompressione, e quindi la percentuale di armatura pretesa, vengono dosate dalla condizione di esercizio di maggiore impegno, a esempio quella di sovraccarichi frequenti, mentre l'armatura aggiunta deriva dalla verifica dello stato limite ultimo.

Il progettista può basare il dimensionamento an-

che su diversi stati limite di esercizio (sovraccarichi frequenti e sovraccarichi rari più gravosi) e avere quindi due corrispondenti gradi di precompressione ben significativi nel loro valore, anche se i due sono fra loro dipendenti in quanto variano inversamente ai momenti di esercizio.

Né può trascurarsi, a favore del secondo criterio, che le trazioni che portano alla parzializzazione sono legate alla forma della sezione, la quale da un lato scompare nel momento ultimo.

La scelta dell'una o dell'altra definizione ha dei riflessi anche sulle operazioni di progettazione di primo tentativo della sezione.

Facendo uso del PPR, una volta scelto il suo valore, oltre alle due equazioni di equilibrio per la determinazione delle due armature, pretese e non, scritte in base alle condizioni di esercizio, ne occorre una terza che lega la posizione dell'asse neutro al valore del PPR.

* * *

Nella precompressione parziale gli stati limite che stanno a base della progettazione delle strutture sono fra gli stati limite di esercizio, quello di decompressione e l'altro che può essere di prima fessurazione, se è richiesta l'integrità del conglomerato, ovvero quello, ancor più incisivo, di ampiezza di fessurazione, se la fessurazione è ammessa. Per le condizioni ultime assume rilievo anche quello di fatica.

Dei primi si è già accennato a proposito della classifica del C.E.B. e ben poco si deve aggiungere riguardo alle verifiche degli stati limite di decompressione, e di resistenza del conglomerato, in quanto si opera su sezioni omogeneizzate e in validità di sovrapposizioni agli effetti.

Più complessa è la verifica allo stato limite di ampiezza delle lesioni per le quali non sarebbero valide le formule correnti fornite per il c.a. Le armature dei cavi non possono infatti essere trattate, agli effetti della aderenza, come le armature ordinarie, causa la incerta aderenza delle iniezioni e quindi non sarebbero applicabili le formule delle normative.

Inoltre va considerato che nella precompressione parziale la percentuale di caduta, a lungo termine, della precompressione, dovuta al ritiro ed al creep, è considerevolmente accresciuta dalla minore percentuale di pretensione della sezione. Nello stesso tempo, però, va considerato che la presenza di considerevoli quantità di acciaio aggiunto, tanto più se di piccolo diametro e diffuso, ripartisce maggiormente la fessurazione limitandone quindi l'ampiezza.

La tendenza dei moderni regolamenti è di fornire delle formule di fessurazione in cui compaiono numerosi parametri e ne è esempio la nostra normativa del 1980, ma tutti coloro che hanno pratica progettuale sono concordi nel criticare la tendenza di tale affinamento nella illusione di approssimare maggiormente la realtà.

Di fatto ciò che ha peso determinante sulla ampiezza delle lesioni è sempre l'aderenza dell'armatura e soprattutto le variazioni di tensioni degli acciai che, nella precompressione parziale, è la variazione oltre il limite di decompressione del conglomerato.

La prima formula C.E.B.-F.I.P. che era del tipo:

$$W = K \Delta \epsilon_m (\epsilon_{am} - \epsilon_{bm})$$

dove K è una costante che dipende dall'acciaio aggiunto, Δl_m l'intervallo medio delle lesioni ed e_{am} ed e_{cm} gli allungamenti unitari medi dell'acciaio e del conglomerato, è ancora la più logica per la sua semplicità.

Le norme francesi ancor più semplicemente limitano l'incremento di sforzo nelle armature, oltre la decompressione a 60 N/mm^2 per le azioni frequenti di esercizio e a 225 N/mm^2 per le azioni rare.

In realtà ciò che si teme per la precompressione parziale è che il colpo per l'allungamento che interviene al passaggio dal I al II stadio fessurato distrugga l'aderenza, il che è particolarmente temibile per i cavi, senonché la precompressione parziale ha appunto il pregio di avere una notevole percentuale di armatura aderente che interviene efficacemente a tale effetto. In sostanza si consegue una migliore plasticità di insieme.

Come detto le norme italiane sulla fessurazione non considerano la presenza di cavi, ma in mancanza di precisazioni al riguardo il criterio di considerare, per la precompressione parziale, nella formula della distanza delle fessure la sola armatura ordinaria e come deformazione unitaria dell'acciaio quella uguale oltre la decompressione, mi sembra che non possa essere contestato perché cautelativo.

Del resto si dà molta importanza al calcolo dell'ampiezza delle lesioni, ma se la rispondenza della teoria ai risultati delle esperienze di laboratorio può essere soddisfacente, quella che si riscontra realmente per le strutture in opera è molto scarsa.

La ricerca di affinamento del calcolo del quadro fessurativo perde spesso interesse anche per il fatto, ben noto a chi ha conoscenza di fenomeni di degrado del c.a., che raramente sono le lesioni le vie di attacco delle armature da parte degli agenti esterni, mentre agli effetti della salvaguardia dalla corrosione delle armature è molto più efficace avere conglomerati ad elevato peso specifico, ossia poco porosi e quindi impermeabili.

Chiunque abbia avuto occasione di osservare strutture in c.a. in fase di degradazione per azioni esterne aggressive (ad es. in riva al mare) si è reso conto che è soprattutto la compattezza del conglomerato a salvaguardare l'acciaio. Per le strutture precomprese assume poi ovviamente rilievo una accorta esecuzione delle iniezioni dei cavi.

L'altro stato limite particolarmente delicato, e potremmo dire il tallone di Achille della precompressione parziale, è lo stato limite ultimo di fatica che salvaguarda dalla rottura fragile dell'acciaio. Il problema non sussiste per una struttura a precompressione integrale che vive sempre al riparo della decompressione, cioè al di sotto del limite di decompressione e quindi per la quale la ampiezza di oscillazione dello sforzo nell'acciaio è attenuata dalla collaborazione del conglomerato. Con la precompressione integrale la sicurezza a fatica è tripla di quella delle costruzioni in acciaio o cemento armato.

Nella struttura parzialmente precompressa, invece, oltrepassato il limite di decompressione, l'acciaio riceve tutta l'oscillazione dello sforzo. E questo, a parità di ampiezza, è maggiore che nel cemento armato in quanto la sezione geometrica totale di acciaio è inferiore. Si aggiunga che l'armatura mista pretesa e aggiunta è sottoposta tutta

alla stessa ampiezza di oscillazione di sforzo ma è l'armatura ordinaria a soffrirne maggiormente sia perché percentualmente più sollecitata, rispetto alla tensione di lavoro ed alla sua resistenza, sia perché ha maggior braccio resistente. Quindi è l'armatura ordinaria a correre per prima il pericolo di rottura fragile. Per tale ragione alcuni vorrebbero che in presenza di sollecitazioni di fatica l'armatura non pretesa fosse anche essa della stessa qualità di quella pretesa.

I parametri che influiscono sulla rottura, per fatica, degli acciai delle strutture parzialmente precomprese sono quindi di varia origine ma con opportuno dosaggio della precompressione il fenomeno non è così preoccupante come potrebbe apparire a prima vista.

Infatti distinguendosi i sovraccarichi frequenti da quelli rari, sono i primi a far temere azioni di fatica ma per essi la struttura può essere messa al riparo dello stato limite di decompressione e quindi vive in precompressione integrale. Non saranno certamente i carichi rari a sottoporre a fatica gli acciai.

Va inoltre considerato che difficilmente si supera l'oscillazione limite di 150 N/mm^2 che gli sperimentatori danno come limite per i 2 milioni di cicli con un coefficiente di sicurezza di $1,2 \div 1,3$.

Una questione di rilievo, alla quale va accennato, è la valutazione degli effetti della sollecitazione di taglio sulle strutture in c.a. parzialmente precomprese. A mio giudizio la situazione deve essere considerata con prudenza. Ritengo infatti che nella parzializzazione, in vista delle previste tensioni di trazione sulla sezione, le staffe vadano dimensionate sulla inclinazione di rottura di 45° , come nel c.a. e non su quella minore, come vorrebbe il circolo di Mohr applicato alla fibra baricentrica. Naturalmente resta la componente dei cavi inclinati ad alleggerire le staffe.

Del resto deve dirsi che la teoria come viene applicata anche al c.a.p. integrale è discutibile e restano delle incertezze.

* * *

Passando ad altro argomento che è stato trattato nelle memorie, presentate al presente Convegno, accennerò ad una delle prerogative più salienti della precompressione parziale.

E' noto l'interesse di fornire di duttilità le strutture soggette a violenti terremoti ed infatti duttilità e resistenza, oltrepassato un certo limite iniziale dello scuotimento sismico, con risposta elastica della struttura, collaborano ai fini di ritardare il collasso.

Il fenomeno è descritto nello schema della fig. 4 ove si vede l'abbattimento dell'accelerazio-

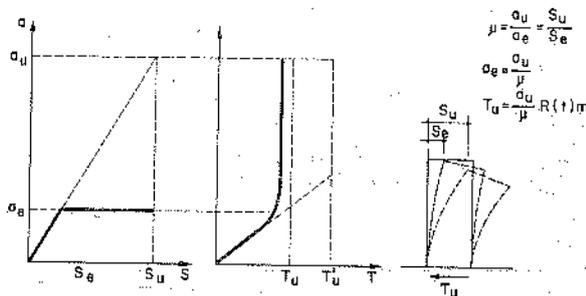


Fig. 4

ne nel tratto che ha inizio al raggiungimento del limite elastico dell'acciaio e termina al collasso provocato dal cedimento del conglomerato talché, in una oscillazione elasto-plastica, la forza sismica di taglio al piede resta teoricamente bloccata al valore corrispondente all'inizio della deformazione anelastica dell'acciaio.

Mentre nel c.a. gli elementi inflessi sono assimilabili ad oscillatori elasto-plastici, in quanto conservano rigidità in campo elastico, nel c.a.p. è diverso avendosi progressiva variazione di rigidità al crescere delle sollecitazioni, a causa della parzializzazione. L'acciaio da precompresso presenta poi una ridotta coda plastica.

A parità dell'escursione in campo plastico delle armature l'energia dissipata dal c.a.p. è minore che nel c.a. poiché:

a) risulta una minore rigidità dei rami di scarico e ricarico con chiusura anticipata dei cicli (il conglomerato si comporta elasticamente);

b) l'escursione delle tensioni dell'acciaio ordinario a partire dalla decompressione è pari a quella dell'acciaio ordinario ma la quantità di acciaio è minore che nel c.a. e quindi è minore l'energia dissipata.

Quindi nel c.a.p. la risposta dinamica è diversa, con minore dissipazione, ma va detto anche che la dissipazione richiesta è inferiore a causa della risposta già in campo elastico.

La fig. 5 in cui sono confrontati i diagrammi elastoplastici, mostra che il c.a.p. presenta una duttilità scarsamente dissipativa, notevolmente inferiore a quella del c.a.

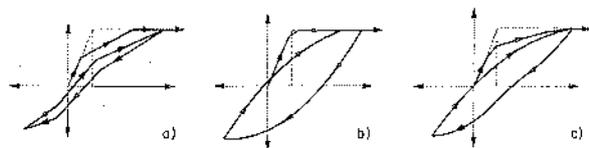


Fig. 5

Altro punto a sfavore è il maggiore spostamento di risposta, ad un severo moto del suolo, di una struttura in c.a.p. di singolo grado di libertà, rispetto ad analogia in c.a. della stessa resistenza, rigidità iniziale e smorzamento viscoso; quindi una maggiore capacità di deformazione del c.a.p.

In un edificio ad intelaiatura in c.a.p. ci si deve allora aspettare un più ampio spostamento di risposta e quindi un più elevato livello di danni non strutturali che non in edificio simile in c.a. di pari resistenza: al esempio i danni alle pannellature murarie dell'edificio. Per contro le deformazioni residue, dopo lo scuotimento sismico sono minori e quindi i danni più facilmente riparabili.

Per tali ragioni alcune normative estere vogliono cautelarsi penalizzando il c.a.p. con un più elevato coefficiente sismico dell'ordine del 20%.

La questione è molto discutibile perché vi possono essere invece situazioni specifiche favorevoli al c.a.p., a parte il fatto che difficilmente ci si trova innanzi ad intelaiature totalmente precomprese. Inoltre la soluzione di pannelli flottanti può essere presa in considerazione per ragioni economiche di ripristino, dopo un sisma.

Comunque per le strutture parzialmente precomprese le normative riconoscono una riduzione

ne della penalizzazione, per la presenza di armatura ordinaria che conferisce maggior duttilità alla sezione inflessa, sia direttamente che indirettamente, per aderenza.

Si consegue così una maggiore dissipazione di energia cinetica, come mostra la figura.

Non è poi azzardato asserire che in definitiva la dissipazione sottratta con la precompressione non può superare l'energia immagazzinata nell'operazione di pretensione dei cavi e quindi il fenomeno lamentato è via via meno sentito nei cicli successivi della oscillazione sismica. In complesso, quindi, la riduzione della dissipazione rispetto al c.a., non è così sentita come potrebbe apparire a prima vista.

* * *

Non può trascurarsi poi che le strutture parzialmente precomprese presentano il pregio, rispetto a quelle in c.a.p., di essere meno soggette alle scosse sussultorie, poiché queste potrebbero portare a pericolose inversioni di sollecitazioni, strutture con una precompressione integrale dosata per forti sovraccarichi.

Altro punto a favore, rispetto al c.a., è il conseguire minori dimensioni e quindi minor peso proprio della struttura, il che può essere importante agli effetti della azione inerziale, quando predomini il peso proprio.

Unica attenzione nel predisporre i cavi di precompressione è di evitare che le testate degli ancoraggi cadano in zone particolarmente sollecitate, quali ad esempio i nodi delle intelaiature. In particolare in corrispondenza del pilastro terminale della trave occorre che questa venga prolungata, oltre il pilastro, di quanto necessario a fornire la sede delle teste degli ancoraggi, e questo per non indebolire il pilastro stesso.

Inoltre parte dei cavi pretesi va disposta ai bordi delle travi, quando siano richieste forti curvature per conseguire il tratto plastico, ma almeno un cavo deve essere previsto a metà altezza della trave, in modo da assicurare il mantenimento della resistenza al taglio.

In questa breve premessa ho cercato di evidenziare le caratteristiche di questo materiale che media le prerogative del c.a. e del c.a.p. per fornire un prodotto di qualità superiore.

Mi sono soffermato in particolare sulle sue possibilità di impiego nelle costruzioni in zone sismiche dato che a seguito degli eventi di questi ultimi anni ci stiamo rendendo conto che — purtroppo — tutta la Nazione è passibile dell'offesa sismica.

* * *

Passo quindi a riferire brevemente sulle relazioni presentate in questa sessione che, come detto, sono in numero molto limitato, pregando gli Autori di voler successivamente intervenire sinteticamente sui punti da me trascurati e che ritengono salienti.

La memoria presentata dall'Ing. Marioni tratta i « Problemi di scelta di geometria e coazione per sezioni parzialmente precomprese ».

L'Autore, dopo aver rilevato che l'attuale rapporto dei costi tra acciaio armonico e acciaio ordinario non favorisce l'adozione della precompressione parziale, prende in esame quella che è la

problematica di progetto di una sezione inflessa sottoposta a precompressione nel I Stadio, raccogliendole in tre famiglie.

La ricerca di un rapporto equilibrato tra i vari parametri conduce a sezioni prefabbricate caratterizzate da un maggiore o minore equilibrio delle flange (superiore e inferiore) in funzione del grado di permanenza dei carichi applicati e della loro entità in assoluto.

Diversa appare la problematica progettuale riferita al comportamento in esercizio delle sezioni nel II Stadio (lo Stadio fessurato).

Tenendo presente che la fessurazione del lembo inferiore si innesca quando viene raggiunta la resistenza a trazione per flessione nel calcestruzzo, egli mostra come sia praticamente impossibile rimediare la debolezza del lembo inferiore di una sezione a semplice T, «imbottendola» di armatura ordinaria.

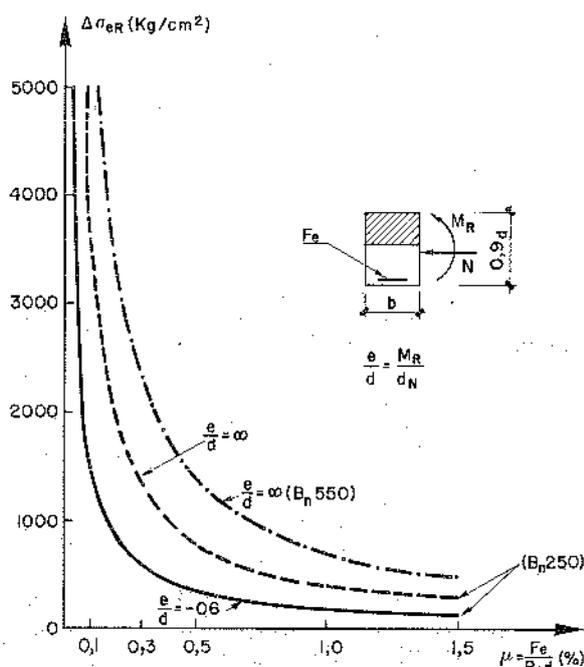


Fig. 6

Perciò una sezione in c.a. che non sia opportunamente sovradimensionata per quanto riguarda il momento resistente del lembo inferiore è soggetta a fessurazione prematura. Osservazione questa importante.

L'influsso dei parametri di resistenza del calcestruzzo, di eccentricità della risultante applicata e di percentuale di armatura adottata, sul comportamento alla soglia del II Stadio è stata oggetto di ampie ricerche, come risulta dalla figura 6, che riporta un diagramma di Leonhardt.

Tali diagrammi riportano il salto di sollecitazione nell'acciaio al lembo teso per sezioni rettangolari in c.a. all'apertura della prima lesione e mostrano chiaramente il benefico effetto dell'armatura nella limitazione della discontinuità di sollecitazione nell'acciaio, in prossimità del tratto di barra messo a nudo dalla lesione nel calcestruzzo.

L'estensione di tali diagrammi al caso in cui l'influsso della percentuale di armatura sullo spostamento dell'asse neutro non sia trascurabile, produce uno scuotimento dall'andamento tipicamente iperbolico trovato da Leonhardt.

La loro estensione è rappresentata in forma adimensionale nella fig. 7 per diversi tipi di sezioni iscritte in un rettangolo $B \times X$. Nelle ordinate di questa figura compare la forza trasferita dal calcestruzzo all'acciaio, all'apertura della prima lesione per tre tipi di sezione in c.a. e per la sezione rettangolare precompressa, senza tener conto di « tension stiffening ».

Risulta pertanto da questi diagrammi che esiste una percentuale limite di fessurazione per ogni tipo di sezione, per la quale l'apertura della prima lesione al lembo teso avviene senza salto di sollecitazione nell'acciaio.

Tale percentuale limite di fessurazione dipende dalla geometria della sezione, dal copriferro, ma non dipende dalla resistenza del calcestruzzo a trazione.

L'andamento della curva 1', riferita alla sezione rettangolare c.a.p. e tracciata per valori usuali di presollecitazione dell'acciaio armonico, mostra il notevole effetto della precompressione sul comportamento a fessurazione dell'armatura in prossimità del tratto in cui compare la prima lesione.

La spiegazione dell'andamento di tali diagrammi è esclusivamente teorica e dipende dal salto di valore del braccio della coppia resistente nel passaggio dal I al II Stadio.

Per quanto riguarda più in particolare le sezioni parzialmente precomprese l'Autore afferma che trattandosi di sezioni per le quali è prevista la possibilità di fessurazione sotto i carichi di esercizio, esse non potranno ignorare l'influsso della geometria della sezione sui fenomeni del II Stadio (del resto comune alle sezioni in c.a.), a somiglianza di quanto già avvenne per il calcolo convenzionale delle strutture precomprese nel I Stadio.

Più in particolare l'Autore elenca i vantaggi tecnici della precompressione parziale:

- 1) Diminuzione degli effetti viscosi al lembo inferiore di strutture ad elencare sensibilità previste per forti sovraccarichi.
- 2) Migliore diffusione ed assorbimento dei fenomeni fessurativi flessionali.
- 3) Maggiore duttilità nel comportamento della sezione inflessa spinta al collasso.
- 4) Miglioramento dell'aderenza globale dell'armatura al collasso.

* * *

Lo Bianco e Mazzarella presentano una memoria « Sul progetto ottimale agli stati limite delle strutture in c.a.p. » nella quale viene studiato il problema del progetto ottimale delle armature pretese ed ordinarie di strutture continue sottoposte a condizioni alternative di carico.

Viene in particolare esaminato lo stato limite di fessurazione, oltre a quello di decompressione sia nelle operazioni di trasferimento della precompressione, sia nelle normali condizioni di esercizio, valutando l'azione di carichi sia verticali che orizzontali. Nelle strutture intelaiate particolare attenzione è rivolta alla determinazione delle varie sezioni critiche. Viene efficacemente operato su sezioni schematizzate.

In definitiva gli Autori indicano programmi che portano a soluzioni di minimo costo individuando sezione e tracciato dei cavi nonché l'area della armatura ordinaria.

Il lavoro affronta un aspetto particolare della vasta tematica della ottimizzazione delle strutture

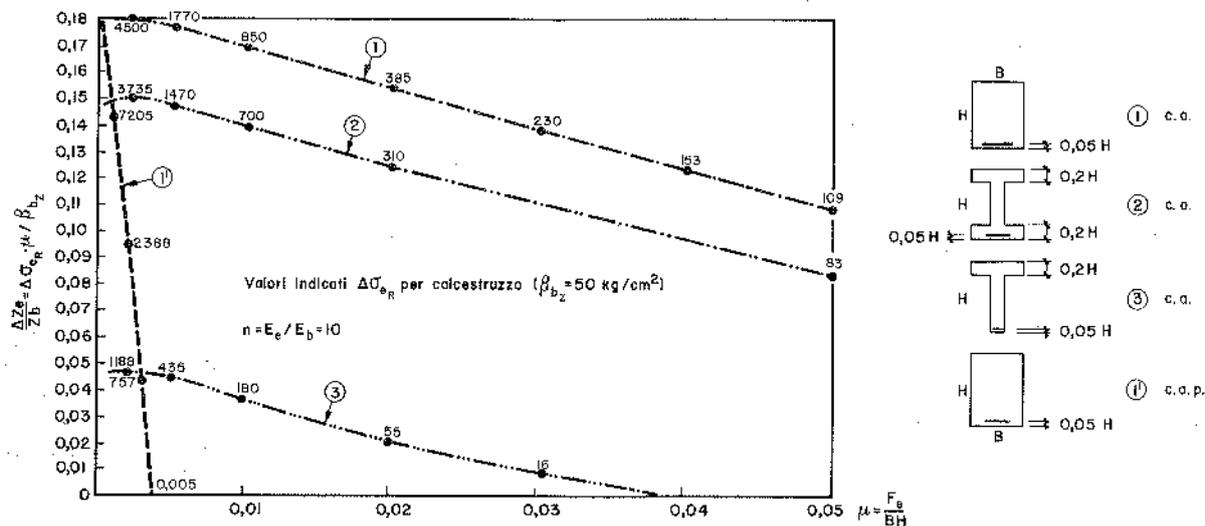


Fig. 7

in c.a.p. estensibile alle strutture parzialmente pre-compresse.

In definitiva si può osservare che la formulazione del problema appare molto interessante, e gli Autori potrebbero chiarire se non ritengono che le limitazioni progettuali, lontane dalla realtà costruttiva, non limitino le conclusioni ad un campo ristretto di strutture in c.a.p.

* * *

La memoria di Radogna-Di Marco tratta la « Simulazione numerica del comportamento di travi in cemento armato precompresso e confronto con i risultati sperimentali ».

La memoria è suddivisa in 2 parti: nella prima parte vengono esposti i criteri adottati per la messa a punto di un modello matematico di simulazione del comportamento di travi inflesse ad armatura mista; nella seconda parte i risultati della sperimentazione numerica vengono confrontati con quelli ottenuti nel corso delle prove effettuate nel 1962 presso l'Istituto di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria di Roma.

L'indagine si inserisce nella tematica dello studio del comportamento non lineare del cemento armato in particolare per quanto attiene alla previsione delle deformazioni e quindi della risposta di strutture iperstatiche.

Il risultato dei confronti effettuati ha messo in evidenza le capacità del modello di fornire attendibili indicazioni sia nel caso di carichi crescenti in modo monotono che in quello di azioni sollecitanti variabili in modo arbitrario; ciò consente di utilizzare questo strumento sia nella interpretazione dei fenomeni osservati sperimentalmente sia alla estensione dei risultati ottenuti su pochi prototipi attraverso la moltiplicazione, ancora economica, del numero delle prove.

Ai fini di una più accurata previsione del comportamento delle travi sarebbe auspicabile che gli autori perfezionassero il modello tenendo conto del carattere discontinuo delle lesioni e della presenza di una fessurazione per taglio oltre che per flessione.

Per altro il buon accordo tra i risultati teorici e quelli sperimentali mostra che una simulazione sufficientemente accurata può essere effettuata anche limitando lo studio a quello della sezione singola.

* * *

Una seconda memoria di Radogna e Di Marco non è stata presentata in tempo utile ma ne farò ugualmente cenno. Essa tratta dell'« Influenza del grado di precompressione sulle leggi momenti-curvature di sezioni di calcestruzzo ad armatura mista ».

Nella memoria vengono presentati i risultati più significativi di una indagine volta a chiarire l'influenza sul diagramma momenti-curvature di alcuni parametri di particolare interesse nella pratica tecnica:

- Forma della sezione.
- Entità del grado di precompressione.
- Resistenza del calcestruzzo.
- Entità del confinamento del calcestruzzo del nucleo interno alle staffe.

Nella simulazione è stato utilizzato il modello messo a punto nello studio precedente e sono state esaminate 41 sezioni sottoposte parte a carichi monotonamente crescenti e parte a carichi ciclici.

Anche questo studio si inserisce nel processo di approfondimento del comportamento non lineare del cemento armato, specie per quanto si riferisce alla fase immediatamente successiva alla fessurazione, alla duttilità ed alla capacità di dissipare energia indotta dai carichi applicati ciclicamente.

Il campione oggetto della indagine è limitato, ma per altro sufficientemente significativo; i corrispondenti diagrammi forniscono utili indicazioni sull'andamento dei fenomeni e possono risultare di aiuto nella progettazione della sezione in funzione dei requisiti di comportamento richiesti.

Nella memoria gli autori hanno ritenuto utile attirare l'attenzione del progettista sull'effetto di una variazione dei limiti assunti convenzionalmente a rappresentare la crisi dei materiali e di due parametri che attualmente non vengono presi in considerazione dalla normativa:

- Confinamento operato dalle staffe.
- Grado di precompressione.

Dal punto di vista della progettazione, l'indagine ha messo in evidenza la validità del sistema ad armatura mista che consente, attraverso una opportuna scelta del grado di precompressione,

— di soddisfare, in fase di esercizio, la esigenza di limitare la ampiezza delle lesioni e la

entità delle deformazioni sia immediate che residue,

— di garantire, in fase di collaudo, un comportamento duttile che consenta un adeguato margine di avvertimento e la capacità di dissipare l'energia indotta dalle azioni esterne senza perdita di capacità portante.

La estrema versatilità e la maggiore semplicità costruttiva, specie in strutture iperstatiche, è di incoraggiamento perché anche nel nostro paese la normativa meglio consenta, più di quanto non faccia attualmente, la utilizzazione nella pratica tecnica di sistemi ad armatura mista.

* * *

Cestelli Guidi, Menegotto, Tremi presentano una memoria dal titolo « La precompressione parziale per strutture sismiche ».

Nella memoria vengono esaminati gli effetti della precompressione sulle strutture soggette allo scuotimento sismico e messi in evidenza vari fattori che influiscono sul loro comportamento, in particolare sulla loro capacità di dissipare energia nelle deformazioni plastiche.

Gli Autori concludono che la sostituzione di una parte dell'armatura pretesa con armatura ordinaria è vantaggiosa per la migliore capacità dissipativa di elementi precompressi e pongono in rilievo alcuni aspetti della precompressione:

1) In campo elastico si ha una riduzione di rigidità.

2) Nel primo ciclo nello scarico viene restituita più energia di quanta assorbita nel primo carico.

3) Nei cicli successivi sparisce tale effetto e la sezione in c.a.p. mostra diagrammi simili al c.a.

Concludono riconoscendo che il c.a.p. debba essere penalizzato in funzione inversa del grado di precompressione.

Ho sorvolato su questa Memoria sia perché faccio parte del gruppo degli Autori sia perché implicitamente ne ho già tratto gli argomenti nella mia relazione.

Prego però il Prof. Menegotto di mostrare alcuni dei diagrammi calcolati illustrando le conclusioni che se ne sono tratte.

* * *

Posso quindi concludere che se il numero delle memorie è risultato scarso, l'interesse è notevole ed io mi auguro che gli interventi contribuiranno a completare il quadro delle conoscenze su questa tecnologia del c.a.p. per la quale il ravvivato interesse degli studiosi di questi ultimi tempi lascia prevedere decisive affermazioni nell'immediato futuro. Chiudo auspicando inoltre che la normativa del nostro Paese sappia adeguarsi anche in questo settore allo sviluppo della tecnologia.

TEMA A2:

Precompressione parziale: applicazioni

INTRODUZIONE: PROF. ING. GIORGIO MACCHI

Prima di dare la parola al Prof. Pizzetti che esporrà la sua Relazione generale sul tema della Precompressione Parziale dal punto di vista delle applicazioni, vorrei ricordare due fatti legati alla storia di questo concetto costruttivo.

Già il Prof. Cestelli ha accennato, ed ha ritenuto doveroso ricordare, che gli inventori del c.a. precompresso erano contrari ad applicazioni che facessero uso solo parzialmente della precompressione.

Ricordo di aver ascoltato Eugène Freyssinet, al quale tutti riconosciamo la paternità del c.a.p., al Congresso di Amsterdam della F.I.P. nel 1955, e ricordo perfettamente le parole dure che egli usava contro le prime idee di applicare la precompressione in modo parziale.

Il Prof. Cestelli ha già ricordato il concetto. Io potrei aggiungere le parole, che ricordo perfettamente: Freyssinet diceva che talune persone attaccavano la precompressione alle strutture come quegli stracci rossi che si attaccano alle strutture prefabbricate quando si trasportano per la strada.

Questa era l'opinione di Freyssinet sulla precompressione applicata in modo non completo alle strutture.

Devo però dire anche che i tecnici e gli studiosi italiani, non hanno mai condiviso questo modo troppo rigido di considerare le cose. Fin da Gustavo Colonnetti, che ci è stato « maestro » non s'è concepito il c.a.p. come un materiale nuovo, ma semplicemente, come un ulteriore efficacissimo mezzo a disposizione del progettista: utilizzazione degli stati di coazione per migliorare il comportamento delle strutture.

Questo è un ricordo di oltre 25 anni fa.

Ho invece un secondo ricordo, recente, di pochi giorni orsono.

A Dresda, alla riunione del C.E.B., Fritz Leonhardt ha espresso il suo parere su come sia opportuno sviluppare i criteri di progettazione del futuro. Egli ha raccomandato ai progettisti di utilizzare largamente la precompressione parziale, ha illustrato i vantaggi che ci ha ricordato il Prof. Cestelli e, in particolare, ha ricordato che nel fenomeno della fessurazione l'esistenza della precompressione è favorevole per il minor salto di tensione che l'armatura compie nella struttura, anche se l'entità della precompressione è molto modesta; su questo argomento ci hanno intrattenuto i nostri due oratori, ed io vorrei invitarvi a considerare ancora con molta attenzione il fenomeno, che costituisce uno dei vantaggi principali della precompressione parziale.

Leonhardt ci ha portato anche altri argomenti a favore (e credo che la sua fede di « precompressore » sia sicura!). Ci ha ricordato che abbiamo costruito per tanti anni strutture precomprese, e, alla fine, abbiamo dovuto accorgerci che non sono totalmente precomprese, ma sono fessurate per motivi che noi non abbiamo preso in considerazione nei nostri calcoli. Le fessure appaiono lungo i cavi e non trasversalmente alla sezione, gli effetti termici nelle strutture a cassone danno luogo a fessure per effetto di momenti trasversali. Occorre essere molto più attenti ai dettagli costruttivi, diffondere dell'armatura nelle nostre costruzioni e diminuire, eventualmente, il valore della precompressione.

Con questo recente ricordo, che penso possa essere utile per iniziare il discorso sulle applicazioni della precompressione parziale, passo la parola al Prof. Pizzetti.

RELAZIONE GENERALE: PROF. ING. GIULIO PIZZETTI

Parlare in termini esaurienti del tema assegnato a questa relazione generale sulle applicazioni della precompressione parziale non appare compito facile per diverse ragioni.

Una relazione generale dovrebbe in effetti essere in grado di trattare, ad un adeguato livello espositivo e critico, lo « stato dell'arte » della tematica, individuando nella molteplicità delle casi-

stiche applicative, le tendenze principali e qualificanti, i complessi di dati statistici più attendibili e meglio elaborabili, enucleando quanto è ormai da considerarsi consolidato e stabilizzato e formulando prosperezioni valide per tendenze tuttora in elaborazione.

Allo stato attuale di maturazione delle applicazioni della precompressione parziale o — direi

meglio ancora — allo stato attuale di definizione e di presa di coscienza dei concetti basilari che informano e costituiscono l'asse di riferimento della precompressione parziale, il campo delle applicazioni appare certamente molto ampio — su questo non c'è dubbio — ma con contorni ancora sfumati ed in molte zone addirittura indefiniti o quanto meno non consolidati e meritevoli di riconsiderazione e di vaglio.

Il Prof. Cestelli ci ha molto chiaramente sintetizzato come possono essere valutati i risultati degli studi e delle ricerche sul tema che, nel corso degli ultimi venti anni, sono venuti a proporre — con autorevolezza sempre maggiore — la precompressione parziale come soluzione costruttiva di grande validità ed interesse.

Egli ci ha detto come siano stati chiariti certi elementi di indeterminazione che non potevano non insinuarsi nella denominazione « precompressione parziale », riconoscendo che tale termine ha ragione di essere applicato a tutti quei regimi di sollecitazione nei quali possono convivere in adeguata collaborazione di risposta statica gli effetti tensionali tipici della presollecitazione e gli effetti tensionali tipici del c.a. ordinario.

L'aspetto caratterizzante della struttura parzialmente precompressa sembrerebbe quindi essere quello della struttura ad « armatura mista » piuttosto che quello della struttura a « sezione mista » nella quale cioè l'elemento o gli elementi presollecitati vengono associati — in fasi costruttive differite nel tempo, — ad elementi in calcestruzzo armato ordinario.

Dico « sembrerebbe » poiché non mi sentirei di escludere — a priori — dal campo delle applicazioni le strutture a « sezione mista » specialmente se si considerano strutture diverse dalla trave inflessa: strutture di cui parleremo e per le quali non può fare a meno di proporsi la riconsiderazione dei parametri di riferimento della definizione di precompressione parziale e del relativo grado di valutazione. Tale definizione si è in effetti assestata — almeno per ora — in funzione della sollecitazione tipica della trave inflessa ossia con riferimento a rapporti di momenti tipici della vita della trave presollecitata, e questo è comprensibile: la flessione è stata e sarà sempre la regina delle sollecitazioni e quindi il punto di riferimento più solido e più logico e la massa più significativa di dati applicativi sui quali basarsi non potrà fare a meno di provenirci dalla trave inflessa.

Non so peraltro se l'argomento della definizione e della valutazione della precompressione parziale nel quadro generale della progettazione possa dirsi concluso.

Anzi penso proprio che da una considerazione accurata ed oggettiva delle applicazioni in atto e di quelle possibili ed auspicabili possa emergere la opportunità di una revisione di campo e di una individuazione di confini meno convenzionale di quella attuale.

* * *

Premesse queste considerazioni iniziali vediamo quali sono stati i suggerimenti che sono pervenuti agli strutturisti dal campo delle applicazioni, quale ruolo orientativo esse abbiano giocato agli effetti della nascita, della fisionomizzazione e

dell'irrobustimento del concetto di p.p. e quali possano essere le prospettive future.

Penso si possa dire che sono state proprio certe deficienze riscontrate in opere — specialmente ponti — costruite in regime di presollecitazione globale a suggerire e promuovere una riconsiderazione della possibilità di convivenza del c.a.p. con il c.a.o.

Forti fenomeni di deformazioni negative conseguenti a deformazioni elastiche e viscosi di fibre precomprese; inattesi fenomeni di fessurazione verificatisi con grande frequenza in travi da ponte in zone che — secondo i calcoli — avrebbero dovuto risultare sottoposte esclusivamente a compressione; in una parola stati di coazione di varia natura e difficile previsione, misero in evidenza l'opportunità e l'economia di affidare ad armature inerti compiti inadatti ad essere assolti dalla presollecitazione.

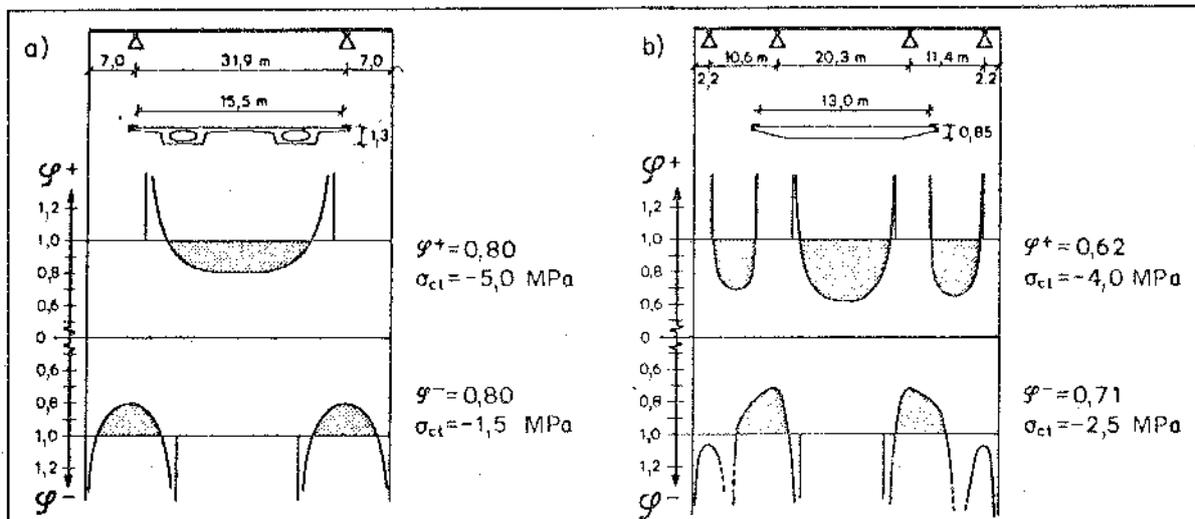
In alcuni ponti — commenta il Prof. Leonhardt — si giunse quasi a rottura esclusivamente per mancanza di adeguata quantità di armature passive: in realtà — egli dice — se il progettista si mette a calcolare coscienziosamente le tensioni causate da variazioni termiche dell'ordine dei 25 gradi — come spesso si verifica in pratica — egli rimane più o meno terrorizzato poiché tali tensioni possono facilmente toccare valori ben superiori a quelli della resistenza a trazione del miglior calcestruzzo e spesso sono dell'ordine della metà delle tensioni conseguenti ai carichi accidentali.

Pertanto se questa categoria di tensioni dovesse essere neutralizzata ricorrendo esclusivamente ad incrementi di presollecitazione longitudinale nonché a precompressione trasversale, si andrebbe verso soluzioni antieconomiche e soprattutto di realizzabilità pratica assai difficile, per la giungla di cavi, di ancoraggi, di armature di cerchiatura che ne risulterebbe e che sarebbe tale da togliere — almeno in talune zone — ogni spazio utile al getto di calcestruzzo.

Che poi la accettazione e la valorizzazione di una soluzione di convivenza tra c.a.p. e c.a.o. sia stata relativamente lenta a maturare è comprensibile. In realtà le prime proposte applicative della precompressione parziale vennero dal Prof. Abeles negli anni '47 e '48 quando la presollecitazione globale si imponeva al mondo tecnico con tutto il fascino di una tecnica rivoluzionaria.

Lo stesso Abeles ricorda appunto come le prime possibilità di applicazione della precompressione parziale furono prese in considerazione dalle ferrovie britanniche sia per le traversine ferroviarie che per gli interventi di sostituzione di vecchi archi di sovrappasso della via ferrata con struttura a trave, nel quadro del programma di elettrificazione promosso negli anni dell'immediato dopoguerra. Il corpo dei tecnici delle ferrovie era decisamente orientato — anche sulla base di esperienze di laboratorio — verso soluzioni di precompressione parziale, allorché una conferenza tenuta a Londra da Freyssinet (anno 1949 se non erro), nella quale veniva profetizzato il disastro strutturale in questa vita ed il fuoco eterno nell'altre per coloro che avessero inquinato il principio della precompressione totale, portò al « congelamento » del programma.

Né — d'altra parte — tale pausa si rivelò controproducente in quanto indusse le competenti



1 - a) Ponte con impalcato isostatico a cassone; b) Ponte con impalcato a soletta piena continua.

autorità tecniche a promuovere una fruttuosa serie di esperimenti sugli effetti di fatica e di fessurazione in travi parzialmente precomprese.

Le prove furono così soddisfacenti che le soluzioni di precompressione parziale proposte negli anni 1948-49 furono autorizzate per il progetto di ponti già nel 1952; in sostanza — commentava lo stesso Abeles — devo essere grato all'anatema lanciato da Freyssinet alla precompressione parziale poiché ci istigò ad un approfondimento del problema altamente produttivo.

* * *

Ho voluto ricordare questi precedenti non con l'intento di sfondare una porta già decisamente aperta ma semplicemente per sottolineare il fatto — che ritengo assai importante — della importanza giocata dalle applicazioni e dalla massa di esperienze pratiche nell'orientamento degli strutturalisti e dei costruttori verso la precompressione parziale e per meglio inquadrare quella carrellata sulle applicazioni della precompressione parziale che rapidamente effettueremo.

Dico rapidamente perché come già osservato il campo delle applicazioni è vastissimo ma — dal punto di vista della valutazione critica e statistica — tuttora scarsamente stabilizzato.

In ogni caso il criterio espositivo da me seguito sarà quello del riferimento sia alla letteratura tecnica che alle relazioni presentate a questo Convegno, inserendo il relativo commento man mano che verranno considerati i vari settori delle applicazioni.

Tali settori sono essenzialmente:

- a) Ponti.
- b) Travi e solette per orizzontamenti e coperture.
- c) Travature reticolari.
- d) Volte sottili - Opere speciali.
- e) Interventi di risanamento su strutture in cemento armato normale.

a) Ponti

Nel settore dei ponti — come sempre settore trainante della Tecnica delle Costruzioni — le

possibilità di applicazione della p.p., sia attuali che potenziali, sono particolarmente evidenti.

D'altra parte proprio da questo tipo di strutture sono pervenuti quei motivi di preoccupazione e quelle constatazioni di inadeguatezza di comportamento nel tempo che hanno sempre più indirizzato verso le soluzioni costruttive di cui ci andiamo occupando. Ho già citato le parole del Prof. Leonhardt in proposito e posso solo aggiungere che considerazioni ed affermazioni analoghe sono state il leit-motiv di numerose relazioni presentate al Convegno di Bucarest.

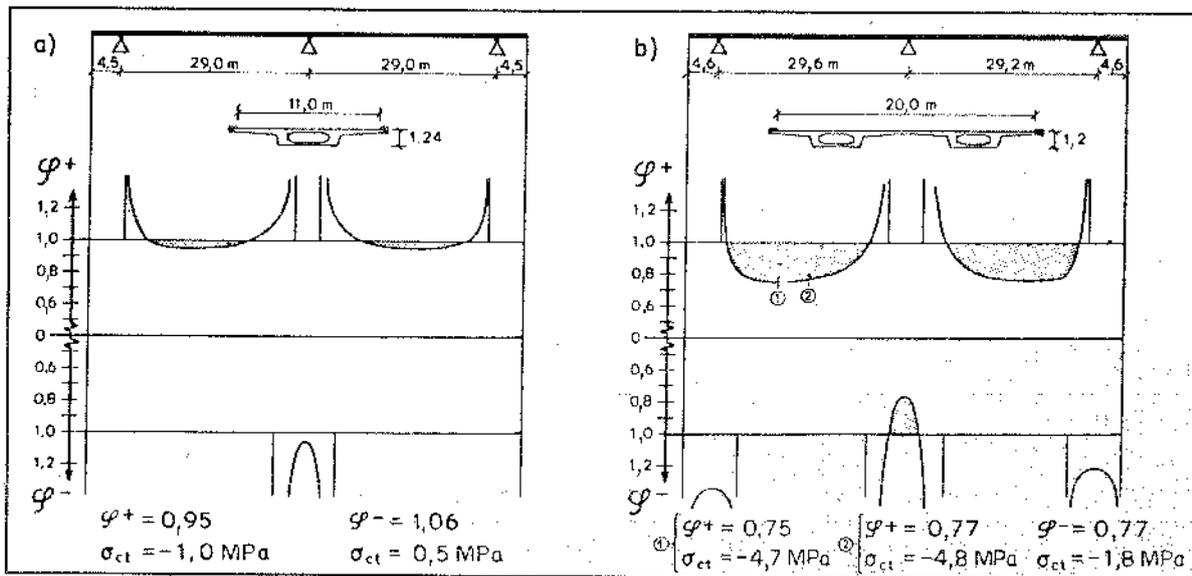
Logico quindi che la casistica sia notevole date le possibilità — offerte in varia misura dai vari regolamenti — di ammissione di sollecitazioni di trazione nel calcestruzzo purché sia prevista adeguata armatura inerte di copertura e si tenga conto della frequenza di ricorso per determinate situazioni di carico accidentale.

Per non disperdermi in citazioni generiche ricordo anzitutto la comunicazione presentata al Congresso di Bucarest sulla p.p. riguardante l'esperienza danese in tema di ponti parzialmente precompressi [1]. Sono stati esaminati dagli autori vari tipi di ponti autostradali e stradali, a sezione piena ed a cassone, di tipo isostatico ed iperstatico, con luci dell'ordine di 20-31 m nonché un grande ponte a travata continua di luce centrale pari a 150 m.

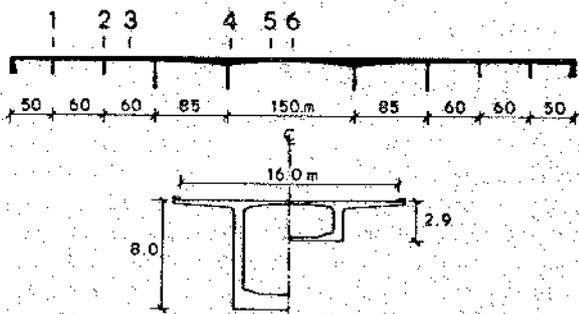
La fig. 1 illustra la distribuzione del grado di presollecitazione in un ponte a semplice appoggio con sbalzi (sezione a cassoni) ed in un ponte a trave continua. Nel primo caso le zone di precompressione parziale (retinate in figura) sono apprezzabili sia per momenti positivi che negativi, ed i gradi di parzializzazione φ non scendono al disotto del valore 0,8 (in positivo o in negativo) con tensioni di trazione di 1,5 e 5 Mpa.

Più sensibile l'intervento delle armature inerti nel secondo caso (trave continua a soletta piena) con $\varphi = 0,62$ e $\varphi = 0,71$ e tensioni di trazione nel rango 2,5 - 4 Mpa.

Significativo il confronto fra due strutture di ponti di analoghe caratteristiche per luci e schema statico costruiti rispettivamente nel 1957 e nel 1974 secondo le prescrizioni in tali anni vigenti. Nel primo l'effetto di parzializzazione è pressoché irrilevante, mentre nel secondo, con l'accettazione di tensioni di trazione dell'ordine di



2 - a) Ponte con impalcato continuo a cassone (carico: 1957); b) Ponte con impalcato continuo a cassone (carico: 1974).



3 - Grande ponte con travata continua a cassone, di altezza variabile.

TABELLA I

GRADI DI PARZIALIZZAZIONE E TENSIONI DI TRAZIONE IN CORRISPONDENZA DI SEZIONI CARATTERISTICHE

Sezione n.	1	2	3	4	5	6
φ critica	0,82	1,23	0,83	1,11	0,43	0,91
σ_{ct} Mpa	-1,9	+1,8	-3,9	+2,6	-1,7	-2,1

5 Mpa esso si fa sentire notevolmente (grado di parzializzazione $\varphi = \pm 0,77$) (fig. 2).

Per quanto attiene il ponte a travata continua con luce centrale massima di 150 m (fig. 3), la tabella I riporta i gradi di parzializzazione e le tensioni di trazione in corrispondenza di sezioni caratteristiche.

Ricordo anche — in tema di esperienze maturate all'estero — quanto osservato dal Dr. Abeles in merito ai ponti parzialmente precompressi adottati dalle ferrovie Britanniche dopo le vicissitudini e le esperienze precedentemente ricordate.

Essi erano nella quasi totalità strutture a travata appoggiata, sezioni a doppio T dissimmetrico e costituirono una eccellente soluzione per guadagnare spazio di sagoma per convogli ed impianti di elettrificazione: non presentarono — per lo meno a tutto il 1976 (anno di presentazione della memoria sulla precompressione parziale del Prof. Abeles al Symposium CEB-FIP-

PCI-ACI) — danni o deterioramenti apprezzabili: furono e sono tuttora considerati una soluzione costruttiva particolarmente economica, nel quadro generale delle esigenze proposte da problemi di ricostruzione e riorganizzazione vasti e complessi.

Per l'Italia, sul tema dei ponti, sono state presentate a questo Convegno due relazioni.

La prima è degli Ingg. Galeota, Giannattheo e Perinetti e porta il titolo « Sul comportamento in esercizio di impalcato da ponti autostradali ». In essa vengono esposti e commentati i risultati di una elaborazione statistica relativa ad una grande massa di dati sperimentali rilevati su ben 646 campate di viadotti delle autostrade A24 e A25. Si tratta di viadotti in c.a. normale, in c.a.p., ed in c.a. a sezione mista, tutti corrispondenti allo schema statico della trave semplicemente appoggiata.

Più precisamente è stato studiato il comportamento in esercizio di:

a) impalcato a solettoni alleggeriti costruiti in cemento armato ordinario (99 su luce 12 m; 100 su luce 24 m);

b) impalcato a sezione mista, costituiti da 4 nervature prefabbricate in c.a.p., con solette in c.a.o. (gettate in opera o prefabbricate) (122 su luce di 28 m; 112 su luce di 40 m);

c) impalcato a cassone monocellulare a sezione interamente precompressa, gettati in opera (106 su luce 32,5 m; 107 su luce 37,5 m). Complessivamente dunque 646 campate per uno sviluppo di ca. 19 km di viadotti.

La grande quantità dei dati rilevati ha permesso di svolgere valutazioni statistiche su basi veramente consistenti, studiando frecce medie, moduli elastici apparenti, effetto della ripartizione trasversale dei carichi e facendo il confronto con dati di studio teorico e progettuale.

Non entro nei dettagli della elaborazione statistica in questione che è certamente molto valida ed interessante. Non posso fare a meno di osservare che, con una così larga messe di dati disponibili, sarebbe stato particolarmente interessante poter offrire qualche elemento per la valutazione dei parametri tipici della precompressione

parziale in modo da contribuire ai giudizi sulla validità delle soluzioni costruttive di cui andiamo qui discutendo.

Penso peraltro che uno studio di tal genere sia ancora perfettamente possibile e confido quindi che gli autori abbiano la opportunità di presentarcelo al più presto.

La seconda relazione è del Prof. Desideri ed ha per titolo «L'impiego del c.a.p.p. nelle travi di impalcato del viadotto di corso Francia a Roma».

In essa vengono illustrate le caratteristiche delle travi di impalcato del viadotto di corso Francia a Roma, costruito fra il 1958 e il 1960.

Si tratta di travi in sezione a V — semplicemente appoggiate su luce di 16 m — prefabbricate e precomprese, integrate da solette in c.a. anch'esse prefabbricate e collegate al corpo della trave mediante getti di saldatura in opera.

Sostanzialmente travi a sezione mista e ad armatura mista dato che l'armatura della trave al lembo inferiore prevede — oltre ai due cavi di precompressione — anche 12 barre \varnothing 26 per un totale di 63,5 cm².

L'autore illustra il metodo di calcolo, secondo lo schema proposto dal Prof. Cestelli, per travi in c.a. ad elementi in diverso stato di coazione in modo da valutare gli effetti del momento flettente sulla trave a sezione mista e definisce le situazioni tensionali nelle varie fasi di sollecitazione della trave.

Anche per questa struttura sarebbe interessante poter avere gli elementi per la valutazione del grado di precompressione nelle sezioni più significative nonché qualche dato sul comportamento nel corso di questi 20 anni di esercizio.

Sulle applicazioni della precompressione parziale nei ponti ci sarebbe ancora da dire molto (basti pensare alle situazioni che vengono a verificarsi in figure strutturali più complesse di quelle cui si è fatto riferimento) ma in questa sede non vi è certo il tempo per osservazioni puntuali ed esaurienti in proposito. E' lecito comunque osservare — in tema di prospezioni future — come il superamento degli schemi isostatici e la tendenza sempre più marcata alla adozione di sistemi iperstatici variamente diversificati non potrà non essere necessariamente un potente fattore per un intenso sviluppo e per una più completa definizione delle soluzioni costruttive di cui ci andiamo occupando.

b) Travi e solette per orizzontamenti e coperture

Anche in questo campo la casistica è vastissima in quanto i criteri di produzione di serie di tali elementi — logicamente intendo privilegiare i prefabbricati — non possono fare a meno di prevedere situazioni di carico e di vincolo corrispondenti ad ampie possibilità di servizio, nonché possibilità di sutura e di continuità in opera che particolarmente si prestano al ricorso alla prefabbricazione parziale.

Sarebbe stato mio desiderio ed intento potervi ragguagliare in proposito sullo « stato dell'arte » in Italia, ma più di una relazione che era stata promessa e che nel sommario inviato si annunciava promettente, non è poi pervenuta.

Comunque una relazione interessante posso commentarla: è quella presentata dagli Ingg. Guariglia e Pastega del Centro Studi Prefabbricati C.S.P. Di Maser (Treviso), dal titolo « Nuove pro-

spettive per il cemento armato precompresso ». In tale relazione, dopo un'ampia premessa concernente i concetti basilici della precompressione parziale, gli autori illustrano dettagliatamente i criteri di scelta e di studio progettuale relativi ad una trave per strutture prefabbricate, atta ad essere utilizzata per maglia strutturale di 4,50 x 6,00 m restando contenuta nello spessore di solaio, previsto al grezzo del valore di 30 cm.

Il confronto tra le soluzioni possibili in c.a. normale, in c.a. totalmente precompresso ed infine in c.a.p.p. con grado di precompressione pari a 0,53, ha messo in evidenza l'interesse e l'economia di questa ultima alternativa.

Un cenno meritano anche i dati presentati al Congresso di Bucarest e concernenti travi e solette di grande produzione di serie in Romania ed in Cecoslovacchia. Particolarmente in questo ultimo paese l'esperienza di produzione e di uso di strutture per edilizia parzialmente precompressa è notevole, eminentemente nel rango delle solette per luci di 6-8 m, per larghezze modulari fino a 2,5 m, spessore di 20-25-30 cm, a sezione alleggerita e con gradi di precompressione variabili (dell'ordine di 0,6-0,8).

La produzione annuale di questi tipi strutturali è calcolabile in oltre un milione di m³ e, a circa 20 anni dalla messa in opera dei primi esemplari, il giudizio espresso in merito al loro comportamento è molto positivo [2].

c) Travature reticolari

Per quanto a prima vista il riferimento alle travature reticolari possa sembrare improprio, dato il regime di sollecitazione che le contraddistingue e che mal si adatta alla definizione di « grado di precompressione » generalmente adottata, è evidente che il problema della precompressione parziale si può porre in termini di un certo interesse, anche per questa categoria di strutture.

Evidentemente il riferimento varrà per le aste tese, o quanto meno per la situazione di trazione

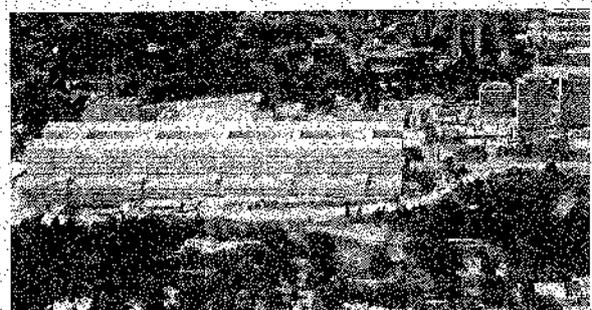


Fig. 4

che potrà verificarsi nelle aste per certe situazioni di carico utile o per stati di coazione di varia natura: il grado di precompressione potrebbe quindi essere visto con riferimento alle singole aste in quanto interessate a determinate situazioni di decompressione in rapporto ad altre di trazione; oppure — e questo sembrerebbe più adeguato anche se di più difficile riconoscimento — considerando le frequenze e le concomitanze del verificarsi di stati di precompressione parziale nelle sue membrature, in rapporto alle varie situazioni di carico.

Senza toccare questo punto, che peraltro desidero segnalare come degno di adeguato approfondimento

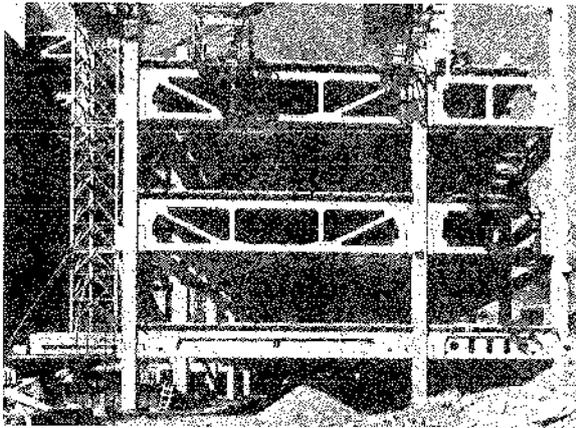


Fig. 5

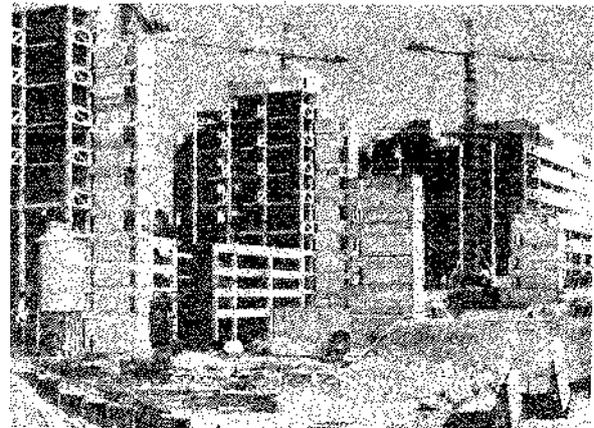


Fig. 6

dimento, voglio ricordare due esempi applicativi di un certo interesse.

Il primo riguarda le travi reticolari dell'ospedale di Johannesburg, enorme complesso di 2000 letti, terminato nel 1978 ed alla cui progettazione ebbi, in alcune fasi, a collaborare (figg. 4-5-6). Le travi reticolari in questione, standardizzate in un limitato numero di tipi con pre-sollecitazione indotta nei correnti e nelle diagonali, costituivano strutture portanti principali dei vari piani con altezza pari a quella dell'interpiano tecnico ossia dello spazio destinato ai percorsi dei vari impianti. La varietà delle situazioni di sollecitazione in tali travi era amplissima per le situazioni di carico previste, per le varie situazioni di sutura che potevano venir proposte tra le travi stesse e con gli elementi portanti verticali ed infine per le esigenze di standardizzazione delle armature pretese e di quelle inerti. Non sono qui in grado di raggiungermi in merito ai gradi di parzializzazione della precompressione raffigurabili nelle varie situazioni di vincolo e di carico: posso solo dirvi che la calcolazione di queste travi, condotta a cura della Società Hochtief di Essen (che era la Società Capo-gruppo del Consorzio di Imprese) aveva portato a una serie di tabulati veramente vistosa — anche in considerazione dei momenti secondari particolarmente sentiti nei nodi di vincolo — portando a raffigurare stati di sollecitazione che solo la precompressione parziale era in grado di risolvere adeguatamente.

Un altro esempio — veramente interessante ed attualmente in corso di ultimazione — è quello esposto nella memoria presentata a questo Convegno dagli Ingg. Mancini e Napoli dal titolo «Una applicazione della precompressione parziale a strutture di copertura di grande luce».

In essa viene descritta la struttura progettata dai relatori per la copertura a shed di un grande deposito della Azienda Tranvie Municipali di Torino, realizzata su maglie di 53×11 e 40×16 m con travi reticolari parzialmente precomprese.

La trave reticolare usata, per entrambe le maglie (ossia lungo le luci di 53 e 40 m) è stata una reticolare tipo Mohnié alta 5 m e costituita da campi di 5 m (salvo i campi di testata della trave di maggior luce). La copertura secondo le luci minori (11 oppure 16 m) era costituita da tegoloni a TT prefabbricati e precompressi a fili aderenti con integrazione di armature inerti poggianti sui correnti inferiore e superiore dei travoni reticolari.

Di questi ultimi vennero prefabbricati in stabilimento gli elementi triangolari costituiti da un montante, una diagonale ed il tratto di corrente inferiore relativo. Tali elementi assemblati a piè d'opera ed ivi completati col getto del corrente superiore venivano a dar corpo alla trave che era successivamente precompressa con cavi che partivano dalla sommità della diagonale, percorrevano un tratto del corrente inferiore per risalire poi lungo la diagonale simmetrica, nonché da cavi rettilinei nel corrente inferiore.

Studio, progettazione esecutiva, dosatura delle varie fasi di precompressione sono stati condotti in termini molto rigorosi, tenendo in conto sia le situazioni di momenti secondari nei nodi che gli sforzi flessionali e torsionali indotti nei correnti dai tegoloni di copertura ad essi appoggiati.

Un'opera veramente interessante, che non illustro ulteriormente perché desidererei lasciare ai relatori lo spazio per una adeguata descrizione.

d) Volte sottili - Opere speciali

Anche in questo settore desidero sottolineare che soltanto la precompressione parziale ha potuto offrire una adeguata mediazione capace di risolvere situazioni di sollecitazione non affrontabili con la sola precompressione, per quanto allettante potesse essere l'idea di utilizzarla, particolarmente negli elementi di bordo.

In realtà progettare una struttura in volta sottile in stato di presollecitazione globale è pressoché impossibile, se si vogliono considerare adeguatamente sia le sollecitazioni membranali che quelle flessionali legate alle perturbazioni di bordo. Come esempio tipico voglio ricordare quello illustrato da Lyn, Kulka e Kamlo della Lyn International di San Francisco [3] e riguardante la gigantesca copertura a paraboloidi iperbolico relativa al Ponce Coliseum a Puerto Rico (area coperta 84×71 m su 4 appoggi, spessore medio della volta 11 cm con presollecitazione indotta sia nella volta che nelle travi di bordo) (figg. 7-8).

Il calcolo delle strutture, secondo il rapporto del Prof. Lyn, portò a tensioni di trazione nella membrana dell'ordine dei 220 N/cm^2 per effetto del peso proprio ed intorno ai 300 N/cm^2 per effetto del vento. Questo stato tensionale venne assorbito da cavi post-tesi secondo le due direzioni (a 45° rispetto alle generatrici) e tali da indurre una precompressione dell'ordine dei 300 N/cm^2 .



Fig. 7

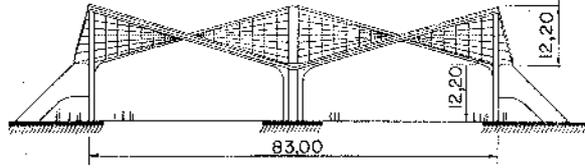


Fig. 8

L'armatura inerte fu costituita da reti di toncini disposte a cavallo dei cavi.

Quanto alle situazioni di disturbo flessionale in prossimità dei bordi esse erano, come prevedibile, piuttosto complesse e furono affrontate con presollecitazione indotta da due cavi, nonché con una adeguata copertura con armatura inerte nelle zone di raccordo con la membratura.

Volte sottili in situazione analoga a questa ve ne sono notoriamente parecchie: anche per esse la definizione del « grado di precompressione » propone uno studio adeguato non potendosi inquadrare nelle formule fin qui usate.

E' un campo di studio e di ricerca di notevole interesse, ancora da esplorare in buona parte, che non potrà fare a meno di confermare la grande validità di questo tipo di applicazione della precompressione parziale.

Nel campo delle strutture speciali gli esempi sono molti ed ancora molto dispersi casisticamente, ma non per questo meno interessanti.

Tra essi vorrei ricordare come casi aperti a notevoli sviluppi futuri quelli ricordati da Lyn [4] e da Bruggeling [5].

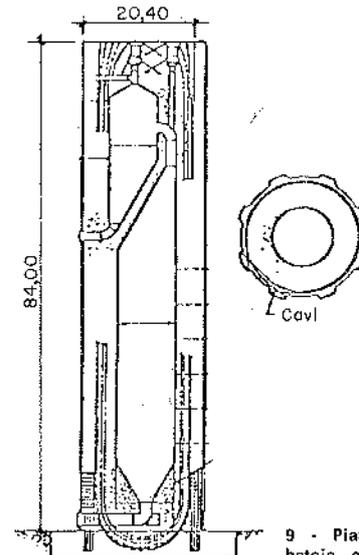
Il primo concerne contenitori a pressione in sezione tubolare spessa destinati a processi di conversione del carbone. In tali strutture in effetti, se si entra nell'ordine di idee di prendere in considerazione la possibilità di accettazione di tensioni di trazione anche modeste (tensioni che evidentemente non sono pensabili per altri tipi di contenitori, e segnatamente per contenitori di reattori nucleari) la economia di progettazione cambia radicalmente.

Così, allorché il Dipartimento dell'Energia degli Stati Uniti accedette a promuovere studi di fattibilità di tali contenitori in cemento armato precompresso apparve palese la vistosa economia realizzabile ricorrendo alla precompressione parziale. Come è ben noto infatti, la situazione tensionale nelle sezioni tubolari di grande spessore sottoposte a pressione interna accusa punte notevoli specialmente in direzione tangenziale e la pretesa di coprire tali punte con presollecitazione globale portava a spessori di parete ed a cerchiature di precompressione molto notevoli.

Stando a quanto afferma l'autore è stato sufficiente accettare tensioni di trazione dell'ordine dei $70 \div 80 \text{ N/cm}^2$ (e la relativa armatura inerte di copertura) per poter raggiungere — a parità di presollecitazione di cerchiatura — notevoli riduzioni dello spessore del contenitore. In particolare l'autore afferma che la pretesa di escludere ogni

sollecitazione di trazione nei contenitori da lui progettati (DSV ossia dissolver-separator vessel) avrebbe richiesto un aumento di spessore della parete di oltre il 200% per un aumento di pressione interna del 50% a parità di presollecitazione di cerchiatura.

Si tratta di dati evidentemente difficili da controllare in quanto le esigenze di strutture di questo tipo, legate a processi impiantistici molto complessi, sfuggono a chi è al di fuori di certe specializzazioni. Peraltro l'affermazione di principio relativa alla possibilità di affrontare vantaggiosamente colla precompressione parziale le situazioni tensionali tipiche dei contenitori tubolari nei quali la pressione interna è molto elevata, è certamente validissima e degna di ulteriori studi.



9 - Pianta e sezione di un serbatoio composto da dissolvitore e separatori.

E penso anche non inutile riferire quanto affermato dall'autore in tema di economia globale dell'impianto realizzata grazie alla soluzione proposta.

A quanto pare l'adozione di un gigantesco DSV in cemento armato parzialmente precompresso (fig. 9) permise di cambiare radicalmente la fisionomia dell'impianto. Un elemento del genere infatti non avrebbe potuto essere costruito in acciaio e pertanto esso poté rimpiazzare un complesso di nove separatori e nove dissolutori ed accessori (costruibili in acciaio) con un risparmio di oltre duecento milioni di dollari. Anche se un risparmio del genere non può evidentemente essere accreditato all'uso della precompressione parziale essendo legato ad un quadro più ampio di concezioni impiantistiche, certamente non si può fare a meno di riconoscere quale peso abbia avuto l'illuminata adozione del principio.

L'altra applicazione in opere speciali, segnalata dal Prof. Bruggeling, riguarda la utilizzazione della precompressione parziale nella costruzione del tunnel subacqueo « Benelux » presso Rotterdam. Tale tunnel venne costruito (in analogia al tunnel sotto l'Elba ad Amburgo ed al recentissimo Botlektunnel ancora presso Rotterdam) colla tecnica degli elementi costruiti a secco, quindi rimorchiatati in opera ed affondati. Tali elementi erano sostanzialmente cassoni diaframmati di 24 m di larghezza, 80 m di lunghezza e 7,80 m di altezza ed erano destinati a sopportare un battente d'acqua dell'ordine dei 25 m (fig. 10).

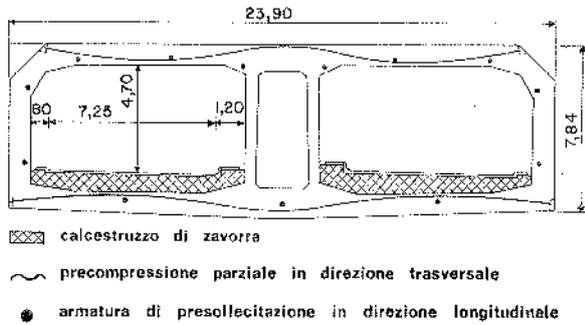


Fig. 10

Senza entrare nei dettagli di tecniche esecutive e di messa in opera estremamente interessanti e complesse (e che meriterebbero un capitolo a parte) osservo che la soluzione della precompressione parziale adottata sia in direzione longitudinale che trasversale si rivelò validissima e risolutiva e permise di ridurre spessori di solette ed altezza totale dell'elemento.

In effetti in questo tipo di struttura la differenza fra le situazioni di carico transitorie (fase di galleggiamento e trasporto) e quelle definitive (cassone affondato) è notevole né può essere affrontata con la soluzione della precompressione totale, data la grande difficoltà ed il costo altissimo di interventi di correzione ed integrazione dello stato di presollecitazione quando il cassone è affondato. Pertanto il criterio adottato dai progettisti fu quello di ripartire le situazioni tensionali definitive — grosso modo — a metà tra armatura di precompressione ed armatura inerte, con adeguata copertura delle situazioni transitorie.

e) Interventi di risanamento e ripristino strutturale di costruzioni in cemento armato normale

Un altro settore di applicazione della p.p. spesso di non facile controllo — ma non per questo meno interessante — è quello del risanamento strutturale di manufatti in c.a.o., grazie alla terapia di applicazione di stati di coazione opportunamente studiati ed applicati.

Si tratta di una terapia che ha già avuto numerosi e validi esempi di applicazione e che porta a strutture ad armatura mista che assumono lo stato di precompressione parziale molti anni dopo la loro entrata in servizio, grazie all'inserimento di cavi pretesi in posizioni opportune.

Il provvedimento risulta idoneo quando i sovraccarichi sono elevati, in quanto l'effetto dei cavi può essere dosato in modo da assorbire tutto o parte del momento dovuto al sovraccarico, in-

ducendo una compressione assiale agevolmente sopportata dalle travi e benefica nei riguardi di eventuali fessurazioni. Cito in proposito due esempi assai significativi illustratimi dal Prof. Cestelli e dai suoi collaboratori.

Il primo riguarda una travata di ponte (Autostrada dei Fiori) che, pur avendo la sagoma di una trave precompressa, era stata costruita in c.a.o. e si era fortemente lesionata. Essa venne post-compressa con cavi diritti e i diagrammi di

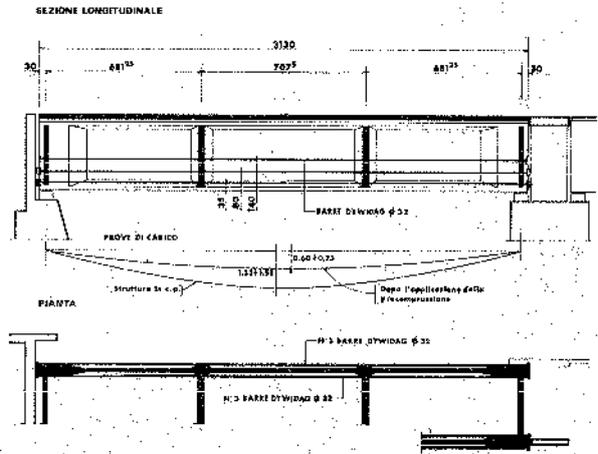


Fig. 11

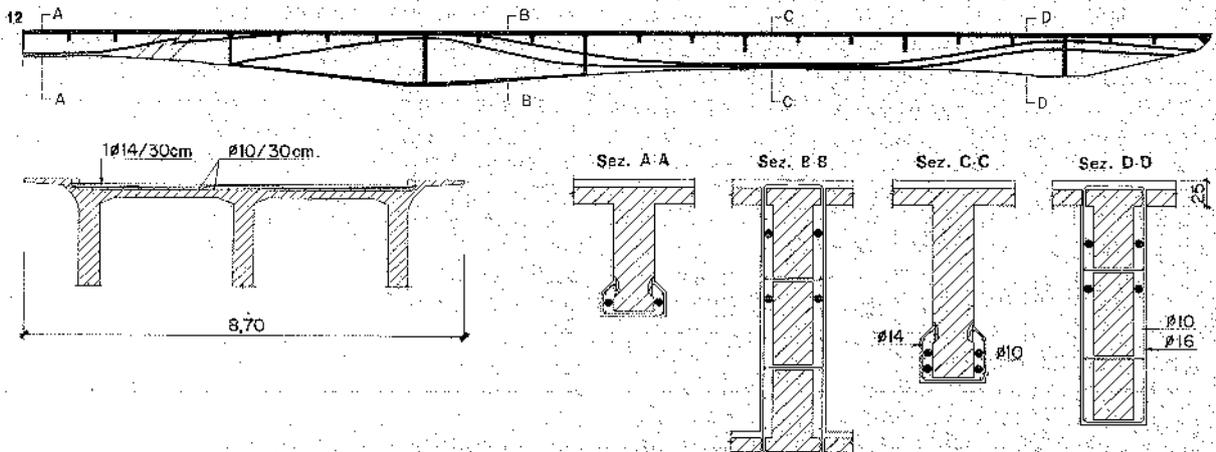
deformazione prima e dopo l'intervento permettono di apprezzare la forte riduzione della deformazione, a parità di sovraccarico (fig. 11).

Il secondo esempio è quello del ponte del Grillo (progetto Cestelli-Croci, consulenza per l'impresa in fase di esecuzione: Radogna); travata Gerber originariamente intesa per ponte di II categoria e che, mediante l'aggiunta di cavi pretesi, venne rinforzata a ponte di I categoria. Nella figura si notano i cavi esterni protetti da getto di conglomerato e le cerniere, demolite e rifatte per consentire il posizionamento dei cavi (fig. 12).

* * *

Come potete constatare ho effettuato una esplorazione di campo certamente incompleta e lacunosa per i motivi già ricordati all'inizio.

Appate peraltro fin d'ora possibile esprimere un giudizio di alto interesse e notevole praticità per l'affermarsi di questa più matura concezione della collaborazione resistiva tra acciaio e calcestruzzo che certamente corrisponde ad una logica ben più convincente di quella che portava a diversificare radicalmente la genetica del c.a.o. rispetto a quella del c.a.p.



Prima di chiudere vorrei ancora accennare ad un argomento di grande importanza — anche se in merito non ritengo vi siano dati sufficienti ad esprimere giudizi stabilizzati — ossia quello della economia delle strutture in precompressione parziale.

In proposito le affermazioni raccolte in occasione del Convegno di Bucarest coprono un campo assai vasto; si passa da dichiarazioni di economie quantificate in termini espliciti a dichiarazioni generiche di economie strepitose e ad altre — parimenti generiche — di relativo scetticismo.

Evidentemente tutto ciò dipende eminentemente dalla grande varietà dei riferimenti e dei paragoni che è possibile assumere e che si diramano in una pluralità di alternative specialmente quando si passa dal campo dell'elemento strutturale singolo a quello della struttura vista nel suo complesso.

Osserviamo comunque — per poter avere qualche punto di riferimento — che le ragioni di economia oggettivamente riconoscibili nella precompressione parziale dovrebbero sostanzialmente essere le seguenti:

a) la possibilità di ridurre la presenza di acciaio di maggior costo, quale è quello dei cavi pretesi;

b) la possibilità di ridurre — in taluni casi — l'area del calcestruzzo;

c) la possibilità di diversificare le situazioni di risposta resistiva delle varie parti della struttura con una agilità maggiore di quella consentita dalla precompressione totale;

d) la possibilità di limitare l'intervento di mano d'opera altamente qualificata;

e) la riduzione di consumo tecnologico di energia.

Per dare ora qualche dato concreto, ritengo degne di menzione le affermazioni fornite dall'Istituto di Progettazioni di Costruzioni Industrializzate di Bucarest e basate su una notevole massa di studi ed esperienze su travi inflesse, trattate in regime di precompressione parziale con vari gradi di precompressione. In esse si parla — con riferimento a strutture di pari prestazione trattate con precompressione totale — di economie di calcestruzzo del 16-20%, di economie di acciaio del 7-10% e di energia immagazzinata del 7-12%.

Così pure ricordo come, da parte dei Cecoslovacchi e sia pure in quadro di economia pianificata che non sempre riveste carattere di assoluta generalità, si parli di possibilità di risparmio, nelle produzioni di serie di taluni tipi di solette e travi, dell'ordine di un 15-20% globale.

Né è da passare sotto silenzio quanto constatato dall'Ing. Guariglia nella relazione presentata a questo Convegno dove si parla — per la trave oggetto di studio — di risparmio dell'ordine del 25% nelle armature rispetto ad una trave in c.a.p. di pari sezione.

Dal panorama generale manca peraltro ai fini della valutazione della economia, l'elemento relativo al comportamento nel tempo delle strutture parzialmente precomprese, ossia quella economia di manutenzione delle opere che troppe volte viene dimenticata. La proiezione futura in proposito appare tuttavia assai promettente atteso che il terreno di coltura della p.p. è stato — a constatazione unanime — quello del riconoscimento della inadeguatezza della precompressione globale nei riguardi della difesa contro i fenomeni di fessurazione e dei possibili deterioramenti che ne conseguono.

In proposito appare particolarmente significativo il rapporto presentato nel 1980 da parte del Road Directorate della Danimarca [1] relativamente ad una accurata investigazione delle ragioni del sorprendente panorama fessurativo riscontrato in ponti costruiti durante le ultime due decadi: tale studio ha comprovato che le fessurazioni da sollecitazione flessionale si presentano raramente né hanno aspetti pregiudizievoli agli effetti dell'innescio di fenomeni di deterioramento: per contro la grande maggioranza dei fenomeni di fessurazione veramente pregiudizievoli e preoccupanti appare riconducibile a fenomeni di coazione per effetti termici, di fluage e di ritiro nonché ad inadeguata cura dei dettagli di progettazione e di esecuzione, specialmente per quanto riguarda la disposizione delle armature.

Constatazioni di questo genere, unite alle affermazioni di tante autorità nel campo della progettazione — primo fra questi il Prof. Leonhardt — fanno ritenere che la concezione della precompressione parziale si potrà rivelare fruttuosa in termini di economia globale del settore delle costruzioni.

BIBLIOGRAFIA

[1] Rostam - Pedersen: Partial Prestressed concrete bridges - Danish experience. Atti Simposio sulla precompressione parziale - Bucarest, Settembre 1980.

[2] Sandulescu: Possibilities to use a partial prestressing to some types for engineering and industrial buildings.

Dumitrescu e Popaescu: Design aspects of prestressed concrete in Rumanian codes.

Janda e Voves: Partial Prestressing in Czechoslovakia. Atti Simposio sulla precompressione parziale - Bucarest, Settembre 1980.

[3] Lin - Kulka - Kamlo: Giant prestressed HP shell for Ponce Coliseum. P.C.I. Journal, Settembre 1973.

[4] Kulka - Lin - Chow: Economy and behaviour of structures designed with partial prestressing. Atti Simposio sulla precompressione parziale - Bucarest, Settembre 1980.

[5] Bruggeling: Teilweise Vorspannung - Entwicklung in den Niederlanden. Atti del Deutscher Bontag, 1979. Deutscher Beton Verein.

TEMA B:

Strutture marittime: studi e ricerche

RELAZIONE GENERALE: PROF. ING. PIERO POZZATI

Parte Prima (*)

PREMESSA

a) Quando gli Amici del Consiglio dell'AICAP mi chiesero di interessarmi di questa relazione — per commentare i lavori presentati al nostro Convegno, e per cogliere così l'occasione di dare un'idea dell'attuale stato concernente gli studi e le ricerche sulle strutture marine — francamente fui molto perplesso: principalmente perché di tali strutture non sono specialista, né sul piano professionale, né su quello dell'insegnamento; poi per la consapevolezza del carattere interdisciplinare e della vastità della materia, che conta tradizioni antiche e gloriose in numerosi Paesi, e in particolare in Italia, ma conta anche attuali sviluppi imponenti, connessi con le ricerche petrolifere.

Tuttavia debbo dire che, benché fossi preoccupato, la realtà si è poi rivelata ancora più complessa quando, per integrare le cose note, sono entrato nel vivo delle documentazioni specialistiche, che in parte alcuni Amici, ai quali porto gratitudine vivissima, si sono premurati con grande cordialità di farmi avere.

Quindi innanzi tutto debbo scusarmi per le innumerevoli omissioni e per l'incompletezza di questa relazione: tanto più che, trovandomi di fronte a un orizzonte così ampio, ho dovuto decidere di stralciare da essa sia le strutture massicce, che pur hanno così grande rilevanza nella storia delle opere marittime, sia molte di quelle speciali; ciò anche perché nessuno dei lavori presentati riguardava per l'appunto tali temi.

Ma, avendo praticato questi tagli, diventava più difficile trovare la chiave adatta per dare uno sviluppo logico al discorso in cui poter citare agevolmente le note presentate al nostro Convegno: infatti mi sembrava che la suddivisione classica « per funzione » (adottata anche nella bella sintesi presentata recentemente dal Prof. Renato Tosi sull'« Industria Italiana del cemento » [30]), tollerasse malamente — proprio perché ormai costituisce un riferimento classico — l'esclusione di tipi strutturali (di difesa e di accosto) molto importanti. E allora ho preferito piuttosto adottare, come elemento di distinzione, il rapporto tra l'opera e la costa, ossia il fatto che la struttura si trovi in fregio alla riva, o sia isolata, oppure serva a collegare due rive opposte, indicando poi, a titolo di esempio, per ciascun tipo strutturale una classe particolarmente significativa, in relazione anche

ai lavori presentati al nostro Convegno. Per cui il testo si articolerà nelle seguenti parti:

1) Questioni generali: materiali; criteri di calcolo.

2) Tipi strutturali:

— Opere di riva (di approdo e di sostegno del terreno).

— Opere in mare aperto (offshore).

— Opere che collegano due rive (sbarramenti, ponti « sommersi »).

3) Osservazioni conclusive.

Come ho già accennato, i richiami generali che mi accingo a fare costituiranno la naturale premessa ai riferimenti sulle memorie presentate al nostro Convegno in merito a un'ampia rosa di argomenti: infatti, di esse, 4 riguardano i materiali, 1 le paratie, 3 le strutture offshore, 1 i ponti « sommersi »; e mi è cosa quanto mai gradita ringraziare tutti gli Autori del notevole e qualificato contributo da essi dato per il successo delle nostre « Giornate ».

b) Al termine della presente relazione si troveranno raccolte le numerose citazioni; per la loro importanza ricorreranno frequentemente, anche nel testo, quelle relative alle seguenti pubblicazioni:

— Atti del « Symposium FIP a Tbilisi », del settembre 1972;

— Atti dei Congressi « OTC » (Offshore Technology Conference), che annualmente si tengono, a partire dal 1969, a Houston nel Texas;

— Atti dei due Congressi « BOSS » (Behaviour Offshore Structures), tenuti a Trondheim, nel 1976, e a Londra nel '79.

Tanto per farsi un'idea dell'immane estensione delle ricerche riguardanti le strutture marittime e in particolare quelle offshore, si pensi che i soli Atti dei congressi annuali OTC comprendono, nei loro undici anni di vita, una quarantina di volumi, con quasi 4000 interventi sino al 1980, dei quali numerosissimi sono di notevole livello. E ricordo, a proposito delle strutture offshore, che in un recente lavoro riportato su una rivista americana [33] mi parve di primo acchito leggermente enfatica un'annotazione secondaria la quale, relativamente alle strutture offshore, ciò che è stato realizzato « non segna soltanto un progresso rispetto al passato, ma costituisce un fatto assolutamente eccezionale; a parte rischi e conseguenze, è paragonabile allo sbarco sulla luna ». Orbene, la frase potrà trovar consenso o no; ma, guardando a fondo le cose compiute, ci si può render conto che con le strutture offshore è stata

(*) La seconda parte della relazione sarà pubblicata nel n. 2/1982 del Notiziario AICAP.

scritta, seppure con aspetti anche inquietanti dei quali dirò nelle conclusioni, una memorabile pagina dell'ingegneria civile.

c) Sempre in tema di premesse, può convenire ricordare anche alcuni caratteri ricorrenti nel progetto delle strutture marittime:

1) Il metodo di costruzione condiziona in genere l'intero progetto molto più che in altri settori strutturali.

2) Per la natura stessa del progetto, le questioni idrauliche e geotecniche hanno in genere basilare importanza.

3) Le condizioni di carico (e anche quelle di vincolamento) sono spesso più incerte che per le strutture usuali, intervenendo spesso il terreno con la duplice funzione attiva e passiva, ed agendo l'azione del mare.

4) Il cemento eccezionale imposto alla durabilità dei materiali richiede per questi provvedimenti tecnologici speciali.

5) In genere sono difficili da produrre o da simulare le più severe condizioni di carico accidentale, per cui spesso manca il conforto di operazioni di collaudo veramente significative.

Accade poi che in pochi settori dell'ingegneria civile l'esperienza ha determinante importanza come in quella delle strutture marittime, portando a sconfessare soluzioni giudicate con ottimismo (o viceversa), come ad es. è accaduto per numerose opere di difesa a paramento verticale, per le quali l'imponenza dei massi che le costituirono (si è giunti, nel 1929, a pontoni con portata di 450 t) in vari casi non fu in grado di fronteggiare le più furiose mareggiate. Per cui, anche per il fatto di non poter poggiare su una dottrina autonoma, per un certo tempo si è radicata l'opinione che il progetto delle strutture marittime fosse il frutto di un'arte essenzialmente pratica, quindi torpida nei confronti di innovazioni, largamente condita di empirismo e difficilmente schematizzabile col calcolo. E invece, pur restando, come in ogni campo delle realizzazioni, fondamentale l'apporto sperimentale, si è avuta una notevole evoluzione, che ha visto crescere il peso dei contributi teorici, e rilevanti innovazioni pratiche. Di queste vale la pena di ricordare la notevole importanza che nella tecnica degli scavi ha avuto l'impiego dei fanghi bentonitici, il beneficio della precompressione (forse ancora non appieno valorizzato nelle strutture marittime), il rivoluzionario uso delle strutture a cassone cellulare, costruite galleggianti per venire rimorchiate in acqua sino al punto in cui deve sorgere l'opera, infine affondate riempiendole di materiale inerte. Credo che di tali cassoni si sia avuta la prima realizzazione nel 1906 per il porto di Rotterdam; in Italia nel 1910-14, a Venezia, per la banchina Piave al molo di ponente. Poi le applicazioni sono dilagate, confermando la permanente validità di un procedimento ormai impiegato in monumentali opere: basti citare, tra i tanti possibili esempi, i cassoni in corso di costruzione a Genova per la diga del nuovo porto di Voltri, aventi la sezione trasversale di circa 20 x 20 m e la lunghezza di circa 30 m (si veda, ad es. [30], p. 1069); e soprattutto certe gigantesche piattaforme per impianti petroliferi offshore, che avremo occasione di citare in seguito, rimorchiate frequentemente in mare aperto per centinaia di miglia.

Ovviamente la tecnica esecutiva delle strutture marittime si evolve nel senso di rendere il più possibile semplici le operazioni di trasporto e soprattutto di costruzione: sono ormai pressoché un ricordo le difficili costruzioni « a campana », all'interno delle quali gli operai asportavano il terreno, provocando il graduale affondamento del cassone, e lavorando a pressione sufficientemente elevata per bloccare all'interno le infiltrazioni d'acqua. Di alcuni esempi per pile di ponti, relativamente recenti, parla in [3], p. 109, Chr. Ostefeld; ma si tratta di casi particolari, avendo la tecnologia dei pali attinto grandi progressi, come ad es. è stato possibile dimostrare in certe costruzioni offshore [79].

d) Come risulta dall'indice precedentemente mostrato, terminata questa premessa passerò ad esporre alcune annotazioni in merito ai materiali (in particolare al c.a., data la natura del nostro convegno) e a certi rilevanti aspetti dei criteri di calcolo comuni a vari tipi di strutture marittime. Questi due temi comportano problemi che hanno interesse generale, e che può essere quindi opportuno accennare prima dell'esame di strutture e questioni particolari.

Osservo infine che, pur essendo questa mia parte dedicata alle ricerche, potrà rendersi opportuna la citazione di alcune realizzazioni strettamente connesse con gli studi effettuati.

1. QUESTIONI GENERALI

1.1. Materiali

a) Nei numerosi congressi riguardanti le strutture marittime non sono mai mancati notevoli contributi sul fondamentale tema del comportamento dei materiali soggetti al deterioramento causato dall'ambiente marino; e in particolare è da ricordare il simposio RILEM tenuto a Palermo nel 1965 [8]; inoltre l'AICAP, nel 1975, dedicò il proprio convegno di San Remo all'esame della « Durabilità delle strutture e patologia dei dissesti »; argomento che venne poi ripreso, a Bologna, in occasione del SAIE del '76. Inoltre, relativamente all'estero, limitandomi a citare i più recenti notevoli avvenimenti riguardanti per intero il presente argomento, ricordo che nell'agosto 1980 è stato tenuto un congresso in Canada, a St. Andrews by the Sea [6], e nello scorso mese di marzo sono apparsi gli Atti di un recentissimo simposio promosso dall'Università « De Nuevo Leon », in Messico [28].

Apprestandoci a parlare del comportamento del calcestruzzo, può essere conveniente ricordare anche gli stralci di alcuni rilevanti giudizi. Ben Gerwich, professore di strutture marittime all'Università di Berkeley, concluse la sua bella relazione introduttiva al II tema del simposio FIP, svoltosi a Tbilisi in Russia, annotando testualmente: « Il calcestruzzo, quando sia propriamente studiato e preparato, è il materiale di gran lunga il più adatto per le strutture marittime; il suo impiego renderà possibile la razionale utilizzazione del mare a beneficio dell'umanità ». Poi proseguì immaginosamente, riferendosi alla temuta, ma rimediabile, azione del gelo e disgelo sul conglomerato: « Potranno venire realizzati progetti di strutture grandiose, quale un ponte che unisca l'est all'ovest

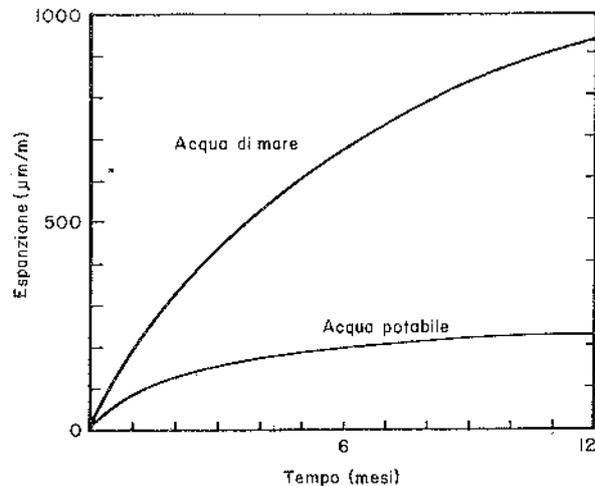
attraverso lo stretto di Bering». E Kumar Mehta, nel rapporto letto al citato congresso in Canada [41]: « La maggior parte delle strutture marine del futuro continuerà a venire realizzata in c.a. Ciò perché, nei confronti dell'azione aggressiva dell'acqua di mare, il calcestruzzo non è soltanto il materiale più economico per le costruzioni, ma anche il più durevole, richiedendo manutenzione limitata o nulla durante l'esercizio. Pertanto in questo tempo di crisi delle fonti di energia, è da ritenere che il calcestruzzo sostituisca ogni materiale che richieda maggior dispendio di energia per venir prodotto ».

b) Sul problema centrale dell'« azione dell'acqua di mare sul calcestruzzo armato », il Prof. Colleparidi ha presentato al nostro convegno una sua memoria, notevole per la chiarezza dell'inquadramento e delle esaurienti spiegazioni; in essa egli esamina attentamente, tra le fondamentali cause della degradazione, quelle che provocano il dilavamento della pasta di cemento e l'attacco prodotto sia dai solfati, sia dai cloruri. Evidentemente, essendo il calcestruzzo per sua natura poroso, è inevitabile che l'acqua di mare penetri in esso più o meno lentamente con il suo carico di sali: la malta di cemento possiede, tra i propri costituenti, l'idrossido di calcio, che ammette una certa sua solubilità in acqua; per cui soprattutto se questa è in movimento (come in particolare avviene nelle zone delle strutture prossime alla superficie del mare), il dilavamento (ossia la perdita di idrossido di calcio) viene accelerato, e di qui il progressivo impoverimento dello scheletro solido e la diminuzione graduale della resistenza. Tale effetto, come è ben noto, viene sensibilmente attenuato se i calcestruzzi sono confezionati, anziché con cementi Portland, con cementi pozzolanici o d'alto forno, poiché questi presentano, rispetto ai primi, un più ridotto quantitativo di idrossido di calcio.

Ma la più seria insidia alla durabilità del calcestruzzo — sulla quale si sofferma accuratamente il Prof. Colleparidi, esaminandone gli aspetti sia chimici, sia pratici nei confronti delle misure di difesa da porzionare all'intensità dell'attacco chimico — proviene dai solfati contenuti in misura rilevante nell'acqua di mare, perché, manifestandosi la loro azione con un rigonfiamento del calcestruzzo, facilmente si verificano sgretolamenti della massa ed espulsione degli strati copriferro, specialmente se questi sono sottili e le barre sono assiegate. Può essere eloquente l'esame della fig. 1 riportata nella memoria in questione, la quale mostra come il rigonfiamento sia ben maggiore se un calcestruzzo, anziché in acqua potabile, viene immerso in mare. Relativamente alle misure di difesa, resta fermo il principio che occorre fissare un rapporto acqua-cemento relativamente basso.

Terza causa determinante è l'attacco dei cloruri, al quale è da imputare prevalentemente il processo di ossidazione del ferro; ed è logico che tale azione venga esaltata da tutte le circostanze che provocano o facilitano il diretto contatto dell'acqua con le barre; quindi, in particolare, dai distacchi dei copriferri e dalle fessurazioni, siano queste provocate dai carichi, o da stati coattivi, o da effetto Poisson per elevate compressioni.

Da tutto ciò conseguono, volendo assicurare una adeguata durabilità del calcestruzzo armato in am-



1 - Influenza del tipo di acqua sull'allungamento del calcestruzzo (cemento Portland ordinario = 300 kg/m³; acqua/cemento = 0,60) (da Colleparidi).

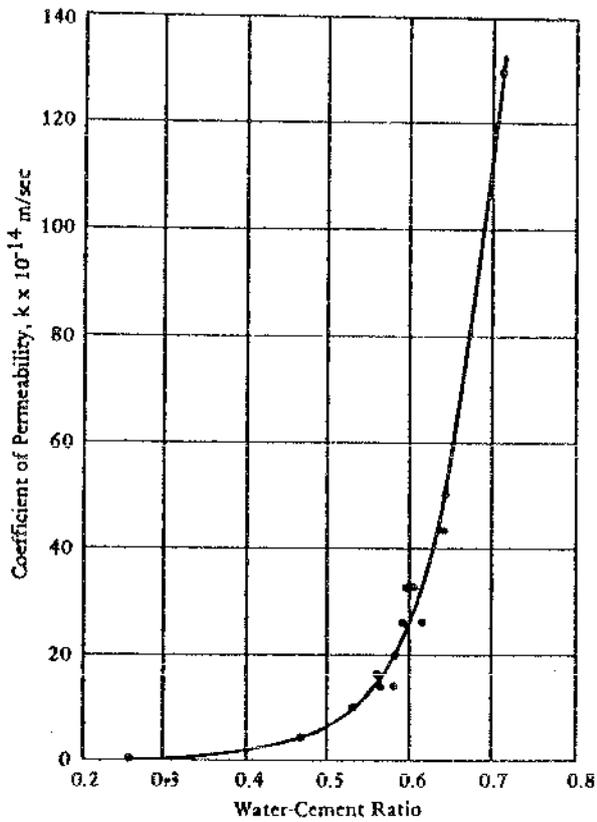
biente marino, alcune regole importanti citate dal Prof. Colleparidi nelle sue conclusioni: « a) limitare il rapporto acqua/cemento (0,45-0,50) per creare una struttura impermeabile e quindi inattaccabile come suggerito dalle normative internazionali; b) orientarsi verso cementi di per sé più resistenti ai solfati ed al dilavamento (cemento d'alto forno, pozzolanico, ferrico, ferrico-pozzolanico); c) compattare completamente il calcestruzzo aumentandone la lavorabilità; d) prevedere un copriferro di adeguato spessore (≥ 35 mm); e) limitare il contenuto di cloruro nelle materie prime (cemento, inerti, acqua e additivi) a 0,06% per il calcestruzzo precompresso ed a 0,10% per il calcestruzzo armato ».

Inoltre ricordo che, come è ben noto, additivi aeranti sono assai efficaci in climi freddi, perché la costituzione di una miriade di microbolle, diffuse nella massa, aumenta la resistenza al gelo.

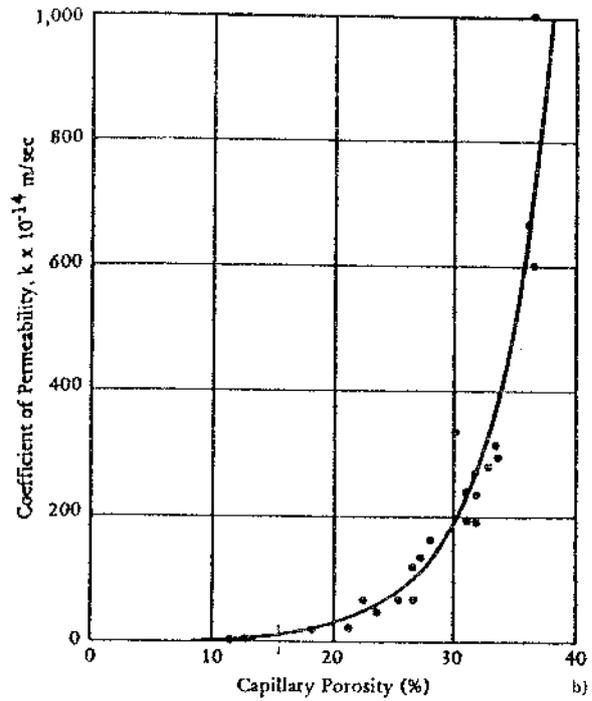
Ho voluto dare qualche cenno, seppure estremamente approssimativo e sommario, a tali questioni, esaurientemente trattate dal Prof. Colleparidi, anche per agevolare la citazione di certe ricerche effettuate all'estero.

c) In precedenza è stato accennato, relativamente alla durabilità del calcestruzzo, al ruolo essenziale che gioca la porosità. A tale proposito sono notevoli le lunghe esperienze di Heines presentate al citato congresso canadese [42]: sono state effettuate immergendo in mare, a profondità variabili (sino a 1500 m) sfere di calcestruzzo cave, e rilevando la quantità di acqua penetrata nel loro interno. I risultati di oltre 6 anni di misure hanno sostanzialmente confermato quanto già si sapeva sulla permeabilità in generale. La fig. 2 mostra la permeabilità in funzione del rapporto acqua/cemento, la quale si impenna oltre il valore 0,55-0,6; ma ben più decisiva è l'influenza della porosità che, per il valore 0,15 (il 10% è da considerare un traguardo limite per calcestruzzi stagionati), produce già un effetto paragonabile a quello che all'incirca si avrebbe spostando il rapporto A/C al valore 0,6. Infine la permeabilità tende ad estinguersi dopo il primo anno di immersione (fig. 3).

Notevoli sono le prove che si trovano illustrate da O'Neil negli Atti dello stesso congresso canadese [43], soprattutto nei confronti di ripetuti

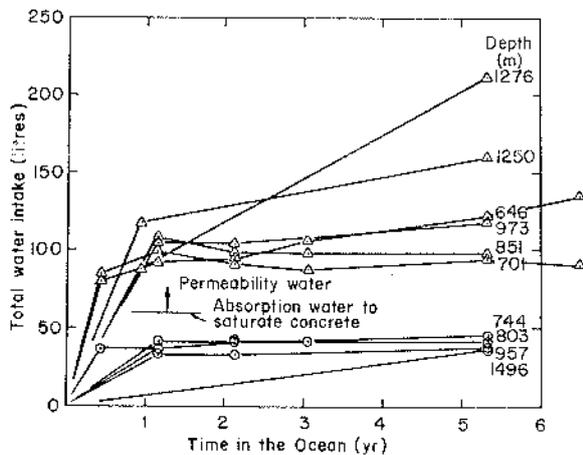


a)



b)

2 - a) Relation between permeability and water-cement ratio for mature cement pastes (93 percent of cement hydrated); b) Relation between permeability and capillary porosity of cement paste (da Heynes).



3

3 - Total water intake (absorption and permeability) for spheres in the ocean. Spheres of 1676 mm OD by 105 mm wall:
 ○ coated exterior;
 △ uncoated exterior.
 Accuracy of each data point is ± 7 liters (da Heynes).

geli e disgeli; per 25 anni sono state lasciate esposte all'azione delle maree 82 travi, aventi l'acciaio soggetto a vari livelli di tensione, e il calcestruzzo di una parte di esse trattato con additivi aeranti. Orbene le travi prive di tale trattamento si presentarono dopo 5 anni disgregate al punto da non rendere più significativa una prova a rottura; mentre le altre risultarono ancora valide al termine del periodo di osservazione. Pertanto risulta sostanzialmente confermato il notevole rapporto [20] redatto sotto la direzione di Gjörv, che nel periodo 1962-64 ispezionò un gran numero di strutture disseminate lungo la costa norvegese, e che nel successivo suo intervento al Simposio di Tbilisi [3] comunicò di aver constatato, ad opera del gelo, un deterioramento molto più grave nelle acque di mare che in quelle dolci,

comunque influenzato molto favorevolmente dalla presenza di additivi aeranti.

Sulle influenze, nel fenomeno di deterioramento in mare, determinate dall'entità del copriferro e dalla presenza di armature pretese e lente, ha riferito Bertrand in una monografia del 1978, apparsa negli Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics [31]. Si tratta di 80 travi esposte per 14 anni in parte nell'Atlantico e in parte nel Mediterraneo: le conclusioni non sono facili per l'elevato numero dei parametri in gioco; ma risulta senza dubbio confermata l'influenza determinante di un ricoprimento adeguato delle barre d'armatura, relativamente al quale si trovano date indicazioni.

In questi ultimi tempi, per il dilagare delle strutture offshore, si è acuita l'attenzione sul fenomeno della fatica per parti delicate delle strutture in acciaio (ad es., come diremo, per i grandi nodi che uniscono le aste tubolari dei tralicci delle piattaforme) e più propriamente per il calcestruzzo e per le saldature delle barre in esso contenute. Una relazione sul calcestruzzo precompresso soggetto a fatica è stata presentata al convegno BOSS 76 da Westerberg et al. [44] che hanno richiamato l'attenzione sulla delicatezza degli ancoraggi di fili post-tesi; lo stesso argomento è stato trattato anche da Gerwick nel congresso di Houston del '79 [45].

Sono inoltre rilevanti le prove, su pezzi metallici saldati e immersi in acqua di mare, illustrate al congresso di Houston da Booth [46] e da Waessen [47]: le loro conclusioni non sembrano pienamente concordanti; Booth ha trovato che il numero dei cicli di caricamento che provoca la rottura non è molto diverso per pezzi tenuti all'aria o in acqua di mare (fig. 4); secondo le esperienze di Waessen (fig. 5), le saldature risentono più sensibilmente della presenza dell'acqua

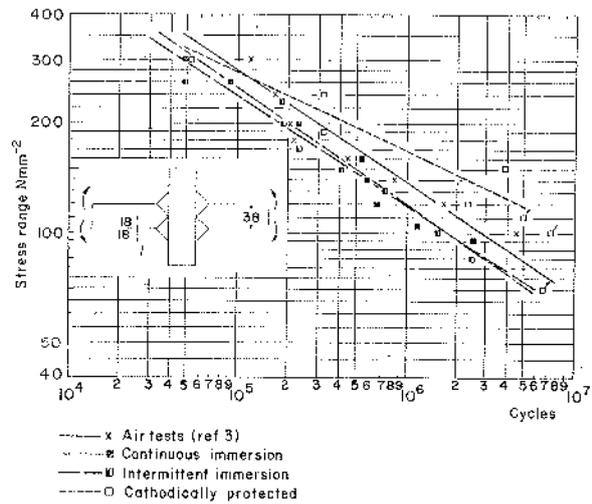
di mare. Però può essere interessante notare che furono dissimili gli stati di sollecitazione delle saldature provate dai due Autori: le prime essenzialmente per tensioni normali; le seconde per tensioni tangenziali (fig. 5). Inoltre furono forse non del tutto corrispondenti le qualità degli acciai.

b) Sulle proprietà del calcestruzzo in ambiente marino sono state presentate al nostro convegno altri tre interessanti contributi.

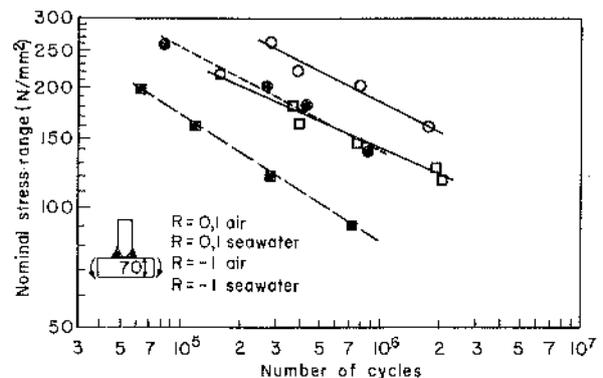
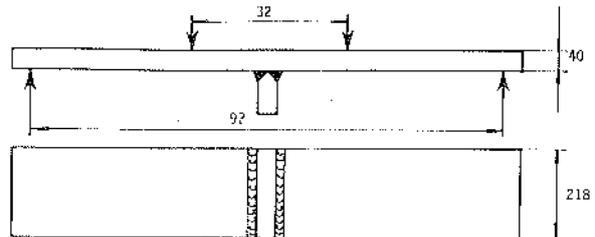
Gli Ingegneri Balatroni e Volta, in un loro rendiconto riguardante « Nuovi tipi di conglomerato cementizio per getti in presenza d'acqua - Le particolari caratteristiche dell'Idrocal », illustrano due particolari calcestruzzi, messi a punto per ottenere vantaggiosi requisiti in vista dell'impiego in acque marine. Tali requisiti consentono, per il primo tipo, di ottenere un comportamento tipicamente pozzolanico, pur con cemento Portland, migliorando per di più sensibilmente la permeabilità, il ritiro e la resistenza meccanica. Il secondo tipo, per il quale la Ditta interessata intende fare effettuare a Laboratori universitari una larga gamma di prove, presenta il notevole vantaggio di rendere assai meno temibili, rispetto a un calcestruzzo ordinario, i pericoli di dilavamento e dispersione dei getti effettuati in acqua, specialmente se questa è in movimento.

Relativamente all'« azione delle acque di strato sui cementi impiegati nell'attività di perforazione », gli Ingegneri Radenti, Ghiringhelli e Romano analizzano il problema dei danni che nel tempo si manifestano per i pozzi cementati. La cementazione è una delle operazioni più importanti e delicate del lavoro necessario per l'attivazione di un pozzo, ma purtroppo poco si conosce di ciò che può accadere nel tempo. Pertanto è stato a lungo ed estesamente esaminato (per circa 7 anni) il comportamento del cemento sottoposto anche all'azione di vari tipi di acque, nei confronti dei fenomeni di dilavamento, aggressione chimica e ritiro. I risultati dell'indagine svolta indicano che l'azione negativa delle acque di strato viene pressoché eliminata con l'impiego di cementi ad alta resistenza chimica o di tipo pozzolanico.

La fessurazione e la microfessurazione hanno importanza decisiva — lo abbiamo già rilevato — per la durabilità del calcestruzzo armato in acqua marina. Pertanto è di attualità notevole la circostanziata relazione dei Professori Noli e Radogna sull'« Impiego del conglomerato cementizio fibroso nelle opere marittime ». In tale loro lavoro, ricco di notizie e riflessioni interessanti (purtroppo non compreso nel volume degli Atti, essendo giunto con ritardo dopo essere stato regolarmente iscritto) si trovano esaminati all'inizio i problemi concernenti le cosiddette « opere di difesa a gettata », ossia quelle opere che, costruite per proteggere i bacini portuali dal moto ondoso, hanno il profilo a scarpata comprendente massi naturali (ora in genere evitati) o artificiali. Di questi ultimi, dotati di conformazione tale da consentire un loro mutuo concatenamento, si contano ormai numerosi tipi [19], tra i quali sono ormai ben noti i « tetrapodi » (che, credo, han trovato proprio ai nuovi moli foranei di Ravenna la loro prima applicazione italiana) e i « dolos ». Dei « dolos » gli Autori illustrano il complesso comportamento, che non di rado ha dato luogo a rotture durante la



4 - Results for transverse joints, stress ratio = -1 (da Booth).



5 - Fatigue behaviour of 70 mm T-shaped specimens (stress relieved) in air and seawater at stress ratios $R = 0,1$ and $R = -1$ (da Waessen ed al.).

collocazione in opera e in esercizio, pregiudicandone il favorevole funzionamento. Proprio per questi inconvenienti, si è cercato negli Stati Uniti (con ovvii riflessi su varie costruzioni marittime) di mettere a punto adeguate tecnologie, sperimentando tra l'altro l'impiego di calcestruzzo fibroso (dagli americani detto anche Wirand), ottenuto includendo nell'impasto fibre resistenti discontinue, in genere metalliche. Del calcestruzzo fibroso gli Autori illustrano e commentano accuratamente i parametri caratteristici, in vista per l'appunto dell'impiego per i dolos, mettendo in evidenza le differenze con il calcestruzzo normale, sia esso dotato o no di armature metalliche; e fornendo così un chiaro quadro generale, utile per orientare i necessari approfondimenti sperimentali. Relativamente ai quali mi sembra che, oltre al comportamento meccanico (in particolare nei confronti di azioni ripetute) sia non secondario l'accertamento di quello più propriamente chimico, in conseguenza dell'attacco operato dall'acqua di mare.

1.2. Cenno ad alcuni aspetti dei criteri di calcolo delle strutture marittime

a) Sulle strutture offshore sono state varate, in vari Paesi esteri, numerose istruzioni dai relativi enti preposti alle direttive e ai controlli; in tutti i testi che ho potuto consultare viene fatto esclusivo riferimento al metodo di calcolo semiprobabilistico agli stati-limite.

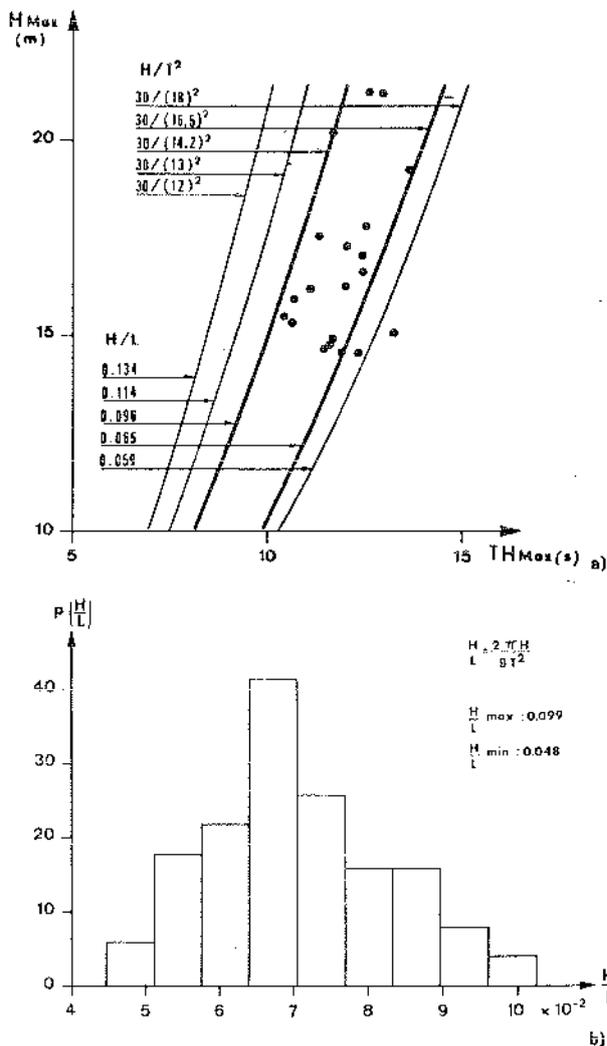
Mi sembra allora che sia spontaneo chiedersi quale sia la ragione di tale impostazione concordata da parte di Paesi che in non pochi casi hanno regolamenti ordinari differenti; anche perché tale impostazione non può non produrre notevoli riflessi sui criteri generali di calcolo di numerosi altri tipi di strutture marittime.

Ma per soffermarsi su qualche riflessione a proposito di tale quesito, può essere utile riportarsi per un attimo col pensiero ai due metodi attualmente in voga per l'analisi delle strutture, e in particolare per la definizione della loro sicurezza.

Il primo, ben noto, detto « delle tensioni ammissibili », presenta accanto a grandi pregi (in primissimo posto il pregio della semplicità e della chiarezza), alcuni limiti non secondari: innanzi tutto il fatto che, in una impostazione deterministica come l'attuale, gli effetti di tutte le cause di incertezze vengono fusi in un globale coefficiente di sicurezza, rendendo quindi il calcolo impotente a distinguere il peso, su coefficiente di sicurezza, di circostanze assai dissimili tra loro, quali ad es., la natura dei carichi e la frequenza delle loro applicazioni, l'essere la struttura isostatica o iperstatica. Poi, ma non secondariamente, il fatto che, a causa dell'ipotesi della dipendenza lineare tra effetti e cause, risulta ignoto l'effettivo coefficiente di sicurezza, relativamente al quale è possibile sapere soltanto che il suo valore, se non si verificano fenomeni di instabilità dell'equilibrio, in generale supera il rapporto tra la tensione di rottura e quella di esercizio.

E' ben noto che per superare almeno in parte tali lacune è stato introdotto il metodo semiprobabilistico agli stati limite, che affonda le sue radici sia nell'analisi probabilistica, sia nel calcolo a rottura; gli stati limite riguardano le condizioni estreme di resistenza e di stabilità dell'equilibrio della struttura e certe condizioni significative di esercizio che non debbono venire superate per non compromettere la durabilità e l'efficienza della struttura. E a commento di tale metodo è da osservare che, dovendo esaminare congiuntamente lo schema a rottura e gli schemi di esercizio, era necessario associare a detti schemi valori dei carichi e delle resistenze con essi coerenti; ma per graduare tali valori era anche necessario stabilire tra essi un termine di confronto, che sul piano razionale non poteva essere altro che quello della loro probabilità. E con ciò insomma intendo dire che le valutazioni della sicurezza e della probabilità dei dati sono legate strettamente nell'ambito della logica del procedimento.

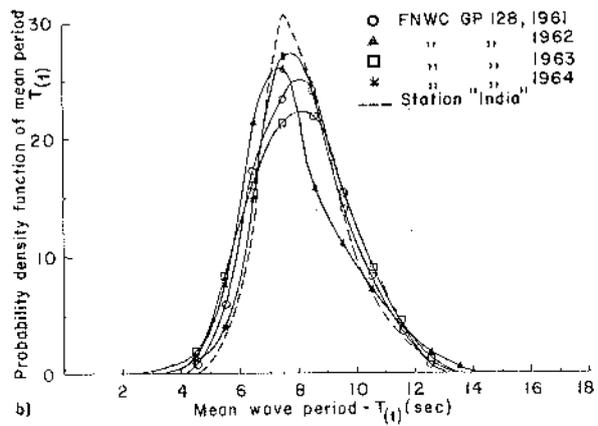
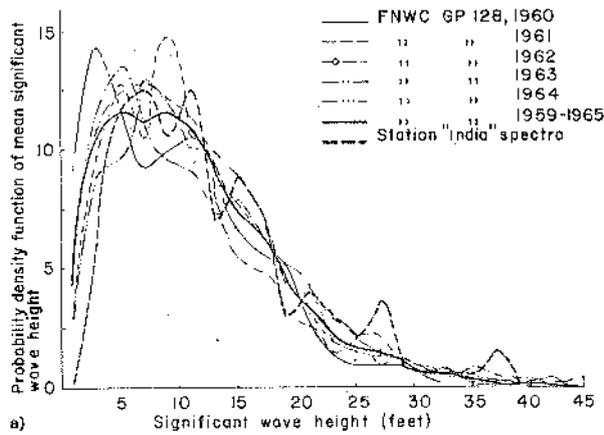
Chiaramente, del metodo degli stati limite si avverte tanto più fortemente la necessità di impiego quanto più la valutazione della sicurezza si affaccia come elemento di giudizio determinante del progetto. Ciò avviene soprattutto quando, nel progetto, non è che si debba prevedere lo stato di crisi connesso con un aumento del normale carico di esercizio, ma si deve mettere in conto



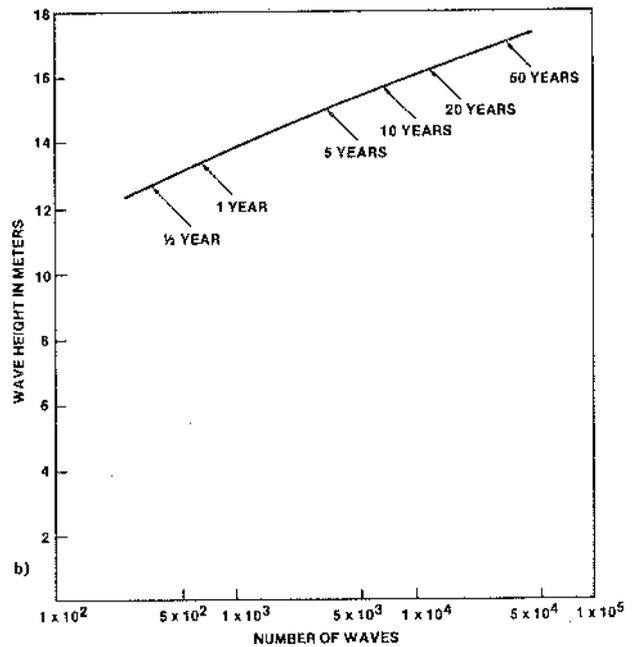
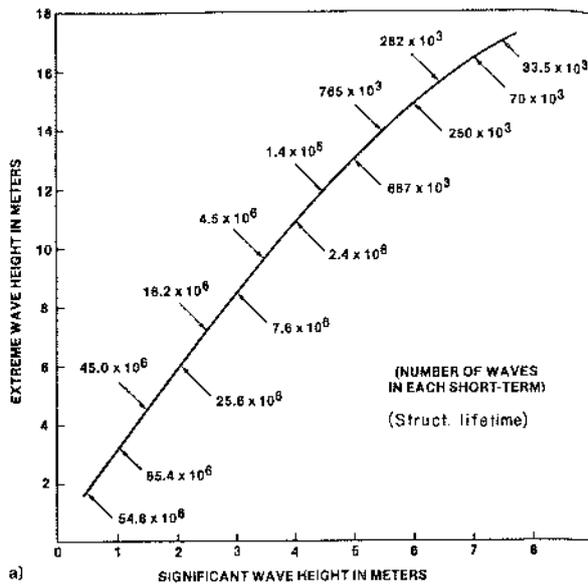
6 - a) Zero-up crossing waver for maximum height in each of 21 storms; b) Probability density of wave steepness for wave heights greater than 16 m, estimated from a sample of 79 waves (da Ahren ed al.).

un evento di carattere del tutto diverso ed eccezionale, nei confronti del quale è gioco forza ammettere che in qualche sezione si attinga un comportamento marcatamente plastico, per cui cade la validità del calcolo lineare, e cade quella del metodo delle tensioni ammissibili. Questo per l'appunto si verifica per le costruzioni in zona sismica; e si verifica anche per le strutture offshore, per le quali si deve prevedere l'onda eccezionale, e frequentemente il terremoto. Pertanto è stata logica l'impostazione alla quale si sono ispirate le citate istruzioni; discorso diverso è quello che in casi complessi, densi di iperstaticità, ci si trovi poi costretti a non perdere di vista il metodo delle tensioni ammissibili.

Inoltre è da dire che, nei confronti del metodo agli stati limite, esisteva una sorta di propensione naturale già maturata in alcuni calcoli applicati correntemente per certi tipi di strutture marittime. Infatti, ad es., per i muri di difesa funzionanti a gravità si impongono sempre le verifiche di equilibrio ultimo, dovendo controllare che la risultante di tutte le azioni cada all'interno della platea d'appoggio, e dovendo verificare — per intenderci, con i metodi alla Fellenius o alla Kranz — l'equilibrio girevole di intere falde cilindriche di terra, comprendenti al loro interno le strutture. Può essere opportuno notare anche la fre-



7 - a) Probability density function of significant wave height over the years around Station India; b) Probability density function of mean wave period over the years around Station India (da Chen et al.).



8 - a) Extreme wave height for various significant wave heights; b) Extreme wave heights as function of wave cycles for a significant wave height of 7,5 m (da Ochi et al.).

quente contraddizione, applicando il metodo delle tensioni ammissibili nel progetto dei muri di contenimento del terreno, di considerare i diagrammi delle spinte attive e passive con i valori secondo Coulomb-Rankine corrispondenti all'equilibrio ultimo del terreno sostenuto dal muro, quindi corrispondenti anche ai notevoli spostamenti necessari affinché si sviluppino quegli stessi valori; poi di calcolare con tali diagrammi lo stato di esercizio, per il quale gli spostamenti hanno in genere valori molto più limitati, quindi non tali da giustificare il diagramma di carico che viene usualmente adottato.

b) Ho già accennato che per le strutture marittime, e in particolare quelle offshore, ha grande importanza la conoscenza dei dati sulle onde. Ricordo alcuni dei numerosissimi lavori.

Arhan et al., in una memoria presentata al congresso Houston 79 [48], hanno fornito, da numerose registrazioni nel Mare del Nord, il periodo dell'onda in funzione dell'altezza (fig. 6). Chen et al. hanno comunicato allo stesso congresso [49] i risultati di 20 anni di registrazioni, effettuate in varie stazioni meteorologiche, sulle caratteristiche delle onde e sul vento (fig. 7).

Stati dell'arte riguardanti specificamente le onde sono stati svolti da Milgram (conv. BOSS

76) [17] e da Lighthill (conv. BOSS 79) [18].

In un interessante lavoro presentato al congresso di Houston del 1979 [50], Ochi ha esaminato quali siano le caratteristiche delle onde da adottare per le strutture offshore (in particolare la fig. 8 riporta il numero delle onde più alte di 7,5 m in funzione del periodo di osservazione). Nella stessa nota [50] è ricordato un interessante lavoro di Nordenström.

Van Koten, occupandosi del problema della fatica per le strutture marittime [51], espone utili dati sul vento e sulle onde, ed esamina gli effetti sui piloni; dati sulle onde si trovano anche nell'art. di Lee [34], riguardante la piattaforma Ekofisk. Ramberg ha confrontato e discusso i risultati di calcoli e di esperienze concernenti gli effetti d'onda su corpi cilindrici [52]; analogamente Boreel [53]; indicazioni si trovano sulle raccomandazioni FIP [9] (tra l'altro, per il Mare del Nord si trova indicata, per l'onda secolare, $H = 30$ m, $T = 15$ s). Un'esposizione chiara, relativamente al calcolo degli effetti delle onde su corpi cilindrici, si trova nel cap. 8 dell'opera di A.T. Ippen [23].

Infine, relativamente all'azione del vento sulle strutture offshore, Boonstra ha riferito di misure fatte alla catena di ormeggio di una piattaforma galleggiante [54].

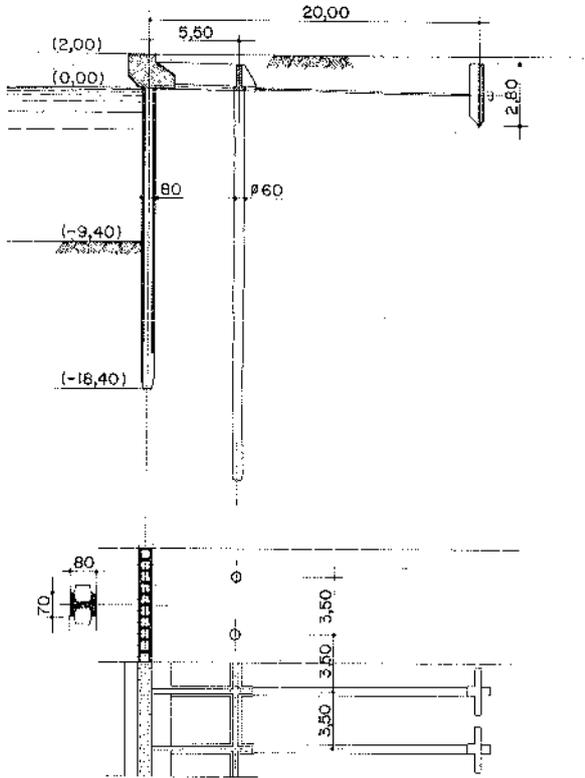
2. STRUTTURE MARITTIME

2.1. Opere di riva

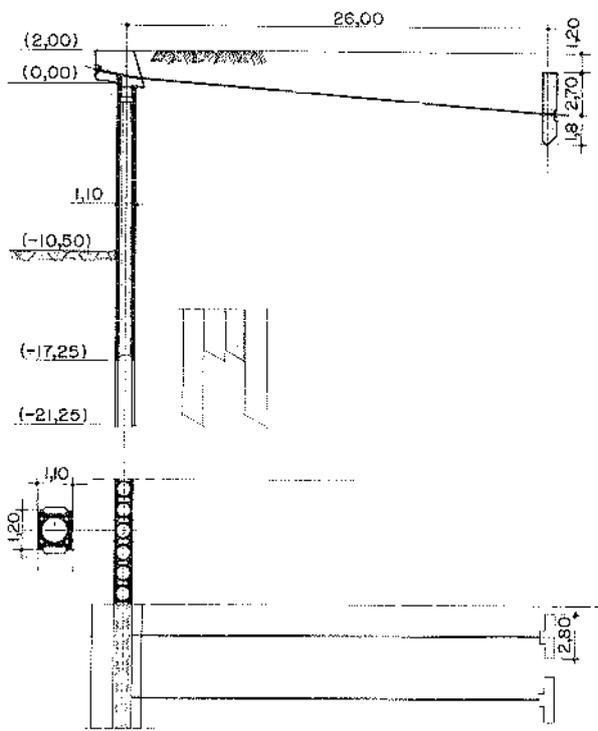
a) Sono strutture continue costruite per l'approdo o la difesa. In genere, quando non si abbiano condizioni eccezionali che richiedano soluzioni massicce o a cassoni cellulari di c.a., vengono realizzate con pareti di solito ancorate in sommità. Per tali pareti i vincoli resistenti alle azioni orizzontali, applicate dal terrapieno e dai relativi sovraccarichi, vengono attuati tanto dal suolo entro il quale è infissa la parte inferiore, quanto da

strutture retrostanti d'ancoraggio. La paratia può essere composta con elementi prefabbricati (palancole di acciaio o di c.a. ordinario o precompresso); oppure, se di c.a., « terebrata », ossia costruita interamente in opera, effettuando i getti entro scavi realizzati con sonde o con benne, e mantenuti aperti impiegando fanghi bentonitici.

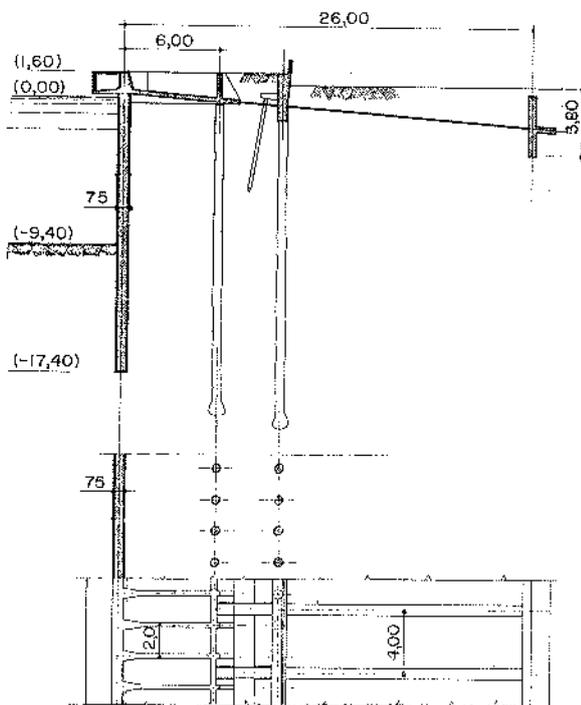
Lo schema di paratie ancorate può essere realizzato in vari modi: le figure 9 e 10, ad es., riguardano due banchine prefabbricate sul canale Corsini, delle quali la prima è del tipo consueto (a parte l'impalcato retrostante reso opportuno dal-



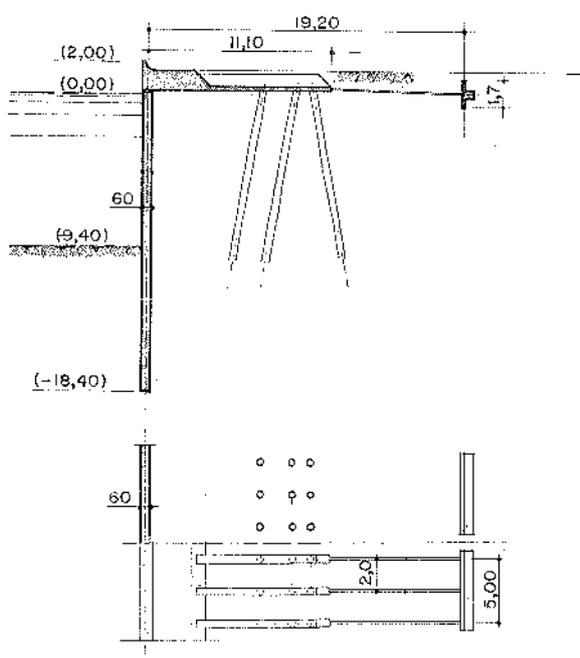
9 - Banchina International Docks, Ravenna, Impresa C.M.C.



10 - Banchina Dante, Ravenna, Impresa C.M.C.



11 - Banchina centrale termoelettrica, Ravenna.

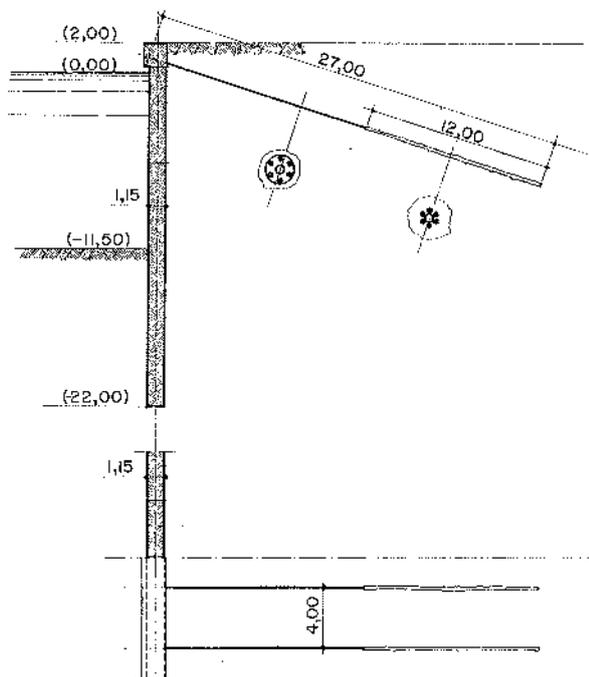


12 - Banchina ANFC, Ravenna, Impresa C.M.C.

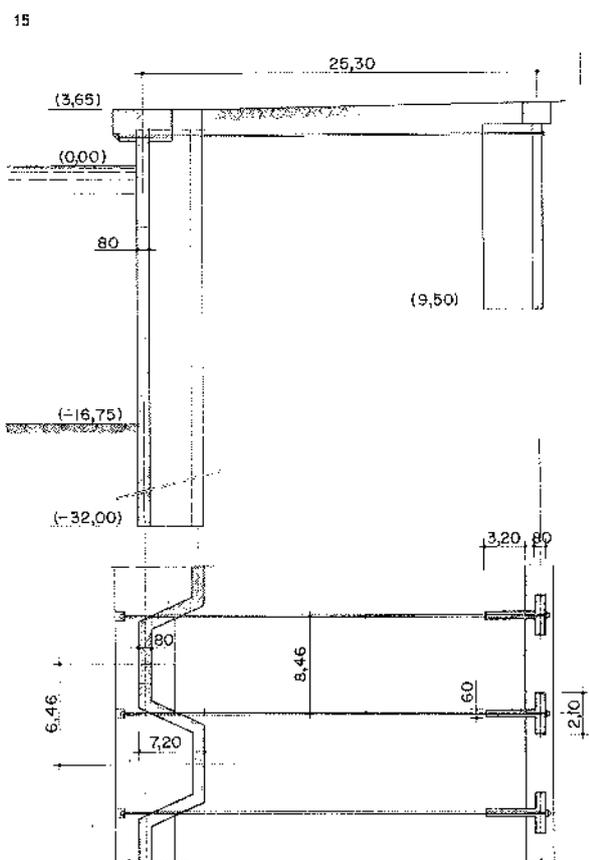
l'entità dei sovraccarichi) con palancole non pre-compresse aventi la sezione a doppio T; la seconda, con palancole pre-compresse a sezione tubolare. Ma anche effettuando i getti in opera, la sezione può venire variamente modellata: s'intende che la soluzione più frequente è del tipo delle paratie delle figure 11, 12, 13, le quali hanno la parete di spessore costante e si differenziano soltanto per il sistema di ancoraggio; però la parete può essere irrigidita con nervature (fig. 14), o venire costruita a linea spezzata (fig. 15); oppure estendersi al punto da rendere superflui gli ancoraggi (fig. 16b),

giungendo, in casi eccezionali (come quello della fig. 16a, relativo a una banchina in Gran Bretagna, avente un battente d'acqua di circa 30 m), a costituire con le solette una sezione chiusa.

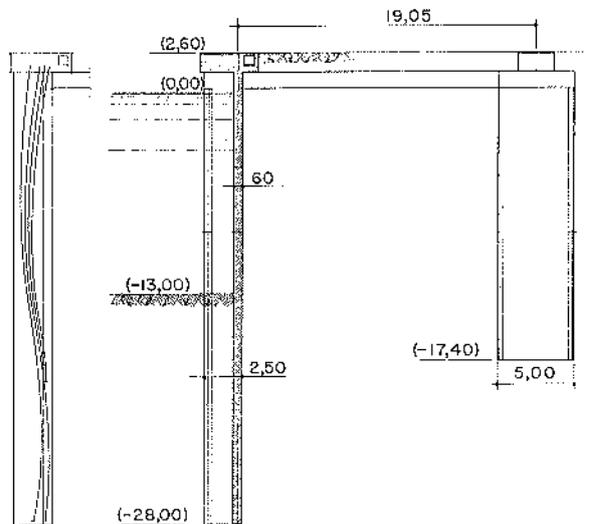
Tutti questi tipi di paratie (fatta eccezione per i due ultimi) ammettono calcoli e criteri sostanzialmente analoghi, che si trovano illustrati nei testi specialistici. E fra i testi aventi carattere più pratico, ritengo che meriti citazione particolare il notevole lavoro svolto dalla Commissione fondata dalla «Hafenbautechnischen Gesellschaft» (Società per l'ingegneria portuale) di Amburgo, du-



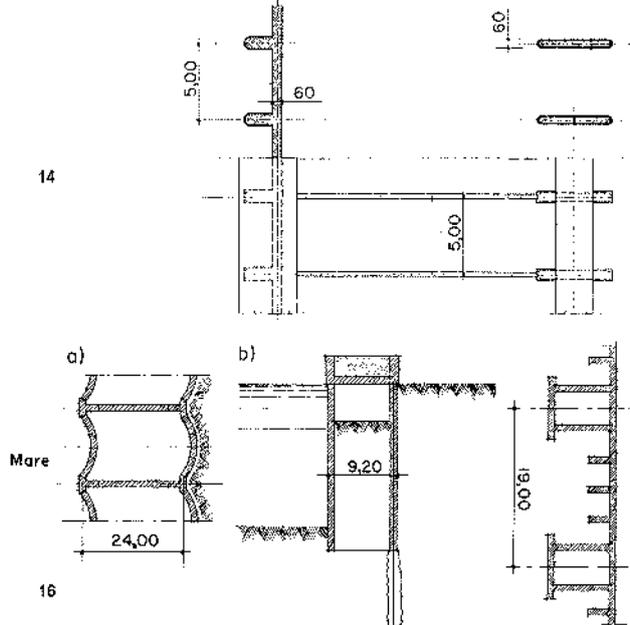
13



15



14



16

13 - Banchina Ferruzzi, Ravenna, Impresa Trevisani; 14 - Banchina «Emilia», Porto Marghera, Impresa Astaldi; 15 - Paratia in opera, porto di Bristol (da Travaux, Ottobre 1977); 16 - Banchina in Gran Bretagna (da Travaux, Ottobre 1977).

rante la presidenza del compianto Prof. Agatz: il primo rapporto di tale Commissione permanente venne pubblicato nel 1955, sotto forma di raccomandazioni, dalla rivista «Die Bautechnik» (fasc. 12); poi di tali raccomandazioni seguirono varie edizioni aggiornate (l'ultima è recentissima, «Eau 1980»), tradotte anche in lingua inglese [10].

b) Relativamente ai procedimenti di calcolo per le paratie ancorate, può essere opportuno ricordare che le azioni del terreno attive e passive agenti

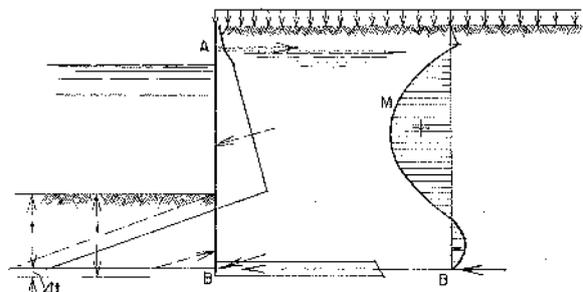
su di esse dipendono, in misura che può essere notevole, da numerose circostanze, la cui influenza è stata saggiata con un gran numero di prove, delle quali restano memorabili quelle di Terzaghi (1934), di Tschebotarioff (concluse nel 1948) e di Rowe (1952).

Relativamente alle spinte hanno notevole importanza i movimenti della paratia, che debbono essere di entità sensibile per mobilitare i valori limiti delle stesse spinte (e principalmente di quelle passive); quindi ha particolare influenza la lunghezza del tratto infisso rispetto a quella complessiva, e anche la deformabilità della struttura. Ma oltre a ciò possono risultare determinanti, ad es., il sistema costruttivo (in particolare la pretesione del tirante); la formazione di archi nel terreno retrostante, quando la deformabilità della paratia sia notevole e invece siano abbastanza rigidi la sommità e l'incastro; i movimenti delle acque di filtrazione; l'essere il terreno sabbioso o argilloso; le ridistribuzioni nel tempo delle pressioni, specialmente per terreni argillosi.

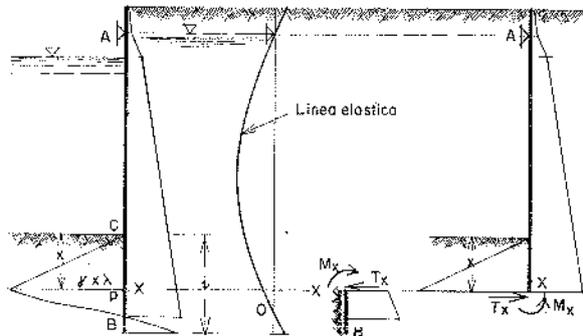
Per cui nei calcoli è già molto se è possibile ritenere credibile l'ordine di grandezza delle sollecitazioni; ed è inutile e dannoso complicare le cose, quando le incertezze di fondo e le primarie ipotesi rimangano sostanzialmente le stesse.

Ma venendo a un cenno su alcuni noti procedimenti di calcolo, validi però per terreni incoerenti, è chiaro che nel caso di paratie bene vincolate nel terreno possono essere considerati praticamente estinti i movimenti per la sezione di base. Quindi, nell'ipotesi di un buon incastro nel terreno, con il metodo semplificato di Blum, che è uno dei procedimenti più in uso, si considera la paratia soggetta alle spinte attiva e passiva (fig. 17); e la profondità d'infissione incognita t viene determinata ponendo che risulti nulla la rotazione della sezione di base B ad opera delle sole spinte, considerando nullo il momento flettente in B (ma non lo sforzo tagliante). E' chiaro che, così facendo, i valori delle sollecitazioni risultano indissolubilmente legati alla lunghezza t ottenuta dal calcolo, la quale viene poi leggermente maggiorata (di solito della quantità $\Delta t \approx 0,2 t$) per rendere legittima la presenza dello sforzo tagliante. La lunghezza totale i risulta in genere non di poco superiore al valore minimo i_{min} richiesto per l'equilibrio giretorio della paratia. Inoltre può a prima vista lasciar perplessi il fatto che il diagramma delle spinte passive venga ritenuto completamente mobilitato anche nel tratto inferiore della trave e che addirittura attinga il suo massimo valore in B, ove lo spostamento è supposto nullo; ma è da dire che, in generale, se si adotta la lunghezza i , sono attendibili i risultati forniti da tale procedimento, che viene in pratica attuato semplicemente, annullando, come si è detto, la rotazione dell'estremità B della trave A-B semplicemente appoggiata.

Un procedimento generale di verifica, valido per qualunque valore della lunghezza i (purché, s'intende, superiore al valore minimo (i_{min}) indispensabile per l'equilibrio) [55], si può attuare supponendo che per un primo tratto x della parte infissa, prossimo alla quota di dragaggio (fig. 18), il terreno, completamente plasticizzato, abbia attinto tutte le sue riserve di resistenza (ossia si trovi sottoposto alla spinta passiva limite), coerentemente con la circostanza che in tale tratto gli



17



18

spostamenti sono notevoli; e che al di sotto di x si manifesti invece un comportamento elastico, interpretabile con l'ipotesi di Winkler. Il procedimento si attua con semplicità separando la trave alla quota x , ed esplicitando le azioni interne T_x , M_x ; tali due azioni e la lunghezza x vengono quindi determinate con tre condizioni: una di equilibrio giretorio della trave A-X rispetto al punto A; la seconda, di congruenza alla rotazione, relativamente ai due tratti di paratia divisi dalla sezione X, in corrispondenza di tale medesima sezione; e infine la terza condizione che per la profondità x la spinta passiva $\gamma x \lambda_p$ eguagli il valore, in X, che compete al comportamento elastico del tratto X-B. Si ottiene in tale modo un sistema di tre equazioni non lineari che può essere risolto per iterazione.

La critica che può essere mossa a tale metodo è connessa con le note carenze insite nell'ipotesi di Winkler, soprattutto per quanto riguarda il valore del coefficiente di sottofondo k ; ma a tale proposito è da osservare che il valore di k influenzerà in genere limitatamente i valori delle sollecitazioni. Ovviamente il metodo consente di tener conto di un cedimento dell'ancoraggio.

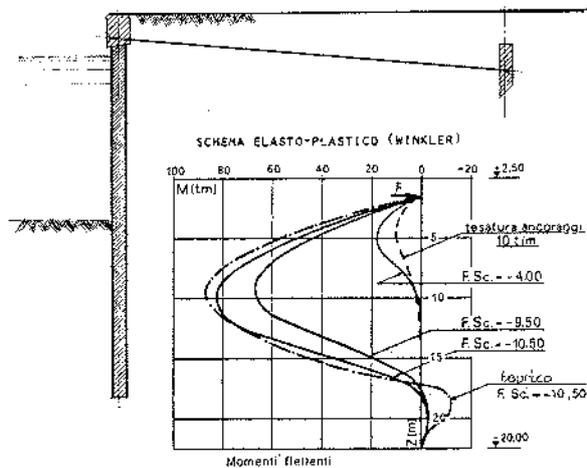
Se si adotta $k = \infty$, i risultati coincidono con quelli del metodo di Blum; e ciò è ovvio perché, supponendo il suolo infinitamente rigido, i movimenti della sezione X risultano nulli, e sopra la sezione X agisce la spinta passiva col suo maggior valore.

Il calcolo delle paratie ancorate può essere effettuato utilizzando anche la tecnica degli elementi finiti per tener conto, quando si voglia, di più sofisticati diagrammi costitutivi del terreno; in proposito sono stati pubblicati recentemente vari lavori, tra i quali ricordo quelli di Bierrum et al., presentato al congresso di Madrid del 1972 [56], di Barla et al., e di Bertero e Lancellotta, del 1979 [57].

c) In merito al comportamento delle paratie ancorate, i Professori Ceccoli, Chiarugi, e gli In-

gegneri Bertero e Marcellino hanno presentato al nostro convegno i risultati di una loro notevole « Indagine teorico-sperimentale di diaframmi continui di conglomerato gettati in opera e parzialmente precompressi ». Precisamente, il lavoro si riferisce agli studi, protratti per oltre due anni, su una paratia ancorata, costruita nel porto di Ravenna, le cui essenziali caratteristiche sono indicate nella fig. 19. Può essere opportuno ricordare inoltre che il fondale è circa a 9 m, e che i tiranti sono stati pretesi, prima di dare inizio alle operazioni di dragaggio, sino a raggiungere un valore dello sforzo pari a circa il 75% di quello massimo di calcolo; e che il diaframma è stato realizzato per strisce (a tutt'altezza, larghe 4 m), impiegando la consueta tecnica dei fanghi bentonitici. L'opera è di calcestruzzo armato ordinario; tuttavia alcune delle sue strisce sono state pre-compresse, allo scopo di rendere, nella zona maggiormente inflessa, il momento di prima fessurazione superiore a quello di esercizio.

Le accurate indagini eseguite dagli Autori hanno mirato a un duplice scopo: da un lato determinare l'effettivo stato di sollecitazione, e confrontare i comportamenti con e senza la precompressione, perché per questa sussisteva il dubbio che la presenza del terreno potesse vanificarla sensibilmente. D'altro lato, confrontare le sollecitazioni misurate con quelle ricavabili impiegando i tre procedimenti di calcolo precedentemente illustrati; e ricordo che, relativamente al terzo procedimento, basato sull'impiego degli elementi finiti, il diagramma costitutivo (pressioni efficaci-spostamenti) è stato assunto di tipo bilineare, corrispondente quindi alle due fasi di elasticità e plasticità assolute. Relativamente alle esperienze sono



19 - Paratia ancorata, Ravenna (da Ceccoli ed al.).

stati rilevati, in vari punti, spostamenti orizzontali, rotazioni e dilatazioni; queste ultime lasciando immerse nei getti aste estensimetriche. Sono state inoltre effettuate estese indagini geognostiche, per assegnare valori probanti ai dati necessari agli sviluppi calcolativi. Chiare e interessanti conclusioni coronano il lavoro; in sostanza il metodo di Blum può condurre a sopravvalutare l'effetto dell'incastro; ottimo è invece l'accordo, ottenuto per il caso esaminato, tra i valori misurati e quelli ottenuti con gli altri due procedimenti; nella stessa fig. 19 sono riportati i diagrammi dei momenti flettenti effettivi e di quelli calcolati con il secondo procedimento. Infine i risultati hanno confermato l'efficacia della precompressione.

Strutture marittime: studi e ricerche

RELAZIONE GENERALE: PROF. ING. PIERO POZZATI

Parte Seconda (*)

2.2. Opere lontane dalla riva: le strutture offshore

a) Nel 1959 ebbe inizio la scoperta dei grandi giacimenti petroliferi nel Mare del Nord, purtroppo situati sotto fondali profondi, che richiedevano spesso strutture e impianti molto più impegnativi di quelli già sperimentati a quel tempo in altri mari, principalmente nei Golfi Persico e del Messico.

Per estrarre, immagazzinare e trasferire il greggio, fu allora necessaria la realizzazione di strutture offshore, spesso collocate in punti lontanissimi dalle coste, in condizioni ambientali proibitive. Nel braccio di mare tra l'Inghilterra e la Norvegia, nel solo periodo 1973-78, vennero realizzate 13 piattaforme fisse; emergenti da fondali profondi da 70 a 153 m, sorrette da piloni altissimi, che avevano per fondazioni grandi piastre cellulari, utilizzate in genere come serbatoi, e atte ad assicurare l'equilibrio con semplice comportamento « a gravità »; ed ebbe così inizio una corsa, ancora in atto, verso il gigantismo, indubbiamente intrepida, ma costellata di ansie e di pericoli.

Capostipite di tali gigantesche opere, e rilevante per concezioni strutturali e innovazioni, fu la piattaforma Ekofisk [58], progettata dalla Società inglese Doris e realizzata in collaborazione con imprese e tecnici norvegesi (figg. 20, 21). Costruita nel fiordo di Stavanger, in Norvegia, poi rimorchiata a costruzione avanzata e messa in opera nel 1973 a 70 m di profondità, pesa complessivamente 215.000 t, ed ha una capacità di stoccaggio di 160.000 m³. E' protetta da uno scudo cilindrico forato frangiflutti, ideato da Jarlan.

Ma una delle più mastodontiche piattaforme è quella del giacimento Ninian, posata su un fondale profondo 136 m (figg. 22, 23) [59]; la fig. 24 dà l'idea dell'imponenza del cantiere e la fig. 25 mostra l'operazione di rimorchio, protrattasi per oltre 100 miglia, quando la struttura, pressoché completa, pesava all'incirca 600.000 t.

L'Ekofisk e la Ninian sono costituite, in sostanza, da una sola grande torre, ma la maggioranza delle piattaforme dispone di quattro o tre piloni, di forma in genere affusolata. Un esempio notevole di tale tipo è l'opera in c.a.p. a Dunlin, su un fondale di 151 m (fig. 26) [60]. La fig. 27 mostra il traino con i rimorchiatori.

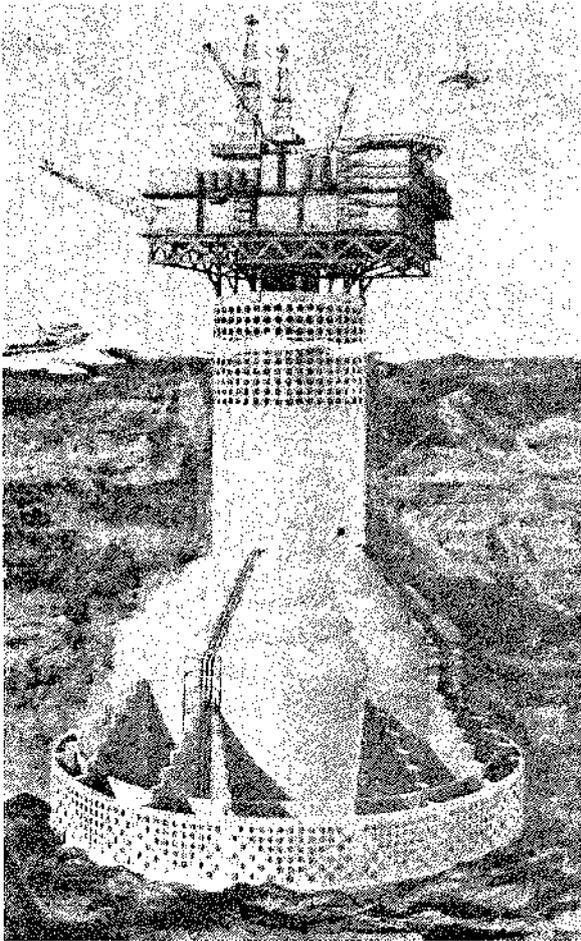
Per fondali profondi sino a 200 m, la Tecnomare ha progettato una piattaforma interamente di acciaio, che ritengo meritevole di essere citata, anche nell'ambito del nostro convegno dedicato alle strutture di c.a., per i suoi istruttivi pregi di leggerezza e di rapidità di installazione. La fig. 28, estratta da un riferimento al congresso di Londra dell'ottobre 1976 [61], mostra le caratteristiche salienti del progetto, le cui prime realizzazioni vennero attuate per il giacimento di Loango, al largo delle coste congolese, con fondali di circa 90 m; la prima di tali unità venne installata nel 1976, dopo un viaggio di oltre 8000 km, durato circa tre mesi (fig. 29); inoltre dalla Tecnomare è stato studiato un tipo « ibrido », con serbatoi di c.a. [62].

Anche nelle acque americane ci si è spinti verso fondali sempre più profondi, raggiungendo ~ 260 m di pescaggio con la piattaforma metallica Hondo, avente la torre a traliccio (del cosiddetto tipo « jacket »), installata nel 1977 dalla Exxon nel canale di Santa Barbara, le cui proporzioni sono indicate significativamente nella fig. 30, estratta da un articolo di Koonce al congresso BOSS 76 [63]. Ma poco tempo dopo la Shell ha realizzato, nel Golfo del Messico, la piattaforma Cognac, la quale raggiunge 312 m; non ha quindi sosta la corsa verso profondità marine sempre maggiori.

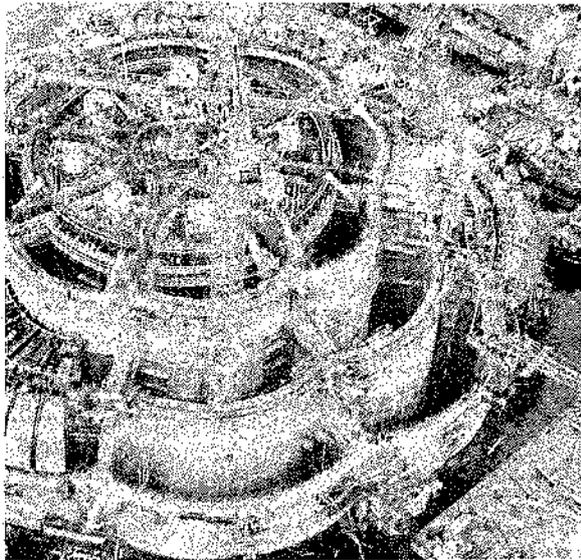
Tuttavia per profondi fondali si stanno facendo studi ed esperimenti per perfezionare tipi di installazioni diversi dalle ciclopiche piattaforme fisse a gravità, con fondazioni dirette o su pali. Qualche cenno, benché si tratti di strutture sostanzialmente metalliche, può essere utile per illustrare gli attuali orientamenti: si è pensato di irrigidire con stralli la torre della piattaforma (« guyed tower ») secondo una proposta denominata Hideck [64] (fig. 31), già definita dalla Exxon in un progetto (relativo a un fondale di 460 m) per il quale è stato costruito un modello in scala 1/5, quindi di quasi 100 m di altezza. S'intende che con tale soluzione i periodi propri fondamentali si elevano notevolmente, rispetto ai 2 ÷ 4 sec presentati dalle piattaforme citate in c.a., e possono attingere valori di alcune decine di secondi, da considerare con grande attenzione in vista del presumibile periodo proprio dell'onda eccezionale, dovendo riuscire a scavalcare nettamente la zona compresa tra i periodi più temibili degli spettri dei sismi e delle onde, indicati ad es. nella fig. 32 presa dalla relazione di Gerwick

(*) La prima parte della relazione, è stata pubblicata nel n. 1/1982 del Notiziario AICAP.

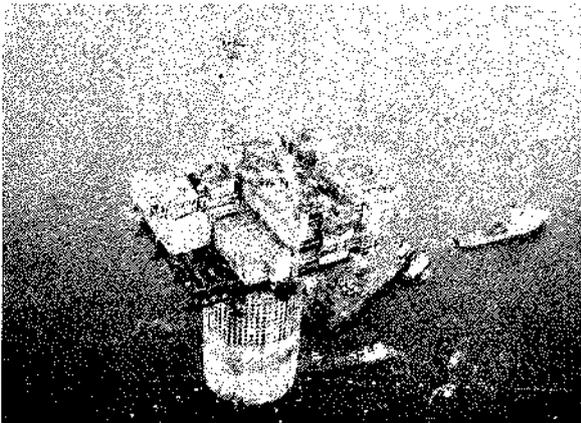
23



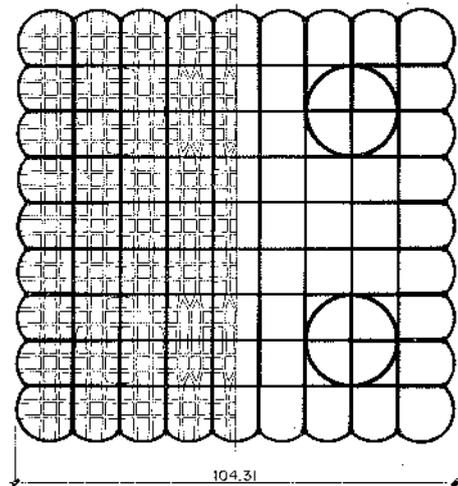
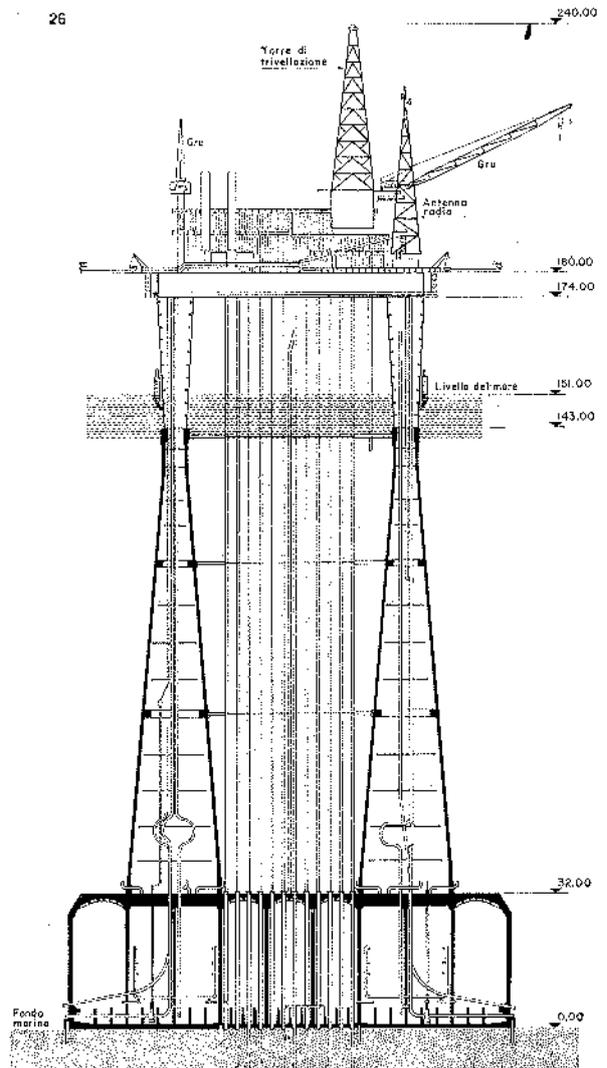
24



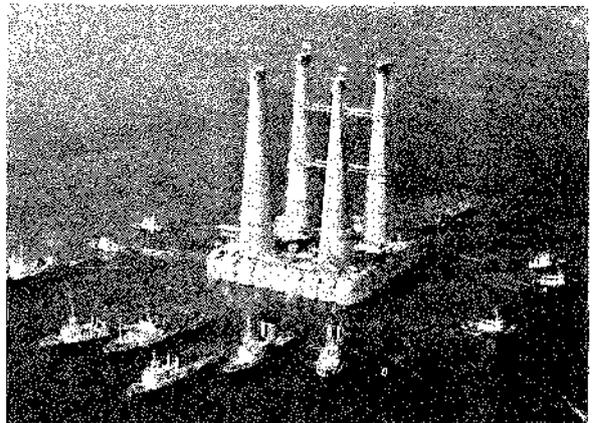
25

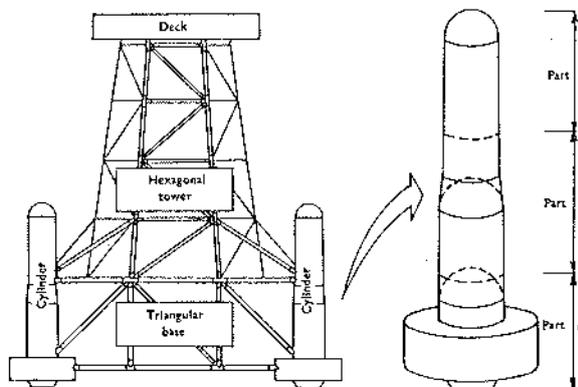
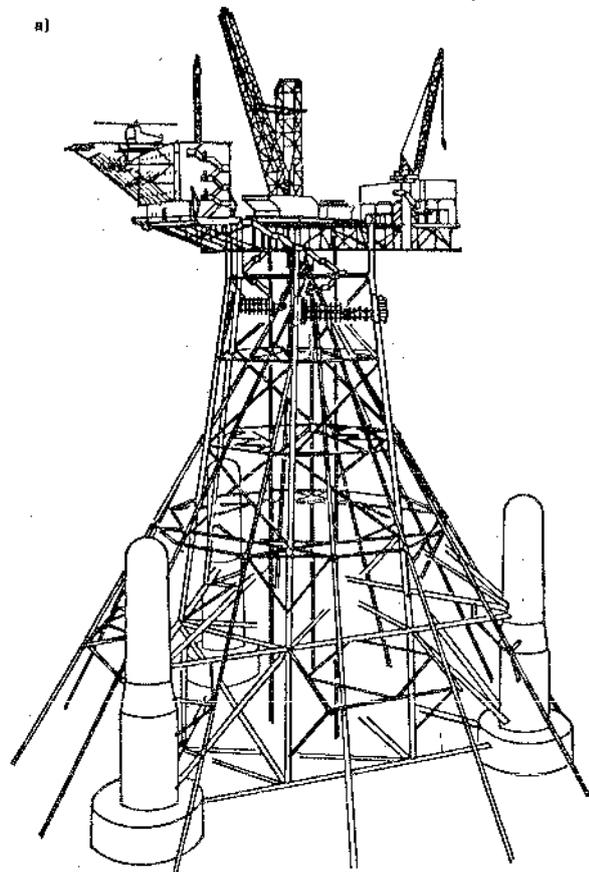


26

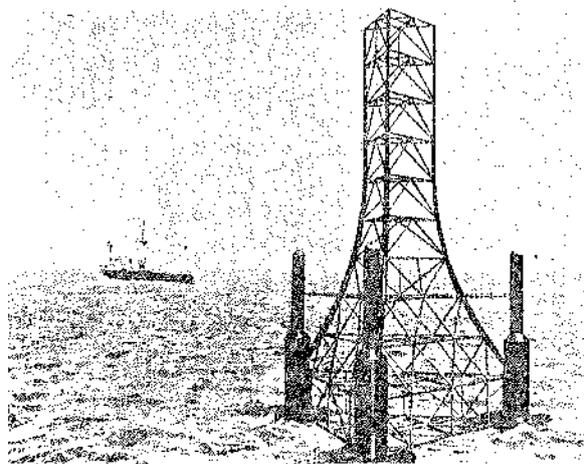


27

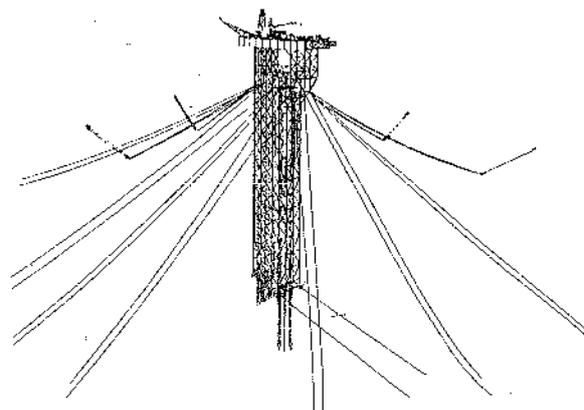




28 - Steel gravity platforms: a) Axonometric view of drilling platform; b) platform and cylinder main components (da Lalli).



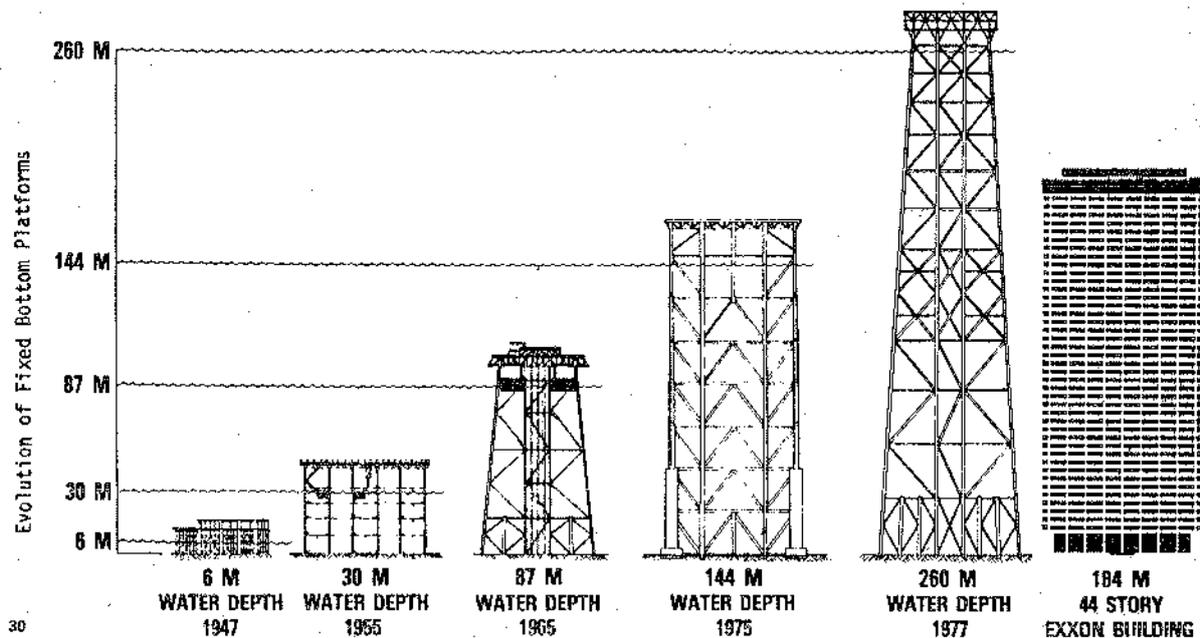
29 - P200 platform under tow (da Lalli).

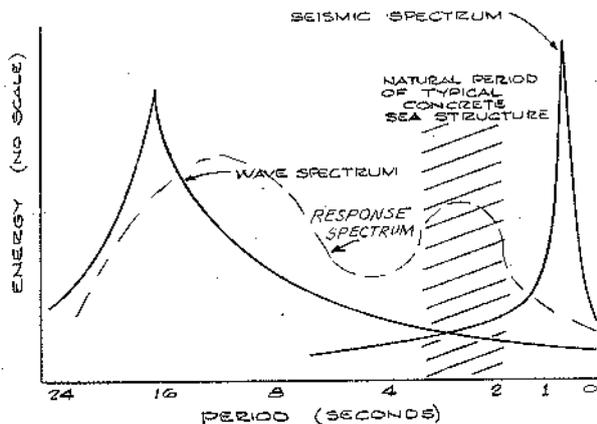


31 Pile founded guyed tower with HDECK.

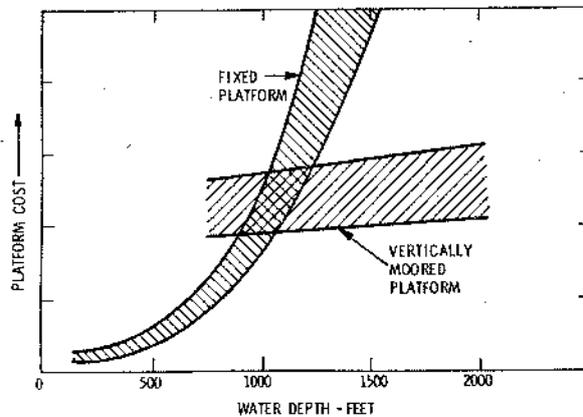
il raggiungimento di fondali sugli 800 m (fig. 36) [70]; ed è da notare che tali progressi comportano una scia di gravi problemi, in particolare per le condotte, relativamente alle quali ricordo il lavoro di Maier [40] e la relazione di Bianchi, concernente l'arduo attraversamento dello Stretto di Messina con il gasdotto che parte dall'Algeria [71].

Chiudo queste notizie generali ricordando la necessità di dovere adottare piattaforme conformate in modo speciale nelle zone infestate dai ghiacci (si veda, ad es., la relazione di Gerwick [65]).

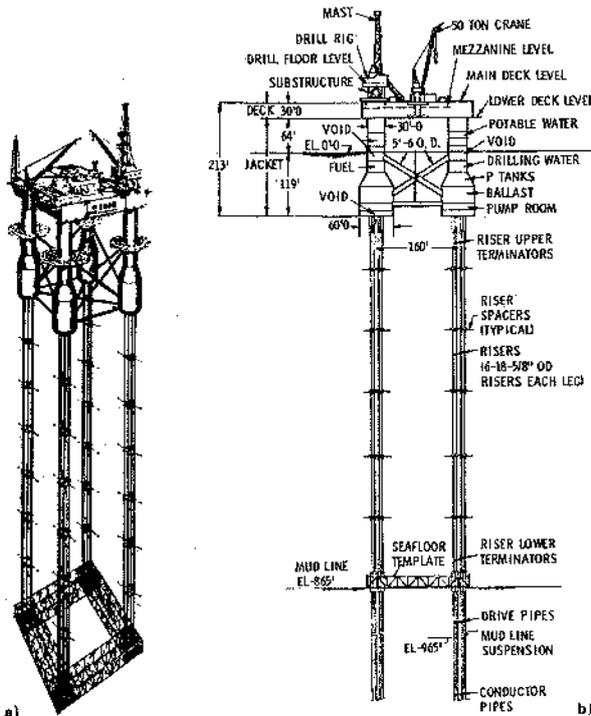




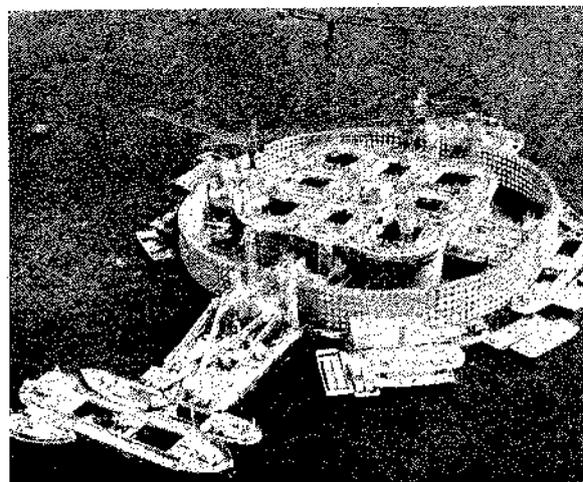
32 - Excitation and response period of typical concrete sea structure (da Gerwick).



34 - Cost comparison (da Berman et al.)



33 - a) The vertically moored platform; b) VMP elevation (da Berman et al.).

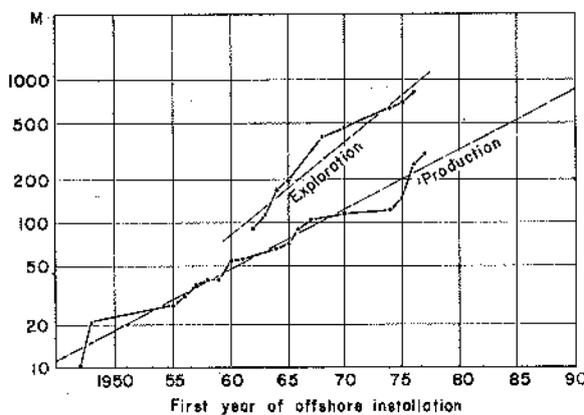


35 - Pentagon semi-submersible platform (da Pienek et al.).

b) Ma quali sono i temi di ricerca che sinora sono più frequentemente ricorsi sulle strutture delle piattaforme offshore? Relativamente al passato, chiari panorami sono stati forniti sugli stati dell'arte riguardanti sia le strutture [relatori Roren, Furnes (1976); Chapman (1979)], sia i terreni [relatori Kaarehoeg (1976); Muir Wood (1979)], presentati nei due convegni BOSS 76 e BOSS 79.

Il tema fondamentale è quello della sicurezza, strettamente connesso con l'analisi probabilistica. Meyerhof, in un suo lavoro presentato al convegno BOSS 76 [72], ha effettuato un confronto tra coefficienti di sicurezza e probabilità di rovina (per instabilità) concernente vari tipi di opere, comprese le strutture offshore (fig. 37); notevoli sono i lavori di Moses, Marshall, Wallis [73].

Ma evidentemente il problema della sicurezza si connette strettamente anche con quello del comportamento dinamico nei confronti sia delle onde, sia dei sismi, con la complicazione che i movimenti avvengono in acqua. E qui si apre un orizzonte vastissimo di studi, dei quali numerosi sono di prim'ordine. Sono quindi costretto a citarne appena alcuni, che hanno carattere più generale: Penzien, al convegno BOSS 76, ha illustrato mo-



36 - Maximum waterdepth for exploration and production (da Sjoerdsma).

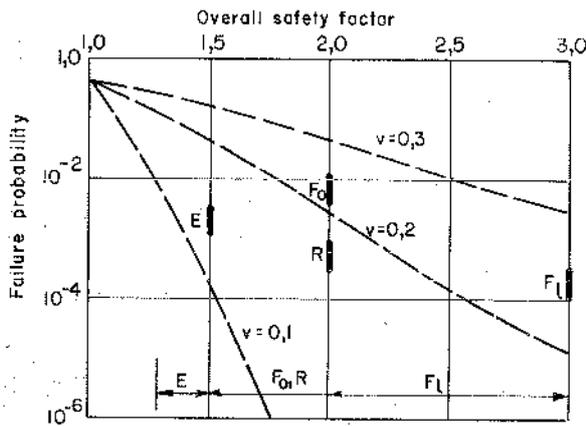
delli matematici e procedimenti analitici (in campo lineare) per determinare le risposte ai moti sismici e ondosi, includendo gli effetti interattivi suolo-struttura (il suolo è trattato come un semi-spazio elastico) [74] (nella stessa nota sono ricordati altri lavori); Bell, introdotto uno schema molto semplificato [75], ha esaminato il comportamento dinamico di una piattaforma di c.a. tipo

Condeep, per vari spettri di onde, variando (in regime elastico) i parametri caratterizzanti il suolo e gli smorzamenti; da Craig et al. sono state trattate le strutture offshore in regime dinamico non lineare [76].

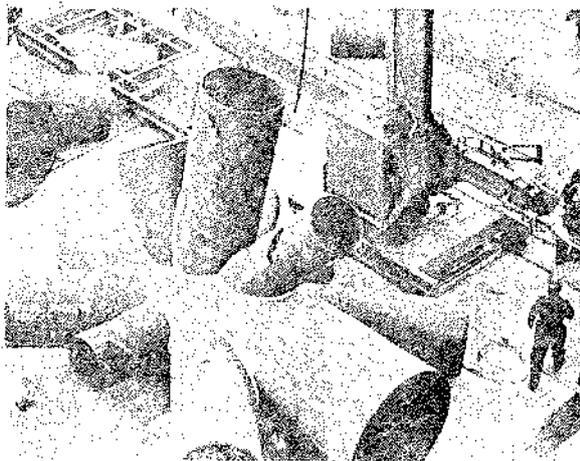
Ma la grande miniera dei lavori è stato il confronto, per piattaforme già costruite, dei risultati teorici e sperimentali: ricordo in proposito, ad es., i lavori di Campbell, Ruhl, Gundy, Duggan [77].

Queste citazioni sono nulla a confronto dell'immane messe di lavori; ed ho voluto sottolineare ciò, perché riprenderò il discorso nelle conclusioni.

Altro tema oggetto di numerosissime ricerche — sul quale non mi soffermo perché riguarda principalmente le strutture di acciaio — è stato quello



37 - Comparison between safety factor and probability of stability failure: Key: E - Earthworks; F₀ - Offshore foundations; F₁ - Foundations on Land; R - Earth retaining structures; V - Coefficient of variation (da Meyerhof).



38 - Tubular joint - Hybrid 6 platform (da Knonce).

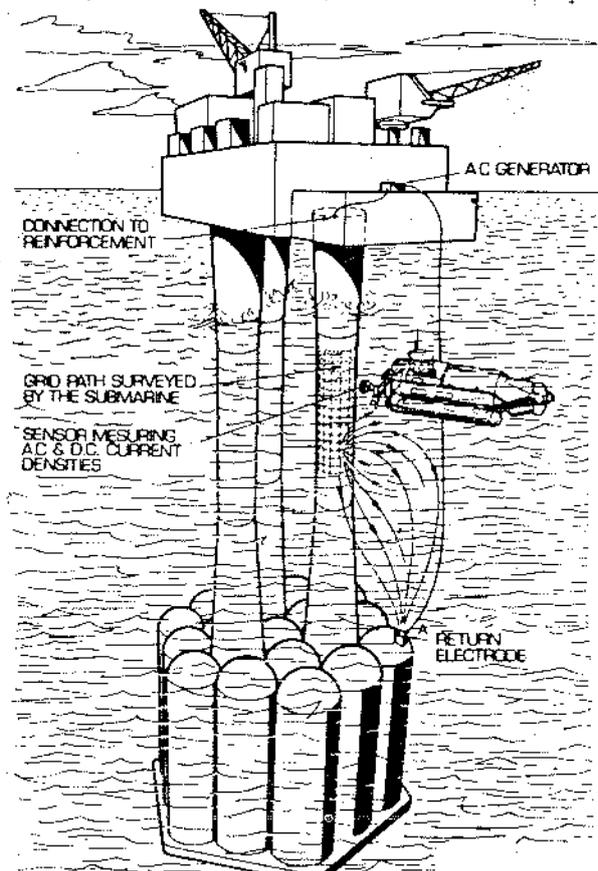
della fatica, del quale ho già accennato: tema divenuto importantissimo, poiché, tanto per dare un ordine di grandezza (e ricordo in proposito i lavori citati sulle onde), si aggira sul valore $2 \cdot 10^6$ il numero delle onde sensibili da prevedere nella vita di una struttura offshore (si veda, ad es., la nota [36]), e in particolare preoccupava il comportamento di certi nodi di tralicci di aste tubolari dei quali la fig. 38 mostra un esempio.

Infine ha interesse generale il grave problema dei difficili controlli per le strutture offshore situate in posti remotissimi, e per gran parte sommerse. Penso che si sia fatto ricorso a tutte le apparecchiature più moderne e alle idee più avanzate. Non era infatti pensabile l'esame visivo di-

retto, a causa dello spesso strato di incrostazioni dalle quali rapidamente tutte le superfici immerse erano state ricoperte. Per cui, impiegando speciali scafandri e minuscoli sottomarini guidati o no dall'uomo (fig. 39), ci si è basati su rilevamenti effettuati con misure di densità di corrente [78] o di ultrasuoni; inoltre si è pensato di utilizzare rilevamenti dinamici ripetuti nel tempo (e causati da un'eccitazione di caratteristiche costanti) per segnalare eventuali inconvenienti (si veda, ad es., il lavoro di Duggan [77]).

c) Con le frammentarie notizie precedentemente accennate, ho cercato di dare un'idea sommaria della breve ma intensa storia delle strutture offshore.

Relativamente alla complessa progettazione di tali opere, il Prof. Maier ha presentato una sua bella sintesi dei principali temi strutturali, intitolata: «Prospettive di meccanica strutturale nell'ingegneria offshore delle piattaforme in c.a.». Con sequenza chiara di giudizi, egli tratteggia le più gravi difficoltà analitiche dell'analisi delle interazioni sia tra la struttura e il fluido, sia tra la struttura e il suolo; nonché le difficoltà connesse con il calcolo dello stato di sollecitazione di alcune significative parti strutturali, tra le quali spiccano, per le realizzazioni in c.a., le spesse lastre a doppia curvatura, idonee a reggere pressioni che un tempo si ritenevano riservate soltanto a particolari costruzioni dell'ingegneria navale. L'ultima parte del lavoro — tra l'altro corredato di appropriati riferimenti bibliografici — è dedicata ai controlli, in particolare ai vari modi per poter fare, servendosi di essi, le diagnosi dei danni. Ritengo tale sintesi non soltanto un espressivo rendiconto dei più importanti problemi della progettazione delle piattaforme offshore; ma efficace anche per



39 - Operating principle of crack detection by measuring current densities (da Bournat et al.).

mettere in luce i riflessi che i metodi di calcolo impiegati possono avere sul più generale quadro dell'analisi delle strutture.

Poiché per la complessità dei calcoli è indispensabile un largo impiego dell'elaboratore elettronico, l'Ing. Signorelli, della Società Tecnomare, ha elaborato per il nostro simposio una ragguardevole relazione dal titolo: «Progettazione automatica delle strutture offshore». Nella premessa egli ricorda le attività concernenti lo sfruttamento dei giacimenti petroliferi e i principali impianti necessari alle varie operazioni tecniche. Poi enumera e commenta alcuni notevoli programmi di calcolo, utilizzati presso la Tecnomare, mediante i quali, definiti i carichi agenti sulle strutture (ovviamente con le implicazioni dovute alle interazioni di queste con il fluido), è possibile risolvere sia i problemi di natura tipicamente navale, ricorrenti nelle fasi del trasporto, sia i problemi riguardanti le strutture. Però l'automazione di tali complessi calcoli difficilmente può essere totale; e infatti è stato seguito un procedimento integrato, con l'intervento del progettista nei punti chiave del processo operativo. Nel contesto della chiara relazione si trovano ricordate le più prestigiose strutture offshore progettate dalla Tecnomare.

L'Ing. Albert, dello Studio Geotecnico Italiano, ha trattato i problemi del «Dimensionamento dei pali nei riguardi dei carichi assiali nelle piattaforme offshore in alti fondali» in un suo interessante lavoro che purtroppo non figura negli Atti del Convegno, essendo stato consegnato oltre i limiti di tempo prefissati; tuttavia confido che esso possa essere inserito nella raccolta degli interventi, poiché l'A. intende anche mostrare brevemente alcune diapositive riguardanti i pali della piattaforma Garoupa, in Brasile, per il cui progetto sono stati applicati i criteri richiamati nella nota. In essa, con riferimento a pali di acciaio battuti a punta aperta, si trova esaminata la capacità portante nei confronti dei carichi verticali (riportando e discutendo vari criteri), nonché i cedimenti prevedibili sia del palo singolo, sia dei pali in gruppo. Ricordo che, relativamente ai pali offshore, numerosi contributi sono apparsi sugli Atti dei Congressi BOSS e di Houston [79]; il lavoro dell'Ing. Albert fornisce un utile quadro generale, con interessanti osservazioni proprie, dei più rilevanti problemi di progetto dei pali offshore.

2.3. Opere che collegano due rive

a) Gli sbarramenti

Vengono costruiti tra due rive opposte per regolare il moto delle acque. Un esempio notevole, per la mole e per le caratteristiche del progetto, è la «Oosterschelde Barrier», ossia l'opera che, in Olanda, è stata recentemente realizzata dove l'estuario della Scelda presenta un'ampia bocca, larga 3 km, che due piccole isole suddividono in tre bracci (fig. 40). La barriera, creata per difendere l'ambiente dell'estuario dal mare, è costituita da una serie di grandi paratoie sostenute da pile, cave e precomprese, poste all'interasse di 45 m (figg. 41 e 42) [80].

Nel progetto sono state prescritte le condizioni che la struttura debba essere in grado di resistere sia all'azione simultanea del massimo dislivello delle acque e della tempesta agenti un periodo

di ritorno di 200 anni, pari all'ipotizzata vita dell'opera, sia alla tempesta eccezionale con ricorrenza di 4000 anni. Le pile, che alla base hanno un'ampia difesa di materiale incoerente, sono state prefabbricate e trasportate sul posto con un pontone (fig. 43), dopo aver bonificato il terreno.

Per conoscere con certezza, in fase di progetto, i possibili movimenti delle pile e del terreno sotto l'azione di carichi ripetuti, sono state fatte esperienze su un modello (scala 1/10), illustrate al convegno BOSS 79 [80].

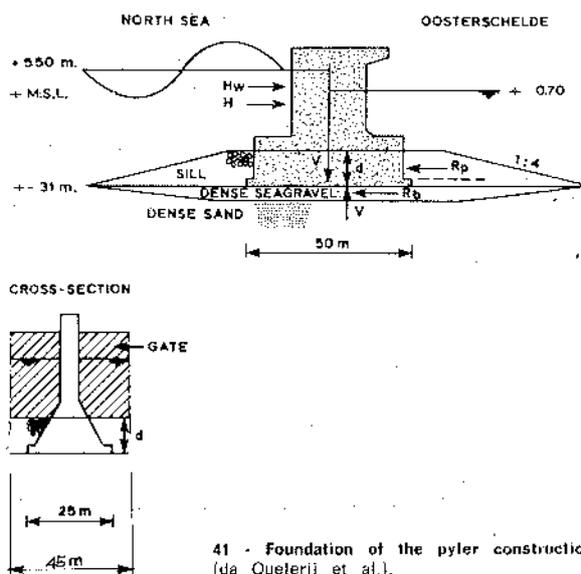
b) Ponti «sommersi»

Le opere che consentono il traffico stradale e ferroviario tra due rive opposte possono essere realizzate anche mediante condotte stagne adagiate sul fondale oppure, se la profondità di quest'ultimo è notevole, mantenute «a mezz'acqua», ossia sempre sommerse, ma scostate dal fondo. Ed è chiaro che in quest'ultimo caso, relativamente al quale non mancano da tempo favorevoli pareri [81], debbono essere valutati in genere, accanto a rilevanti vantaggi, anche i problemi connessi con i movimenti indotti dai carichi variabili.

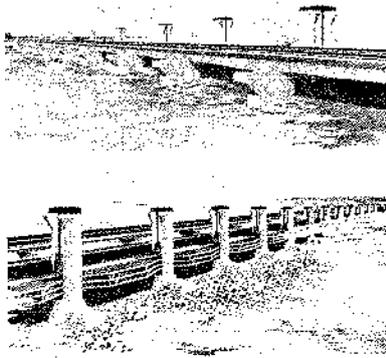
Il Prof. Cestelli Guidi e l'Ing. Zorzi, in una loro relazione intitolata «Il ponte sommerso» presentata al nostro convegno, hanno illustrato le linee salienti di una loro brillante proposta di soluzione per l'attraversamento dello Stretto di Messina. Essi ricordano che già nel 1971 Ulrich



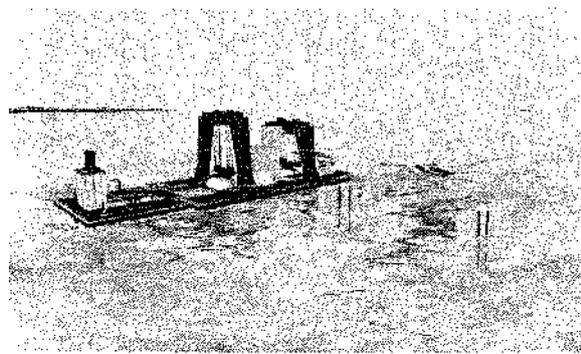
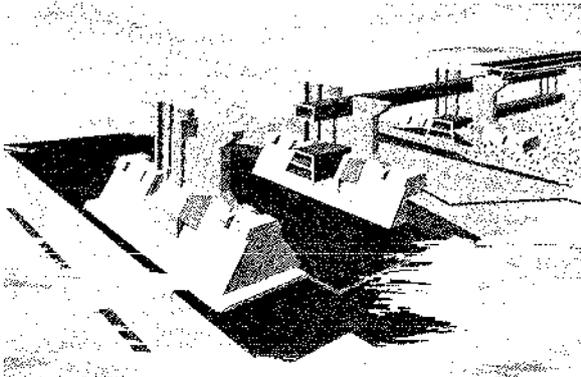
40 - Location of the storm-surge barrier (da Quelerij et al.).



41 - Foundation of the pylon construction (da Quelerij et al.).



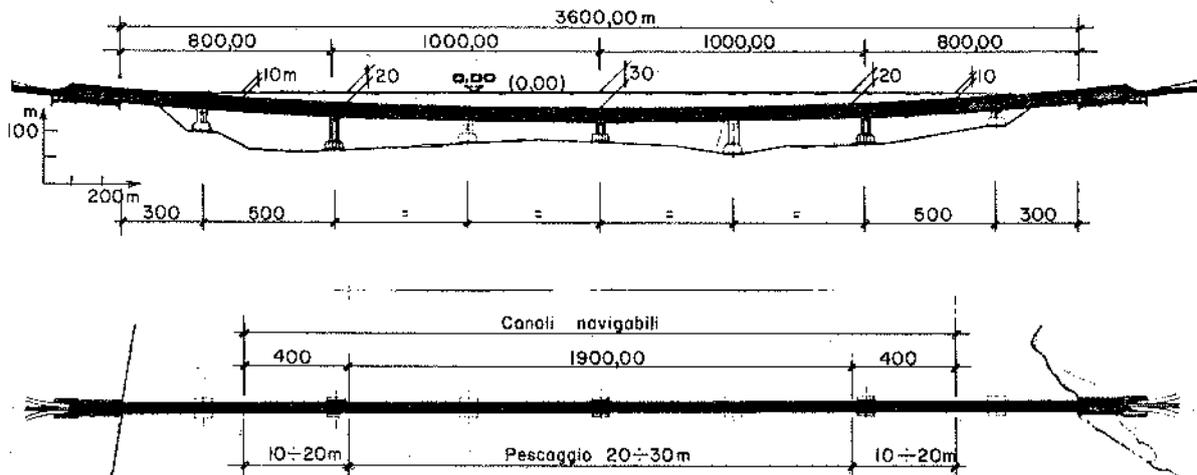
42 - Artist's impressions by Gooze de Vries. Positioning a pier with the Ostrea pontoon. General view of the structure seen from the Eastern Scheldt and the North Sea and a «cutway» of the storm surge barrier (da Stevelink et al.).



43

Finsterwalder ipotizzò la possibilità di realizzare l'attraversamento dello Stretto mediante una condotta sommersa a mezz'acqua, a peso bilanciato, di 3.000 m di lunghezza, vincolata soltanto agli estremi sulle sponde. Ma da tale idea, come da altre [81], la soluzione di Cestelli Guidi e Zorzi si distingue nettamente (fig. 45): infatti la loro

44

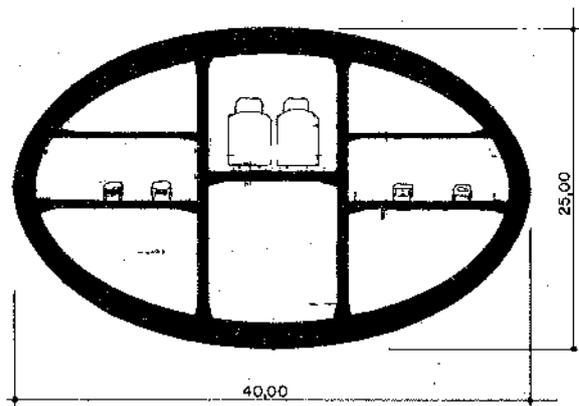


travata sommersa si appoggia, con andamento leggermente arcuato, su alcune pile di limitata altezza (50-60 m), che riducono la massima luce libera a 1000 m (è prevista un'alternativa a 500 m), consentendo tra l'altro di risolvere nel modo migliore il problema degli accessi, che possono essere collocati pressoché al livello dell'attuale viabilità; inoltre è da rilevare la funzionale e idrodinamica sezione, di forma ellittica (fig. 44), fortemente presidiata da setti verticali e orizzontali, in grado di realizzare anche compartimenti stagni. L'involucro della struttura tubolare è costituito da due gusci concentrici in lamiera di acciaio, delimitanti lo spessore della parete di calcestruzzo, per la quale può essere attuata la precompressione.

Anche da questi pochi cenni risulta evidente che, con tale soluzione, i movimenti della condotta, in virtù della presenza degli appoggi bilaterali fissi, risultano fortemente ridotti rispetto a quelli che si possono verificare realizzando il tubo libero da vincoli intermedi; e che d'altronde la travata è in grado, per la sua forte esilità connessa con il distanziamento degli appoggi, di potere seguire, con tollerabili sollecitazioni, anche notevoli spostamenti relativi delle pile conseguenti alle prevedibili azioni sismiche. Si tratta quindi di una soluzione che assai opportunamente si colloca tra quelle di condotte completamente adagiato sul fondo o da questo del tutto distaccate.

Per quanto riguarda il calcolo, è stato supposto che l'opera possa affrontare senza alcun sensibile danno un terremoto con periodo di ritorno di 250 anni; ma che possa anche resistere al più severo evento sismico con periodo di ritorno dop-

45



pio, mettendo in conto, oltre alle azioni d'inerzia per gli scuotimenti più gravosi impressi alle pile, le possibili dislocazioni permanenti di blocchi di terreno separati dalle faglie. Ed è chiaro che a tali azioni si sovrappongono i carichi accidentali, i pesi delle incrostazioni marine sulle superfici esterne, le azioni variamente orientate delle correnti, particolarmente impetuose nello Stretto di Messina, potendo la loro velocità superare 3 m/s; inoltre è previsto che la struttura possa resistere anche nella situazione estrema, per quanto poco verosimile, di completo allagamento del tubo. Sono attentamente considerati i problemi connessi con la costruzione.

Ritengo questa soluzione notevole, per le favorevoli e originali caratteristiche da essa presentate e per possibili applicazioni anche ad altri casi.

3. CONCLUSIONI

a) Prima di terminare, può essere opportuna qualche breve annotazione conclusiva.

Tutto fa ritenere che le condizioni della vita futura costringeranno gli uomini a cercare con sempre maggiore accanimento quanto nei terreni sommersi e in mare si può trovare di necessario e utile alla loro esistenza: anche volendo prescindere da fatti che ormai abbiamo sotto gli occhi, su ciò sono concordi le previsioni di tutti gli specialisti, come chiaramente emerge, ad esempio, dai vari interventi riportati nell'ultima sezione (dedicata ai « problemi del futuro ») dei due notevoli congressi BOSS 1976 e 1979, più volte citati.

Per tale circostanza, oltre che per l'intensificarsi dei rapporti e dei viaggi attraverso i mari e per la tendenza a trasferire in mare aperto attività sinora svolte a terra, aumenterà continuamente l'importanza delle strutture marittime, la cui realizzazione richiederà agli ingegneri e alle imprese la soluzione di problemi sempre più ardui.

Ma, nel citare tali difficoltà, non intendo dire soltanto quelle squisitamente tecniche; mi riferisco anche, e non secondariamente, al problema dell'inquinamento in senso generale, conseguente, ad es., al moltiplicarsi degli impianti in mare aperto, e di reti di condotte che, una volta danneggiate, è ben difficile raggiungere e riparare.

La tecnica è sempre più fortemente chiamata a svolgere un nuovo ruolo; infatti, per la decisiva importanza dei fini che persegue, e per le gravi

responsabilità connesse con gli stessi fini, sta sempre più acquistando contenuti etici.

S'intende che certe leggi dell'evoluzione della vita non le possiamo cambiare; ma possiamo correggerle nei loro effetti negativi, e disciplinarle. Ma per disciplinarle a me sembra che occorra, in primo luogo, il rispetto dei rapporti dell'uomo con l'uomo e dell'uomo con la natura; e che occorra quindi, in particolare, dare ai futuri tecnici una formazione che trascenda la conoscenza delle sole nozioni specialistiche. Una cultura che ignora questi rapporti può produrre nefaste conseguenze; nel nostro tempo, per il potere d'intervento della tecnica, i problemi derivanti dal rapporto dell'uomo con la natura hanno acquistato vitale rilevanza.

b) Questioni di tale genere possono riguardare ampi settori delle costruzioni marittime, le quali, incidendo spesso notevolmente sugli equilibri naturali delle cose, richiedono un adeguamento alla conoscenza dei problemi che si collegano alla loro realizzazione; e sono problemi difficili, che per di più chiamano in causa varie discipline. Ma in quest'opera di adeguamento si debbono sentire impegnati, oltre alle Università e alla sezione apposita del Ministero dei Lavori Pubblici in primo piano, tutti i settori interessati; quindi anche, seppure non direttamente, la nostra stessa associazione AICAP.

E, a proposito di ciò, e per indicare qualcosa di concreto, ricordo di avere già accennato, nel corso di questa relazione, che l'immane produzione tecnica e scientifica suscitata in quest'ultimo decennio dalla realizzazione delle strutture offshore è andata spesso ben oltre l'area dei problemi contingenti. Pertanto essa meriterebbe il riordino in una bibliografia apposita; altrimenti un prezioso patrimonio di studi e di esperienze verrà dai più completamente ignorato. Orbene, la nostra AICAP non potrebbe farsi carico di organizzare una recensione generale della materia, divisa nei più importanti settori, a partire, mettiamo, dall'anno del primo congresso di Houston? Tale iniziativa avrebbe anche il significato morale di un riconoscimento e di un omaggio nei confronti di tanti ardimenti e di tanti sacrifici compiuti da nostri Colleghi, il più delle volte silenziosamente.

Termino con la consapevolezza di avere fatto una relazione insoddisfacente, largamente incompleta, pur avendo abusato della vostra pazienza. Di questa e della vostra attenzione desidero ringraziarvi sentitamente.

BIBLIOGRAFIA

- A) ATTI DI CONGRESSI, VOLUMI, ISTRUZIONI (citati o utilizzati nel testo).
- [1] « Offshore Structures » (*Proc. Conference London*, 7-8 ott. 1974).
 - [2] « Design and Construction of Offshore Structures » (*Proc. Conference in London*, 27-28 ott. 1976).
 - [3] « Concrete Sea Structures » (*Proc. FIP Sympos., Tbilisi*, sett. 1972).

- [4] FIP, « State of Art Report: Foundations of Concrete Gravity Struct. in the North Sea », agosto 1979.
- [5] NORWEGIAN PETROLEUM DIRECTORATE, « Regulations for the Struct. Design of fixed Struct. on the Norwegian Continental Shelf », Stavanger, 1977.
- [6] « Performance of Concrete in Marine Environment », *Intern. Confer. at St. Andrews by the Sea*,

- New Brunswick, ag. 1980, ACI, Public. SP-65 1980, Detroit.
- [7] « Offshore Safety », *Report of Committee* (Chairman J.H. Burgoyne), marzo 1980, London.
- [8] RILEM Symp. « Behaviour of Concrete in Sea Water », Palermo, 1965.
- [9] FIP, « Recommendations for the Design and Construction of Concrete Sea Structures », 2^a edizione, nov. 1974; 3^a ed., luglio 1977.
- [10] EAU 1975, « Recommendations of the Committee for Waterfront Structures », Ernst, Berlin, 1978 (3^a ediz. ingl.). - EAU 1980, « Empfehlungen des Arbeitsausschusses », Ufereinfassungen, Ernst (6^a ediz.).
- [11] « 1976 Offshore Technology Conference », 3-6 maggio, Texas, 3 volumi (8^o Congresso di Houston).
- [12] « 1977 Offshore Technology Conference », 2-5 maggio, Houston, Texas, 4 volumi.
- [13] « 1978 Offshore Technology Conference », 8-10 maggio, Houston, Texas, 4 volumi.
- [14] « 1979 Offshore Technology Conference », 30 apr. - 3 maggio, Houston, Texas, 4 volumi.
- [15] « 1980 Offshore Technology Conference », 5-8 maggio, Houston, Texas, 4 volumi.
- [16] « Maintenance of Maritime Structures », *Conference in London*, 13 ott. 1977.
- [17] « BOSS 76 (Behaviour Off-Shore Structures) », *First Conference in Trondheim (Norv.)*, 2 vol., 2-5 ag. 1976.
- [18] « BOSS 79 », *Second Confer. in London*, 2 vol., 28-31 agosto 1979.
- [19] « Shore Protection Manual », *U.S. Army Coastal Engin. Research Center*, 1973 (2^a stampa), 3 volumi (il cap. 7 del 2^o vol. è dedicato al progetto struttur.; confronti tra tetrapodi, quadripodi, dolos, tribar, ecc.).
- [20] « Durability of Reinforced Concrete Wharves in Norwegian Harbours », *The Norw. Committee on Concr. Seawater* (O.E. Gjorv), Oslo, 1968.
- [21] DET NORSKE VERITAS, « Rules for the Design, Construction and Inspection of Fixed Offshore Structures », 1974; « Rules for the Design, Construction a. Inspection of Offshore Structures », DnV, Oslo, maggio 1977. - DEPARTMENT OF ENERGY, « Guidance on the Design a. Construction of Offshore Installations », HMSO, London, luglio 1977.
- [22] « Foundation Aspects of Coastal Structures », *Symp. on Soil Mechanics Research and Foundation Design for the Oosterschelde Storm Surge Barrier*, Delft (The Netherlands), 9-12 ott. 1978, 3 volumi.
- [23] A.T. IPPEN, *Estuary and Coastline Hydrodynamics*, McGraw-Hill, 1966 (in partic. il cap. 8, elaborato da R.G. DEAN e D.R.F. HARLEMAN, tratta l'interaz. di strutture e onde).
- [24] CARNEIRO - FERRANTE - BREBBIA, « Offshore Structures Engin. », *Intern. Conf. in Coppe, Brazil*, sett. 1977.
- [25] B.C. GERWICK Jr, *Marine Concrete - Handbook of Ocean a. Underwater Engin.*, New York, McGraw-Hill, 1969.
- [26] M. COLLEPARDI, *Scienza e tecnologia del calcestruzzo*, Hoepli, Milano, 1980.
- [27] O. ZIENKIEWICZ, R. LEWIS, K. STAGG, *Numerical Methods in Offshore Engineering*, Wiley, 1978.
- [28] « 5^o Simposio Internacional sobre Tecnologia del Concreto: Uso de Puzolanas en el Concreto; Comportamiento del Concreto en las Obras Maritimas », *Universidad Autonoma de Nuevo Leon, Messico*, Atti del 20 marzo 1981.
- [29] I. BICZOK, *Concrete Corrosion - Concrete Protection*, Akadémiai Kiadó, Budapest, 1964.
- B) ARTICOLI O PUBBLICAZIONI IN ATTI DI CONGRESSI (citati o utilizzati nel testo)
- [30] R. TOSI, « Il progresso nelle costruzioni marittime », *Ind. it. del cemento*, n. 11, 1980.
- [31] R. BERTRANDY, « Corrosion à la mer de structures en béton armé et précontraint » (Synthèse des résultats après 14 années d'exposition), *Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics*, N. 360, aprile 1978.
- [32] L. MASTIKIAN, « Utilisation des parois moulées dans les aménagements portuaires », *Travaux*, ott. 1977.
- [33] C. DOUGHTY, « Deep Sea Construction », *Journal of Constr. Divis. ASCE*, sett. 1975.
- [34] K. LEE et al., « Liquefaction Potential at Ekofisk Tank in North Sea », *Journ. Geotechn. Engin. Divis. ASCE*, genn. 1975.
- [35] A. CHOPRA et al., « Earthquake-Resistant Design of Intake-Outlet Towers », *Journ. Struct. Division ASCE*, luglio 1975.
- [36] P. WIRSCHING et al., « Probabilistic Fatigue Design for Ocean Structures », *Journ. Struct. Division ASCE*, ott. 1977.
- [37] R. BEA, « Earthquake Criteria for Platforms in the Gulf of Mexico », [11], III, n. 2675, p. 657.
- [38] Report of ASCE Structural Division Task Committee on Structural Safety, « Modern Concepts of Structural Safety a. Design », *Journal Struct. Div., ASCE*, sett. 1974.
- [39] H. GOULD et al., « The Design of the Channel Tunnel », *The Structural Engineer*, febr. 1975.
- [40] G. MAIER et al., « Elastic a. elasto-plastic Analysis of Submarine Pipelines as Unilateral Contact Problem » (un es. numerico riguarda l'attraversamento dello Stretto di Messina), *Computers a. Structures*, vol. 8, p. 421, Pergamon Press, 1978.
- [41] P. MEHTA, « Durability of Concrete in Marine Environment, a Review », [6], p. 1.
- [42] H. HAYNES, « Permeability of Concrete in Sea Water », [6], p. 21. - P. MEHTA, H. HAYNES, « Durability of Concrete in Seawater », *ASCE, Journal Str. Div.*, ag. 1975.
- [43] E. O'NEIL, « Study of Reinf. Concrete Beams Exposed to Marine Environ. », [6], p. 113.
- [44] B. WESTERBERG et al., « Fatigue Properties of Reinf. Concr. Struct. », [17] II, p. 140.
- [45] B. GERWICK et al., « High a. Low Cycle Fatigue Behavior of Prestressed Concrete... », [14] I, n. 3381, p. 207.
- [46] S. BOOTH, « The influence of Simulated North Sea Environment Conditions on the Constant Amplitude Fatigue... », [14] I, n. 3420, p. 547.
- [47] G. WAESSEN et al., « Fatigue Behavior of Welded Steel Joints in Air a. Seawater », [14] I, n. 3422, p. 555.
- [48] M. ARHAN et al., « Determination of the Period Range Associated to the Design Wave », [14] IV, n. 3643, p. 2483.
- [49] H. CHEN et al., [14] IV, n. 3644, p. 2495.
- [50] M. OCHI et al., « Estimation of Extreme Waves Critical for the Safety of Offshore Struct. », [14] III, n. 3596, p. 2085. - N. NORDENSTRÖM et al., « Prediction a. Application of Wave Loads in Design of Offshore Struct. », *5th Internat. Ocean Development Confer.*, Tokyo, sett. 1978.
- [51] H. VAN KOTEN, « Fatigue Analysis of Marine Struct. », [17] I, p. 653.
- [52] S. RAMBERG, « Some Uncertainties a. Errors in Wave Force Computations », [14] III, n. 3597, p. 2091.
- [53] L. BOREEL, « Wave Action on Large Offshore Struct. », [1], p. 7.
- [54] H. BOONSTRA, [14] IV, n. 3628, p. 2345.
- [55] P. POZZATI, « Annotazioni sul calcolo delle paratie », *Giornale del Genio Civile*, apr. 1968.
- [56] L. BJERRUM, C. FRIMANN-CLAUSEN, J. DUNCAN, « Poussées et butées sur des ouvrages souples. Etat actuel des connaissances. Rapport général », *5^e Congrès européen de Mécanique des Sols et des Travaux de fondations*, vol. II, Madrid, 1972. E' utile in proposito: H. JOSSEAUME, « Méthodes de calcul des rideaux des palplanches; étude bibliographique », *Bull. Liaison Labor. P. et Ch.*, luglio-ag. 1974.
- [57] G. BARLA et al., « Applicazione del metodo degli elementi finiti nella progettazione dei diaframmi », *9^o Ciclo di conferenze. Problemi di Meccanica dei terreni. Politecnico di Torino*, 1979. - M. BERTELO, R. LANCELOTTA, « Metodi di calcolo basati sul comportamento elasto-plastico del terreno », *9^o Ciclo di Confer.*, *Politecnico di Torino*, 1979.
- [58] M. XERCAVINS, « Offshore Oil Storage in the North Sea - Ekofisk Reservoir », [3], p. 105.
- [59] « La piattaforma centrale del giacimento petrolifero di Ninian nel Mare del Nord », presentaz. E. CARTAPATI, *L'Ind. It. del Cem.*, n. 12, 1979.
- [60] « Piattaforma petrolifera in c.a.p. a Dunlin nel Mare del Nord », Progetto ANDOC, presentaz. R. SABATINELLI, *L'Ind. It. del Cem.*, n. 1, 1977.
- [61] D. LALLI, « Design, Construction a. Installation of the Loango Steel Gravity Platform », [2], p. 31.

- D. LALLI, «Tipologie strutturali offshore», *Costruzioni Metalliche*, n. 1, 1980.
- [62] D. LALLI, [1], p. 92 (Discussion).
- [63] T. KOONCE, «Technology Needs for Deepwater Operations», [3], p. 948.
- [64] P. ABBOT et al., «A New Integrated Deck Concept», [15] IV, p. 231.
- [65] B. GERWICK, «The Future of Offshore Concrete Structures» [17] I, p. 978.
- [66] A. MANGIACACCHI et al., «Design Criteria of a Pile Founded Guyed Tower», [15] IV, n. 3882, p. 275.
- [67] H. ALBRECHT et al., «Nonlinear Dynamics Analysis of Tension Leg Platform...», [13] I, n. 3044.
- [68] M. BERMAN et al., «The vertically Moored Platform», [13] I, n. 3049, p. 55.
- [69] J. PLANEIX et al., «Are Offshore Struct. Over-Designed?...», [14] I, p. 269.
- [70] I. SJOERDSMA, «Present a. Future Development of Offshore Struct...», [17] I, p. 927.
- [71] S. BIANCHI, «New Solutions a. Improvement to Pipelaying... within Transmediterranean Project», [15] II, n. 3739, p. 35.
- [72] G. MEYERHOF, «Concepts of Safety in Foundation Engin. Ashore a. Offshore», [17] I, p. 900.
- [73] F. MOSES, «Reliability of Struct. Systems», [17] I, p. 912 (v. anche [38]). - M. MARSHALL et al., «Failure Modes of Offshore Platforms», [17] II, p. 579. - J. WALLIS, «An Approach to Probabilistic Fatigue Analysis of Offshore Struct.», [14] I, p. 187. - P. MARSHALL, «Risk Evaluation for Offshore Structures», *ASCE, Journal Str. Div.*, dic. 1969. - R. BEA, «Reliability Considerations in Offshore Platform Criteria», *ASCE, Journal Str. Div.*, sett. 1980.
- [74] J. PENZIEN, «Struct. Dynamics of Fixed Offshore Struct.», [17] I, p. 581. - A. MALHOTRA, J. PENZIEN, «Response of Offshore Struct. to Random Wave Forces», *ASCE, Journal Str. Div.*, ott. 1970. - R. BEA et al., «Earthquake Response of Offshore Platforms», *ASCE, Journal Str. Div.*, febr. 1979. - R. BEA, «Earthquake a. Wave Design Criteria for Offshore Platforms», *ASCE, Journ. Str. Div.*, febr. 1979 (v. anche [37]).
- [75] K. BELL et al., «Analysis of a Wave-Struct.-Soil System», [17] I, p. 846.
- [76] M. CRAIG, «Inelastic Earthquake Analysis of an Offshore California Platform», [15] III, p. 259.
- [77] Ad es.: R. CAMPBELL, «The Estimation of Natural Frequencies a. Damping Ratios of Offshore Struct.», [15] IV, n. 3861. - J. RUHL, «Forced Vibration Tests of a Deepwater Platform», [14] I, n. 3514. - W. GUNDEY, «Damping Measurements on an Offshore Platform», [15] IV, n. 3863. - D. DUGGAN, «Measured a. Predicted Vibrational Behavior of... Platform», [15] IV, n. 3864.
- [78] J. BOURNAT et al., «Inspection of Concrete Platform: Crack Detection by Current Density Measurements», [15] II, n. 3765.
- [79] Tra i numerosissimi pregevoli lavori riguardanti i pali offshore (in genere metallici per consentire i prolungamenti) ricordo: H. MATLOCK, «Correlations for Design of Later. Loaded Piles in Soft Clay», *OTC 1970 I*, n. 1204. - J. JANSZ, «Underwater Piledriving: Today's Experiences a. What is About to Come», [18] I, n. 35, p. 447. - A. VAN VEELE, «Pile Bearing Capacity under Cycling Loading Compared with that under Static Loading», [18] I, p. 475. - D. STOCKARD, «Case Histories - Piledriving in the Gulf of Mexico», [14] II, n. 3443, p. 737. - B. STEVENS et al., «Re-examination of P-y Curve Formulations for Clay», [14] I, n. 3402, p. 397. - H. COYLE et al., «A New Look at Bearing Capacity Factors for Piles in Sand», [14] I, n. 3405. - M. ESRIG, «Advances in General Effective Stress Method for the Prediction of Axial Capacity», [14] I, n. 3406. - R. SETTGAST et al., «Marine Pile Load Testing...», [15] IV, n. 3868. - H. MATLOCK et al., «Field Tests of the Lateral - Load Behavior of Pile Groups in Soft Clay», [15] IV, n. 3871.
- [80] L. DE QUELERI et al., «Large Model Tests for the Oosterschelde Storm Surge Barrier», [18] II, p. 257. - J. SLAGTER, W. STEVELINK et al., «Eastern Scheldt Storm Surge Barrier», Edition in English of the Article in *Cement*, n. 12, 1979 (Rivista della Netherlands Concrete Society; alcune diapos. sono state prese da questa rivista. Ringrazio l'Ing. STEVELINK).
- [81] A. BRANDTZAEG, «Concrete Underwater floating Tunnels», [3], p. 42. - E. MARKAKIS, [3], p. 48. - A. GRANT, [3], p. 53.

TEMA B:

Strutture marittime: realizzazioni

RELAZIONE GENERALE: DR. ING. SILVANO ZORZI

Parte Prima (*)

INTRODUZIONE

Le strutture marittime, nel vasto campo delle costruzioni, vanno assumendo un ruolo sempre più importante, dato il costante incremento dell'interscambio di merci fra nazioni e continenti; data la necessità di disporre di porti e banchine in acque profonde; di dover costruire, o riparare, navi in bacini di carenaggio di dimensioni sempre più grandi. Addirittura la mancanza di spazio in terraferma, lungo coste già fittamente occupate dagli insediamenti dell'uomo, obbliga a trovare spazi fruibili nel mare; tanto che in mare frequentemente si costruiscono opere non specificamente attinenti alla navigazione, ad esempio, piste di aeroporti. Lo stesso diporto nautico comporta la moltiplicazione dei porticcioli turistici.

E' solo a partire dall'inizio di questo secolo che il calcestruzzo entra prepotentemente nel campo delle costruzioni marittime; non solo conformato a grandi blocchi per realizzare strutture a gravità ma, e con processo inarrestabile, come materiale strutturale nobile, il cemento armato e il cemento armato precompresso, atto a resistere a sollecitazioni flettenti, taglianti, torcenti.

Il calcestruzzo in effetti è materiale sagomabile secondo le necessità, può essere gettato in opera o impiegabile in elementi prefabbricati; se correttamente progettato ed eseguito è durevole quanto un materiale lapideo e protegge le armature incorporate.

I condizionamenti meteomarini e le grandi dimensioni degli elementi strutturali comportano schemi funzionali e tecnologie costruttive particolari e sovente abnormi; e a fronte dell'aggressione marina necessitano specifiche qualità chimiche e fisiche dei calcestruzzi; problemi ingegneristici tutti che richiedono conoscenza, inventiva e responsabilità di eccezionale impegno.

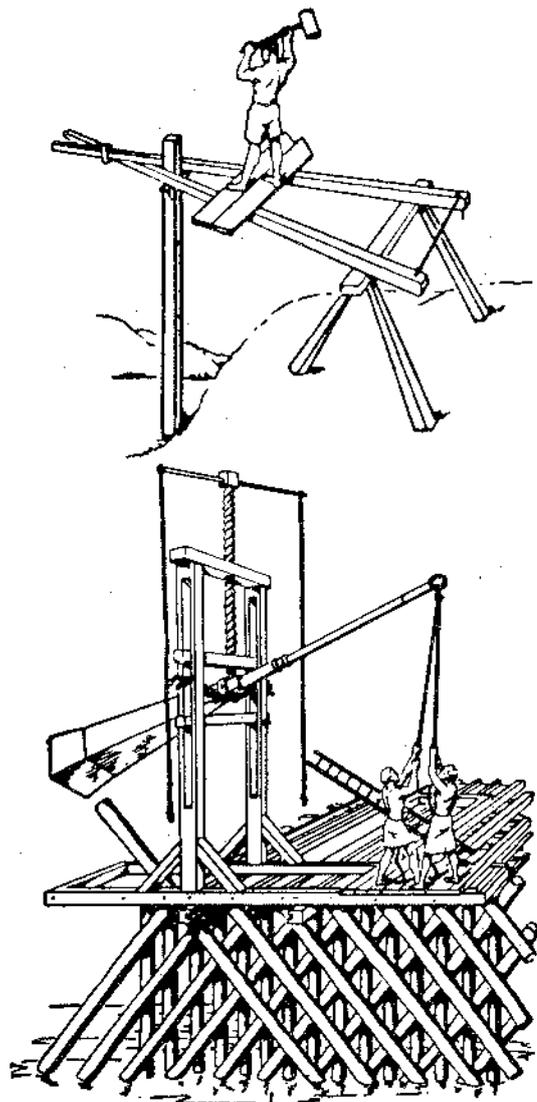
Il grande numero di memorie afferite mi assegna il preciso percorso per riferire sull'argomento, descrivendo brevemente lavori eseguiti in Italia, o all'estero da imprese italiane.

PALIFICATE IN MARE

Le palificate trasmettono, attraversando la coltre d'acqua e fanghiglia, i carichi della sovrastruttura agli strati portanti del terreno, ma devono anche contrastare violente azioni dinamiche oriz-

zontali (moto ondoso, vento, urto o tiro di nautanti).

Dai pali in legno, unico sistema impiegato nei millenni trascorsi (fig. 1), si è passati nell'era moderna ai pali metallici, generalmente tubolari.



1 - Infissione con antichi battipalo.

Inizialmente di piccolo diametro, essi funzionavano come « aste » caricate assialmente, e per sopprimerle alle azioni orizzontali in testa necessariamente comportavano pali inclinati a formazione di strutture triangolate, oppure collegamenti reticolari tra di essi.

(*) La seconda parte della relazione sarà pubblicata nel n. 4/1982 del Notiziario AICAP.

Man mano però, con il progredire della tecnologia siderurgica e il potenziamento dei mezzi d'opera, il diametro dei pali va aumentando, per la necessità di conferire ad essi sezioni ad elevato momento d'inerzia, stante che se ne richiede l'impiego in acque sempre più profonde, con altezze libere di palo, soggette a carico di punta, sempre più rilevanti. Per quanto si riferisce alla durata, i pali si proteggono con vernici o «cattodicamente»; ma già per opere infrastrutturali cui è richiesta una esistenza «indefinita», il palo metallico viene, dopo l'infissione, riempito di calcestruzzo armato e la parte superiore del palo, soggetta a «bagnasciuga» e moto ondoso, viene avvolta esternamente da un getto in calcestruzzo o da una camicia prefabbricata in cemento armato. Tanto che la camicia metallica viene piuttosto a configurarsi come mezzo d'opera, semplice contenitore, del minimo spessore possibile, della struttura portante interna, la colonna in cemento armato, più economica e duratura.

Parallelamente, al posto dei pali metallici, entrano in scena i pali prefabbricati in cemento armato e cemento armato precompresso, costruiti industrialmente in cantieri di prefabbricazione, generalmente a sezione circolare, ottenuti mediante centrifugazione. Pare essere il materiale ideale: calcestruzzo compatto ed impermeabile, ad elevate caratteristiche meccaniche, stagionato fuori opera prima di essere esposto all'azione marina; tuttavia l'impiego dei pali prefabbricati trova spesso delle limitazioni:

— la natura del terreno, che deve essere adatta per consentirne l'infissione;

— la necessità di prefissarne la lunghezza in sede di prefabbricazione (la giunzione di successivi tronconi di palo in fase di messa in opera è operazione delicata ed onerosa);

— il peso degli elementi, se per grandi portate e lunghezze, che comporta mezzi d'opera giganteschi.

Ma la tendenza attuale, come peraltro per le grandi opere in elevazione, è quella di rarefare i sostegni e semplificare gli elementi strutturali, di abbreviare i tempi di costruzione; di conseguenza sono oramai frequenti gli esempi di opere in mare fondate su pali in cemento armato di grande diametro gettati in opera, con tecnologie sempre più ingegnose; necessariamente trivellati ad asse verticale e perciò non più funzionanti come «aste» ma come rigidissime colonne a mensola incastrate nel terreno.

Nella sua memoria: «Pali di grande diametro per opere marittime - Problemi esecutivi», l'Ing. L. Diamanti ci offre un approfondito esame degli aspetti tecnologici ed esecutivi; analizzando i fattori che possono influenzare la scelta (geologia dei fondali, ambiente meteo-marino), i mezzi ausiliari disponibili, le tecniche di costruzione e i metodi non distruttivi per la verifica dell'integrità dei pali; trattando in modo particolare il caso dei pali gettati in opera.

I mezzi d'opera possono essere:

— i pontoni flottanti, utilizzabili in zone marittime a basso fondale e protette da moto ondoso (fig. 2a);

— le piattaforme flottanti autosollevanti, che in fase operativa poggiano stabilmente sul fondo mediante apposite «gambe» (fig. 2b);

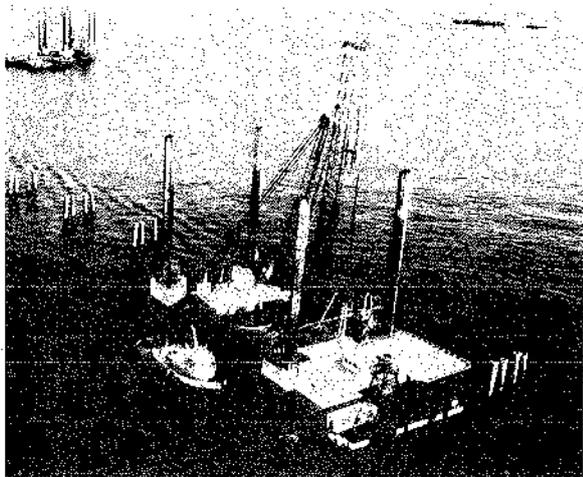
— le piattaforme fisse, messe in opera con bigli o rimorchiatori (fig. 3a);

— i carriponte autovarianti da opere fisse in avanzamento (fig. 3b);

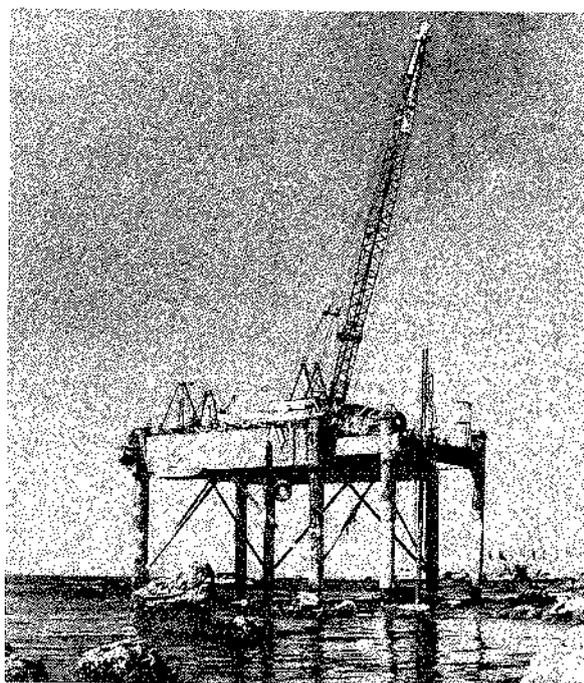
— le gru di portata eccezionale, operanti da opere fisse in avanzamento (fig. 4).

Per i pali di tipo infisso la messa in opera, a seconda della natura del terreno, può essere effettuata:

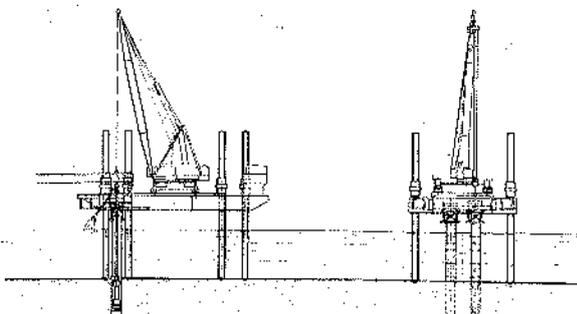
— con magli a percussione; se il palo è cavo estraendo anche il materiale dall'interno per agevolare la discesa;



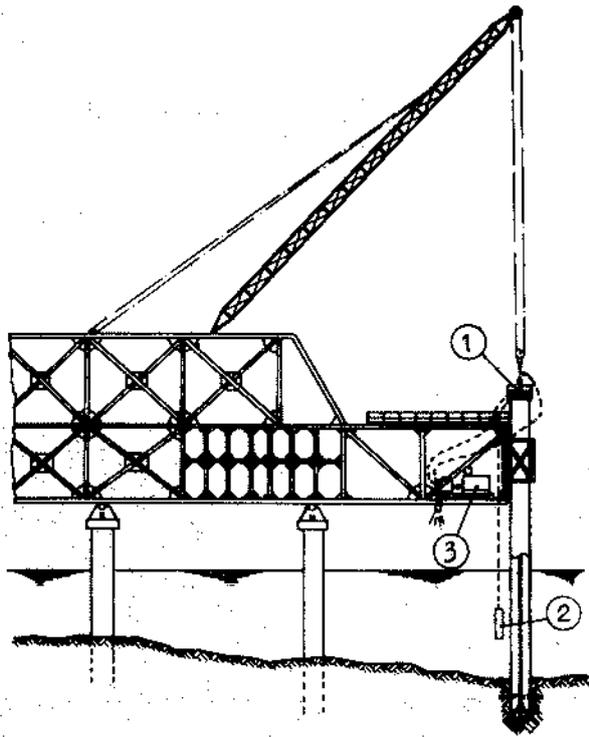
2a



2b



2 - a) Piattaforma flottante autosollevante (pali battuti); b) Piattaforma flottante (pali trivellati a circolazione inversa ed air lift); 3 - a) Piattaforma semovente per lavori su battigia.

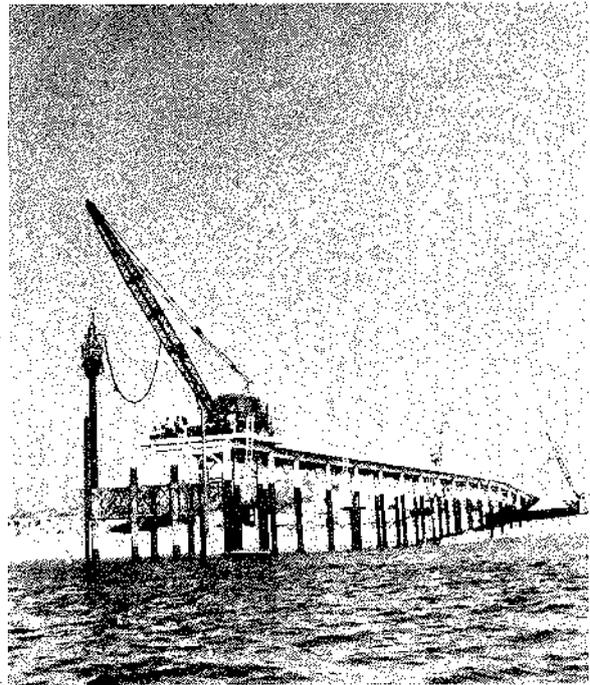


3b

3 - b) Carroponte autoavante: la lavorazione avviene a circolazione inversa previa infissione della camicia definitiva; 4 - Pali battuti in acciaio, successivamente trivellati e gettati in calcestruzzo; 5 - Modalità esecutive dei pali trivellati.

Legenda:

- 1 - Tavola rotory
- 2 - Pompa di mandata
- 3 - Attrezzature del vuoto



4

— con vibratori ad alta frequenza installati in testa al palo.

Per i pali trivellati le modalità esecutive generalmente consistono nelle seguenti operazioni:

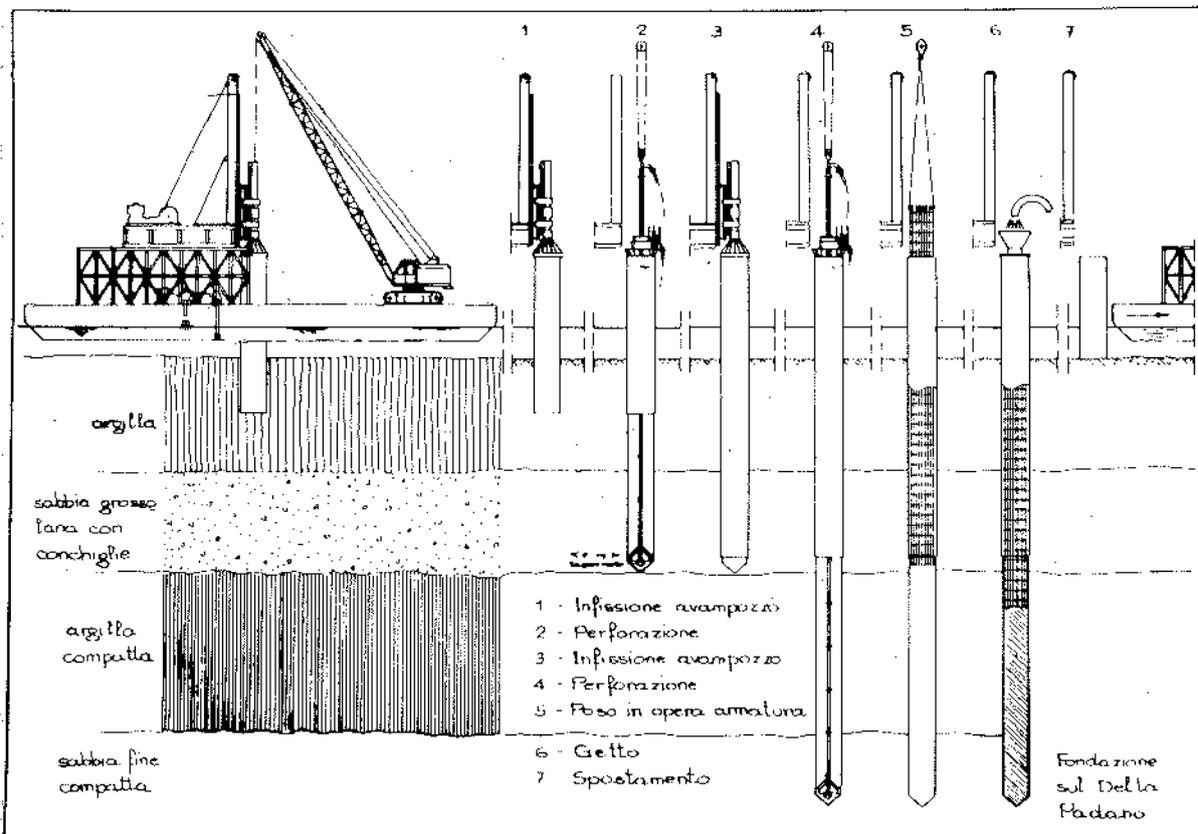
— infissione di un avanpizzo, in lamiera metallica, fino a profondità sufficiente a reperire un adeguato incastro nel terreno;

— perforazione fino alla profondità necessaria sostenendo le pareti dello scavo, ove possibile, con fanghi di perforazione, miscelati a bentonite per migliorarne le qualità tixotropiche;

— posa in opera dell'armatura metallica;

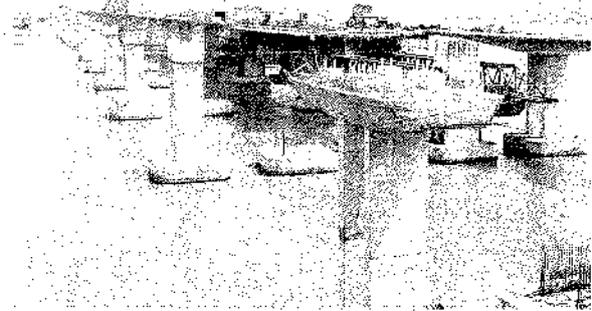
— getto del calcestruzzo mediante tubo convogliatore (fig. 5).

5

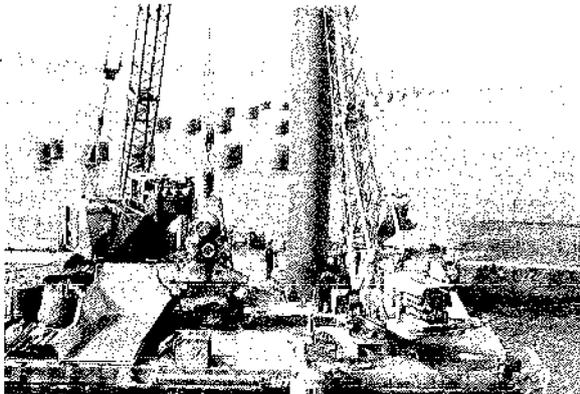




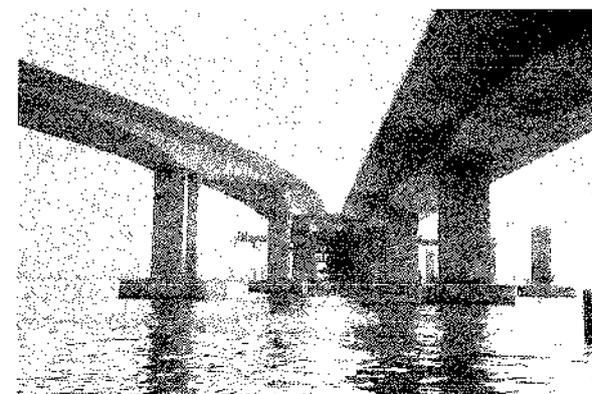
6



9



7



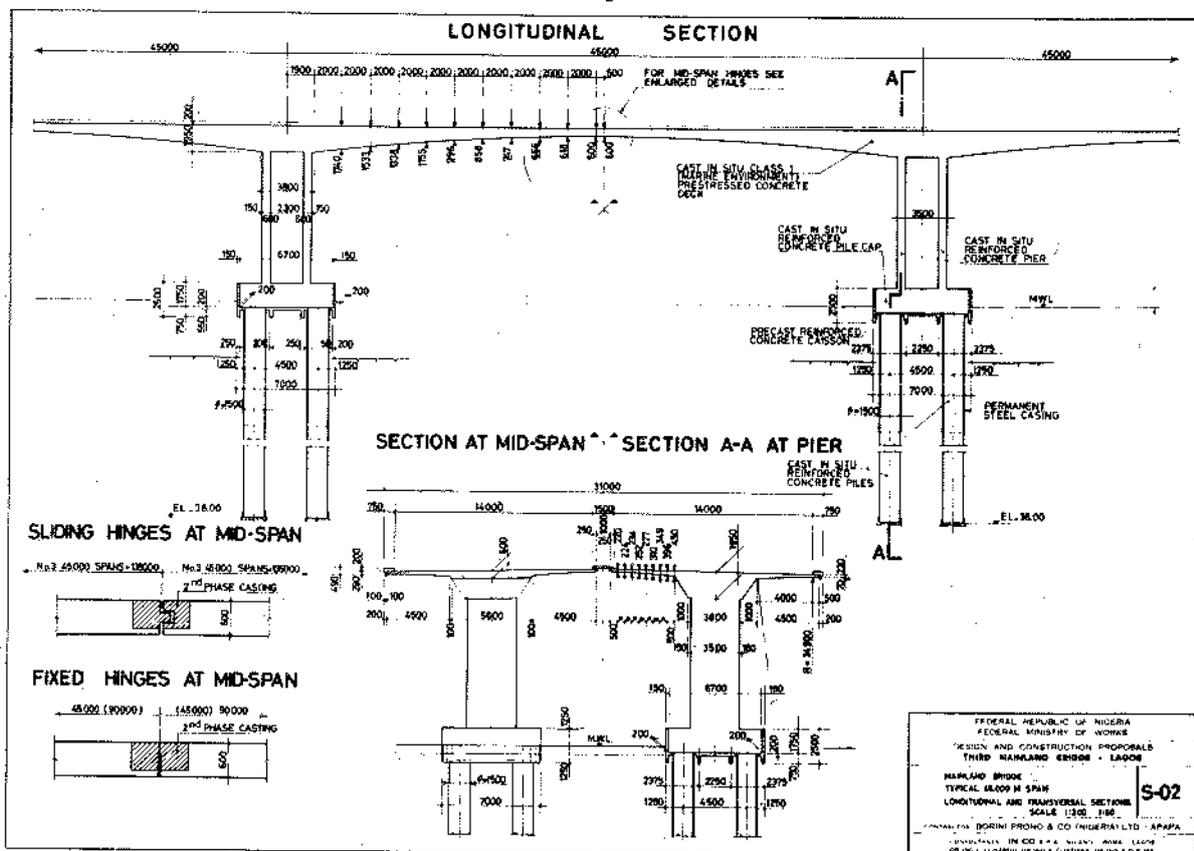
10

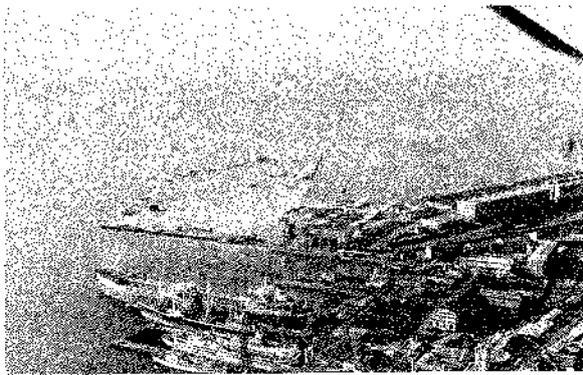
Tale tecnica pare oggi decisamente la più economica, per pali di grande o grandissimo diametro, ed è andata man mano perfezionandosi, con dispositivi di lavaggio atti a contenere entro un massimo del 3% la percentuale di sabbia nei fanghi e con additivi al calcestruzzo atti a mantenerlo fluido e coesivo pur con moderati rapporti acqua/cemento.

Va comunque adottato, anche in funzione di una buona protezione delle armature, un dosag-

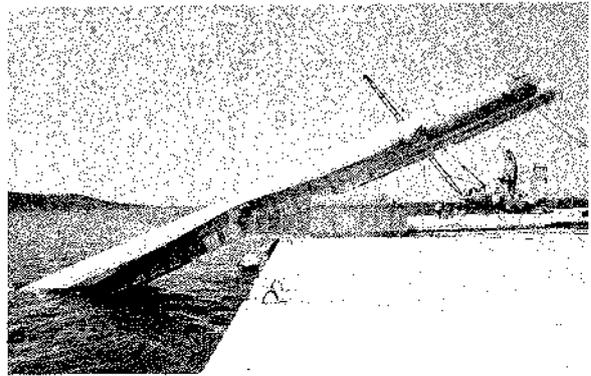
gio di almeno 400 kg di cemento per metro cubo di impasto.

Va rimossa ogni perplessità circa la bontà del calcestruzzo gettato in fango bentonitico, ove ogni buona norma venga coscienziosamente rispettata. Posso riferire che, nei pali a sostegno del bacino di carenaggio Breda a Marghera di 1,00 m di diametro, spinti a 40 m di profondità, le carote cilindriche estratte dai pali hanno denunciato resistenze dell'ordine di 400 kg/cm²; e che nei pali

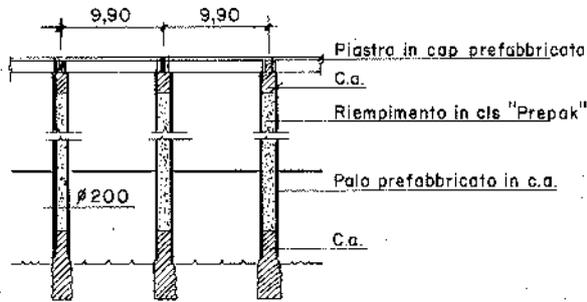




11

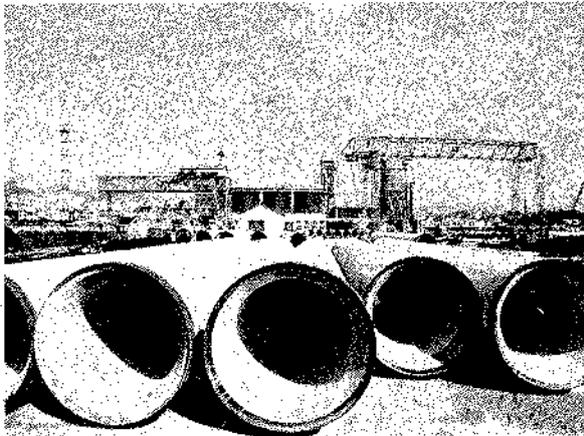


15



12

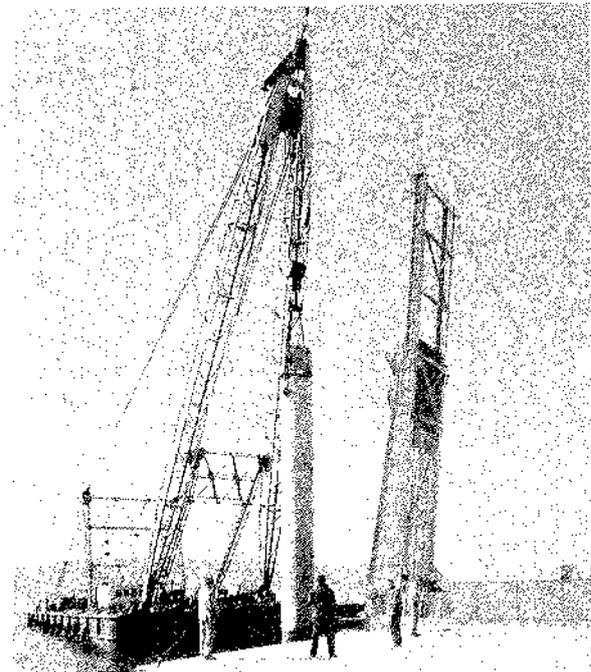
zione, è infissa traverso la coltre limosa fino ad attestarsi sul crostello sottostante; la perforazione prosegue nel crostello per alcuni metri mediante impiego di macchina « rotary » provvista di slargatori del bulbo di base; un getto in calcestruzzo fortemente armato solidarizza alla base la camicia prefabbricata al sottostante getto di imbasamento; il completamento del getto entro la camicia ha funzione di riempimento, a sollievo dei tassi di compressione, risultando il carico sui pali dell'ordine di 1000 t.



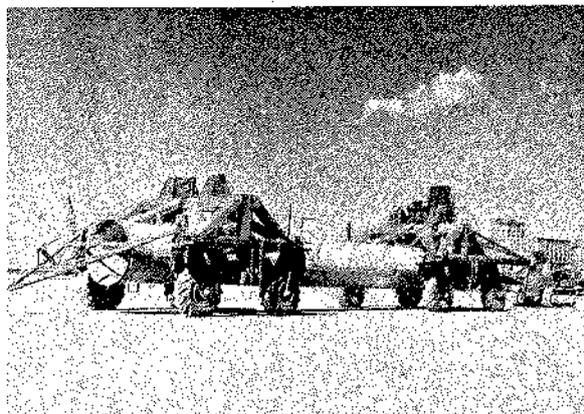
13

a sostegno del grande ponte sulla laguna di Lagos, di 1,50 m di diametro, spinti fino a 50 m di profondità, le prove non distruttive (metodi di ultrasuoni), hanno sistematicamente dato risultati soddisfacenti (figg. 6-10).

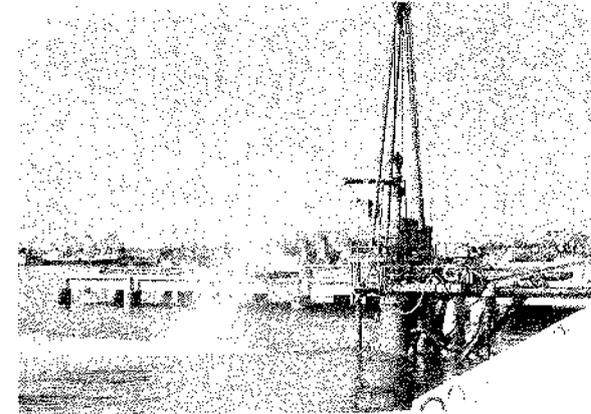
Un particolare tipo di palo è stato previsto a sostegno dell'impalcato del Molo VII di Trieste (figg. 11-17): una camicia prefabbricata in c.a. di 1,80 m di diametro, ottenuta per centrifuga-



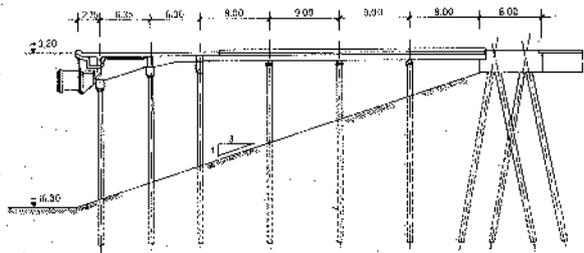
16



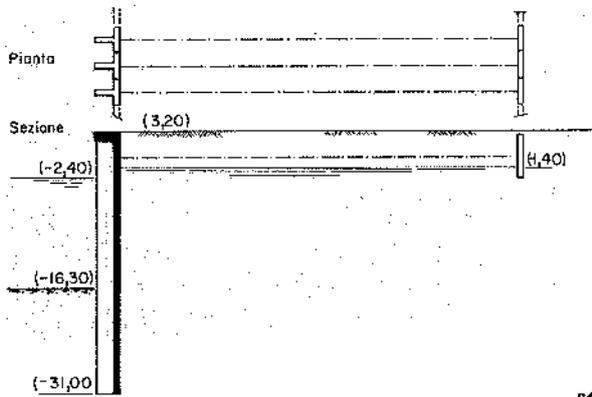
14



17



20

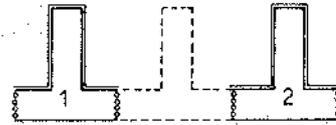


21

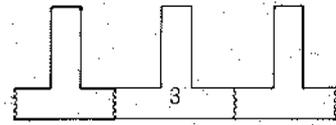
FASI ESECUTIVE PANNELLI



SCAVO



INSERIMENTO PALANCOLE CASSERI E GETTO PANNELLI 1e2



ESTRAZIONE PALANCOLE CASSERI. SCAVO E GETTO PANNELLO 3

22

criteri di scelta e le modalità esecutive di quell'imponente opera eseguita da Imprese Italiane nel Golfo Persico.

Le soluzioni esaminate ai fini di una scelta tecnico-economica sono state, per i bacini ad alto fondale (da $-13,80$ a $-16,80$):

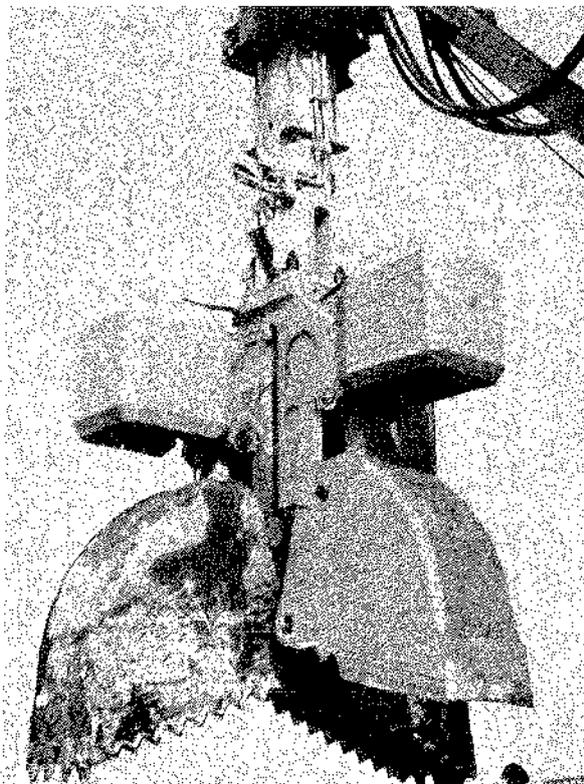
- un impalcato in cemento armato su pali;
- diaframmi continui ancorati.

La soluzione ad impalcato (fig. 20) veniva in definitiva scartata per l'imponente estensione che avrebbe assunto l'assetto pensile dell'opera, soggetto ad elevatissimi sovraccarichi, e l'interferenza tra i lavori di sistemazione della scarpata sottostante l'impalcato e l'esecuzione dello stesso. La soluzione prescelta è stata quindi quella a diaframmi continui in cemento armato ancorati in testa (fig. 21), da realizzarsi con scavo e getto

in presenza di fanghi bentonitici.

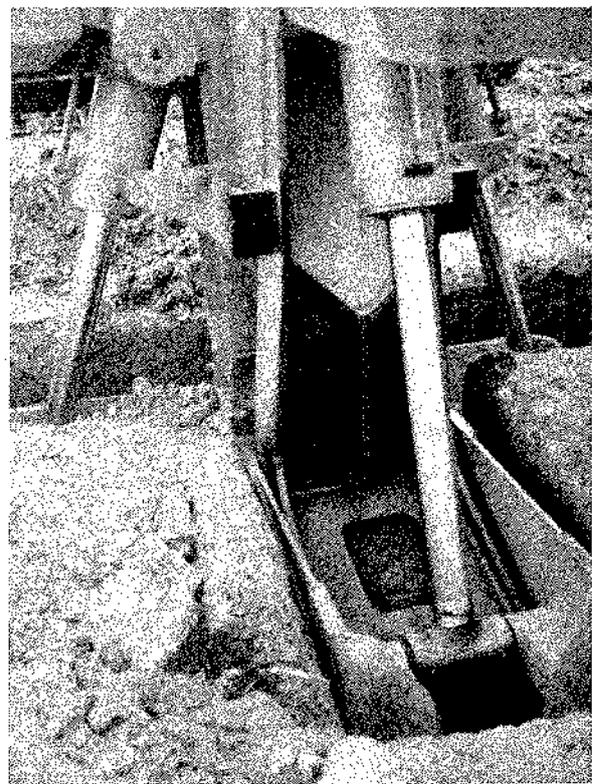
I diaframmi (fig. 22), con sezione a T su ingombro di pannello pari a $3,50 \times 3,50$ m e spessore di parete di 80 cm, sono spinti fino a quota $-31,00$ (fig. 23a, b) e presentano la peculiarità di esporre i contrafforti verso mare, in accordo col prevalente diagramma dei momenti flettenti. L'ancoraggio in testa (fig. 24a, b) è realizzato con cavi orizzontali composti da trefoli di acciaio armonico di 36 m di lunghezza, ancorati su retrostante palancolato continuo. I cavi sono a doppia protezione: una guaina in polipropilene avvolge i singoli trefoli, altra guaina ne contiene il mazzetto ed è iniettata con malta antiritiro di specialissima fluidità (fig. 25).

Una predisposizione costruttiva importante è l'inserimento di cassaforme metalliche, lato ma-

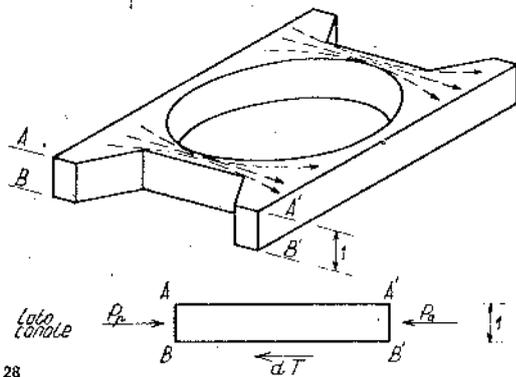
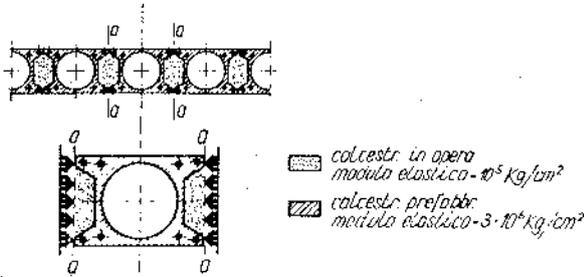


23

a)



b)



28

28), tanto che gli alleggerimenti comportano un risparmio di calcestruzzo, e di peso, dell'ordine del 50% rispetto ad un diaframma massiccio di egual spessore. Esse sono previste in cemento armato precompresso, con postensione mediante cavi rettilinei e possono essere costruite per conci, in ogni concio essendo previsti 4 fori longitudinali per l'infilaggio dei trefoli; due speciali conci, alle testate, sono conformati in modo da potervi sistemare gli ancoraggi. L'infiessione delle palancole avviene con l'ausilio di idrosonde traverso le cavità; la continuità tra di esse è realizzata mediante getti in opera effettuati nelle cavità tra gli elementi combacianti e collegamento in sommità a formazione di trave orizzontale continua, cui fanno capo i tiranti suborizzontali di ritegno. La precompressione è proporzionata in modo da non avere mai tensioni di trazione ai lembi, e poter perciò fare affidamento, anche in corrispondenza delle giunzioni tra i conci (con velo di resina epossidica), su sezioni totalmente reagenti.

GETTI DI CALCESTRUZZO SUBACQUEO

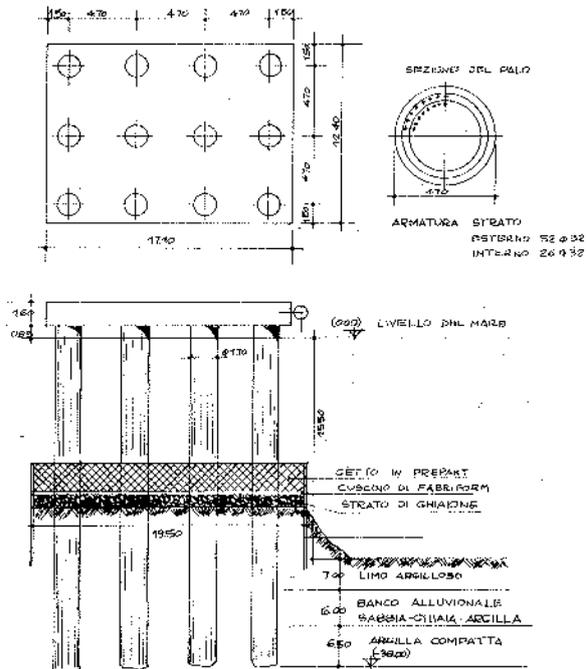
La possibilità di realizzare importanti getti di calcestruzzo strutturale (anche armato) sul fondo marino, o comunque in subacqueo, per lungo tempo è stata considerata di incerto risultato, fondamentalmente per due controindicazioni specifiche:

— il pericolo di dilavamenti importanti e alterazioni chimiche dei getti a contatto dell'acqua marina;

— la difficoltà, o l'impossibilità, di controllare la messa in opera e di procedere alla costipazione mediante vibrazione.

Tanto che si è generalmente fatto ricorso, con grande dispendio di mezzi ed operazioni accessorie, alla messa all'asciutto della superficie di impronta dei getti.

Citiamo ad esempio i bacini di carenaggio con platea gettata in opera, dove preventivamente il fondo scavo è messo all'asciutto perimetrandolo o con argini di ritenuta, o con palancole metalliche o diaframmi continui in cemento armato, oppure con cassoni cellulari prefabbricati. L'one-



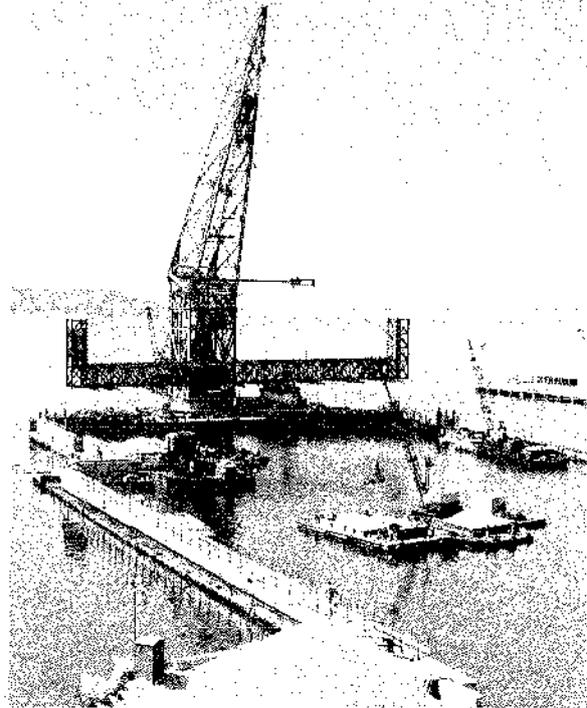
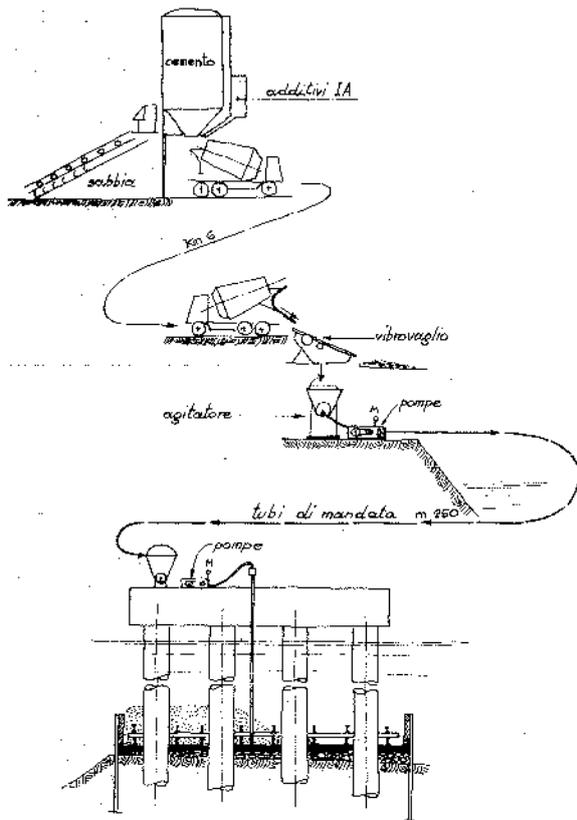
29

rosità del provvedimento soprattutto dipende dal fatto che non solo la struttura di perimetro deve risultare stagna, ma che deve essere altresì impedito l'afflusso di acqua da fondo scavo, soggetto a rilevante battente idraulico; ed inoltre che la struttura di perimetro, al momento della messa all'asciutto del vano contenuto, non fruisce della puntellazione sicura al piede, che successivamente viene provveduta dalla stessa platea di fondo.

Sono pertanto evidenti i vantaggi tecnici ed economici di poter eseguire getti subacquei assolutamente affidabili, ed in effetti recentemente alcune applicazioni hanno dato esito soddisfacente: applicando la tecnica del « Prepakt » o effettuando i getti con speciali calcestruzzi altamente reoplastici.

Nella loro memoria: « Consolidamento e ripristino di un pontile per l'attracco di petroliere da 50.000 e 80.000 D.W.T. in Gaeta », gli Ingg. V. Colombini e L. Diamanti riferiscono circa un consolidamento di strutture in fondazione mediante costruzione di un plinto armato realizzato alla profondità di 10 m sotto il livello del mare. L'intervento interessa l'isola terminale del pontile della G.I.P., dove l'impalcato di attracco insiste monoliticamente su 12 pali di 1,70 m di diametro, in calcestruzzo ad alta percentuale di armatura per poter sopportare ai momenti flettenti indotti dalle spinte trasmesse dalle navi in accostamento. I pali funzionavano come piedritti incastrati in mezzo elastico (il terreno del fondale), ma le scadenti qualità meccaniche del calcestruzzo impiegato, e l'esigenza di elevare il tonnellaggio delle navi in attracco, imponevano adeguati provvedimenti di rinforzo; il più conveniente è parso quello di creare all'altezza del fondale un solido blocco di ancoraggio che riducesse drasticamente l'altezza libera di inflessione (fig. 29).

L'impiego del calcestruzzo « Prepakt » ha permesso l'esecuzione di una platea armata di fondo delle dimensioni di $19,50 \times 13,40 \times 3,00$ m senza sospendere l'attività del pontile. Il procedimento consiste nel riempire il contenitore del getto con inerti selezionati di grosse dimensioni e di saturare successivamente i vuoti tra gli iner-



30 32

ti iniettando una malta di cemento, sabbia, acqua ed additivi, fortemente coesiva, leggermente espansiva e caratterizzata da assenza di affinità con l'acqua (fig. 30).

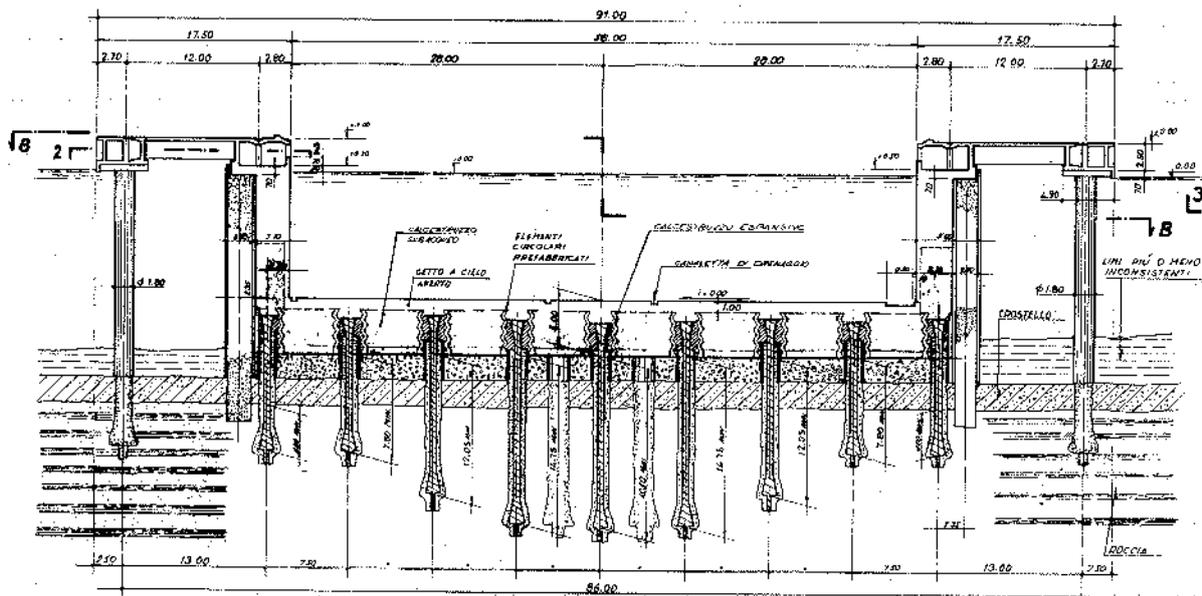
Il contenitore è realizzato mediante infissione di un palancolato metallico a perdere, emergente dal fondale per il solo spessore del getto, e posa di una massiciata in pietrame di costipamento sul fondo. L'armatura del plinto è costituita da travi a doppio T disposte a maglia incrociata. Gli autori della memoria descrivono in dettaglio le fasi costruttive e le delicate implicazioni tecnologiche, che incidono sul costo e limitano l'applicazione del sistema a interventi particolari.

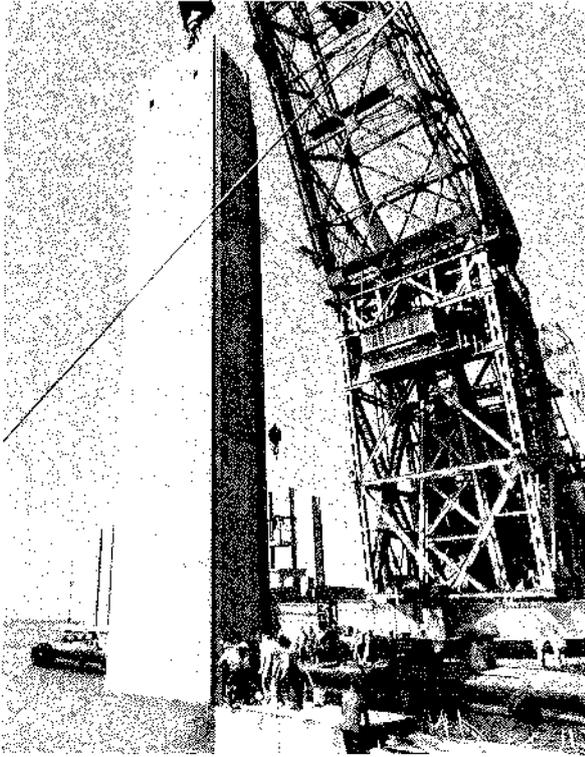
Nella loro memoria: «L'esecuzione della platea di fondazione del bacino di carenaggio S. Marco a Trieste mediante getto subacqueo di calcestruzzo reoplastico», il Prof. M. Collepari e gli

Ingg. S. Gennari, A. Triantafillis e S. Zorzi descrivono l'esecuzione della parte a mare della platea, su circa 9.000 m² di superficie, di 4,00 m di spessore, per complessivi 36.000 m³ di calcestruzzo, mediante getto subacqueo in calcestruzzo reoplastico.

La sezione trasversale del bacino (fig. 31), di 56 m di larghezza utile e 12 m di tirante d'acqua è strutturata come segue: due file di cassonetti prefabbricati, incastrati nel crostello di base con quota testa a + 0,50 m servono da « contenitori » esterni dei getti (fig. 32); palificate su maglia di 7,50 x 8,00 m trasmettono alle solide formazioni sottostanti i sovraccarichi verticali, o alternativamente fungono da tiranti, in caso di bacino vuoto, a compensare le sottospinte non equilibrate; una platea in calcestruzzo in subacqueo di rilevante spessore, armata con strutture

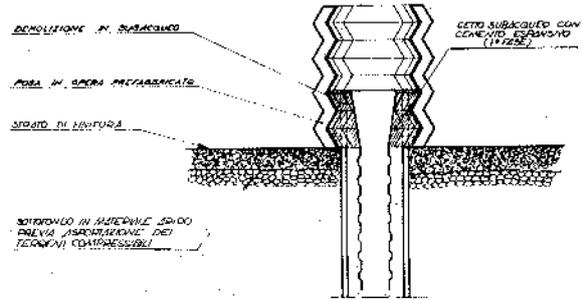
31



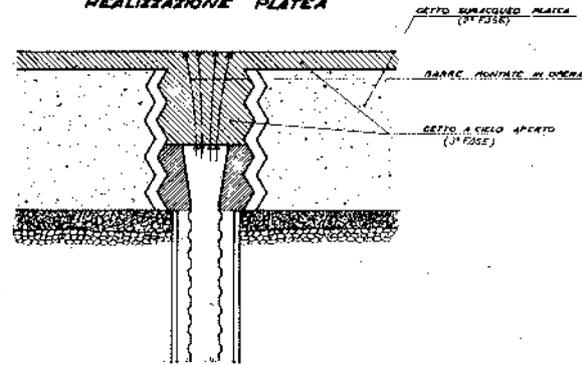


33

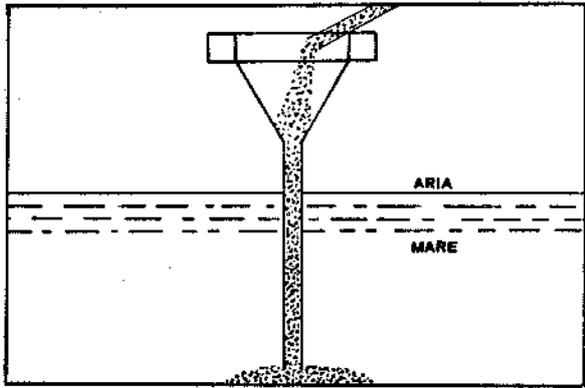
PREPARAZIONE TESTE PALI



REALIZZAZIONE PLATEA



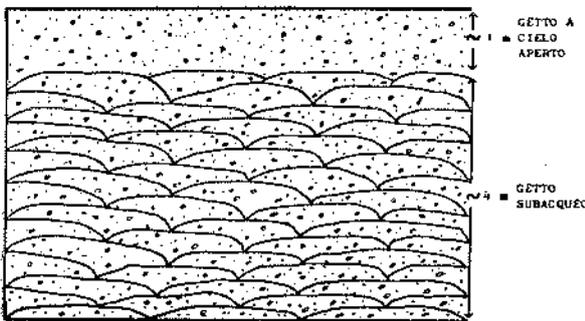
34



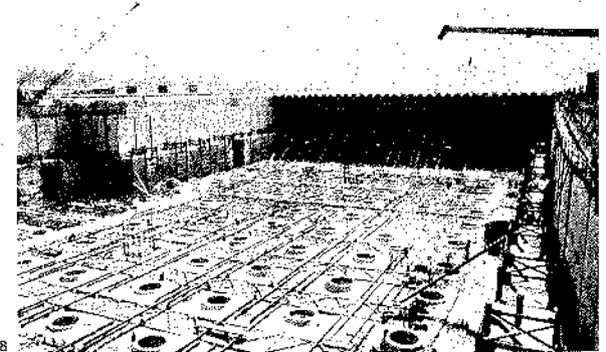
35

reticolari metalliche depositate sul fondo, distribuisce sui pali i rilevantissimi carichi concentrati trasmessi dalle taccate (fig. 33), oppure contribuisce col suo peso a sopportare le sottospinte. In calcestruzzo subacqueo sono gettati anche, fino a circa metà altezza, i muri perimetrali; l'aggancio tra platea e palificate è opportunamente operato da «cesti» cilindrici prefabbricati in cemento armato atti ad una migliore distribuzione degli sforzi puntiformi provenienti dai singoli pali (fig. 34); a bacino prosciugato, getti di completamento superficiale danno l'opera finita.

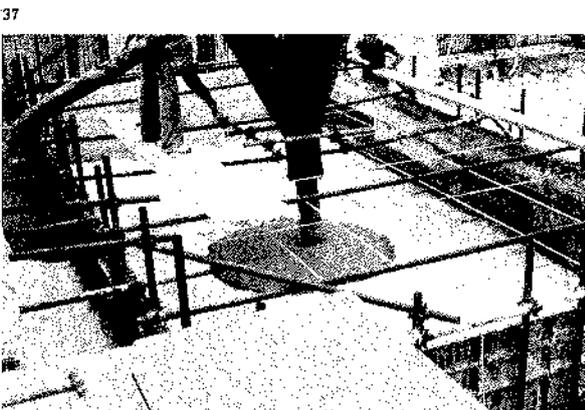
Dopo una laboriosa serie di prove in laboratorio e sul posto tendenti a simulare le condi-



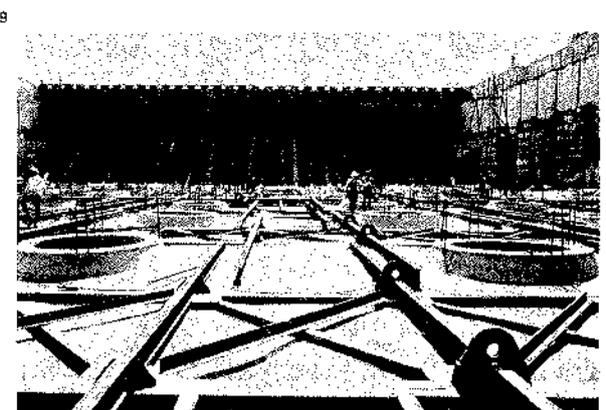
36



38



37



39

zioni operative e a scegliere la composizione più adatta per il calcestruzzo e le tecniche più idonee per la sua messa in opera, si è proceduto al getto in subacqueo della platea (fig. 35), costituito da un insieme di « pizze » di calcestruzzo, (diametro 15 m e volume 50 m³) gettate con continuità affiancate, sovrapposte e sfalsate per evitare ogni coincidenza nelle riprese (fig. 36). Il calcestruzzo, trasportato con autobetoniere, veniva pompato entro una tramoggia dalla quale scendeva attraverso un tubo per autolivellarsi sul fondo, a quota — 16 m (fig. 37). Si richiedeva pertanto un impasto estremamente fluido (24-26 cm di « slump ») ma al tempo stesso coesivo e non segregabile per impedirne il dilavamento; la grande fluidità del calcestruzzo risultava indispensabile anche per la presenza di ostacoli orizzontali e verticali costituiti dai cesti in testa alle palificate e dai tralicci

di armatura (figg. 38, 39). Veniva allo scopo impiegato un calcestruzzo reoplastico, autolivellante e coesivo in virtù di additivo superfluidificante, dosato a 400 ÷ 450 kg di cemento Portland ordinario, con rapporto acqua/cemento pari a 0,45, e con resistenza caratteristica sistematicamente maggiore di 350 kg/cm²; con bassissima porosità, ad impedimento della penetrazione dei sali solfatici nel suo interno; la sua fluidità e la compattezza risultante hanno evidenziato, nelle prove effettuate a sfilamento di barre nervate, un'eccezionale aderenza tra ferro e calcestruzzo (valori ultimi dell'ordine di 200 kg/cm²).

Le operazioni di getto, su un piano precisamente programmato, sono procedute speditamente (in un giorno venivano gettati 500 ÷ 600 m³ di calcestruzzo), con ridottissimo impiego di operatori.

Strutture marittime: realizzazioni

RELAZIONE GENERALE: DR. ING. SILVANO ZORZI

Parte Seconda (*)

STRUTTURE PREFABBRICATE SOMMERSE

In mare, i molteplici fenomeni ed azioni me-teomarine non solo rendono ardua la progetta-zione delle opere, ma soprattutto comportano one-rose tecnologie costruttive, del tutto particolari e differenziate rispetto a quelle per costruzioni in terraferma; gli stessi mezzi d'opera, per lo più galleggianti in acque mosse, vanno di caso in caso appositamente scelti anche in funzione di quanto possa essere al momento reperibile sul mercato. Per lo meno però un ausilio proviene, in fase di costruzione, dalla sottospinta stessa del-l'acqua in funzione del volume di liquido spo-stato; tanto che la generale tendenza è oggi quella di prevedere strutture prefabbricate cellulari, ad-dirittura galleggianti in fase di movimentazione, da affondare in sito e stabilizzare definitivamente me-diante zavorra a riempimento dei vani interni. Cassoni cellulari in cemento armato, o precom-presso, possono, ad esempio, essere costruiti in bacini all'asciutto, con fondo a quota tanto infe-riore a quella di medio mare da consentire, una volta aperti i varchi, il loro galleggiamento e tra-sporto per flottazione. Oppure i cassoni possono essere costruiti su piattaforme galleggianti, zavor-rando le quali con acqua e provocandone l'affon-damento, essi vengono a trovarsi in situazione di galleggiamento autonomo.

Sono state in tal modo costruite dighe di di-fesa portuale, moli di attracco, condotte sottoma-rine. Tale tecnica costruttiva è stata anche impie-gata per la costruzione di grandi bacini di carenaggio in mare, ad esempio a Palermo e a Geno-va. In particolare a Genova, per il galleggiamento dei grandi «conci» di bacino si è fatto ricorso, oltre che alla conformazione cellulare della strut-tura, anche al tipo del materiale strutturale, il calcestruzzo di argilla espansa, con peso specifico pari a 2/3 di quello del calcestruzzo con inerti lapidei pesanti.

Nella loro memoria: «Progettazione strut-turale e tecnologica di opere prefabbricate su bacino galleggiante», gli Ingg. G. Calcerano, A. Moschella e A. Nezi illustrano i problemi connessi con la costruzione di cassoni costruiti e va-rati mediante un bacino galleggiante trasportabile d'acciaio.

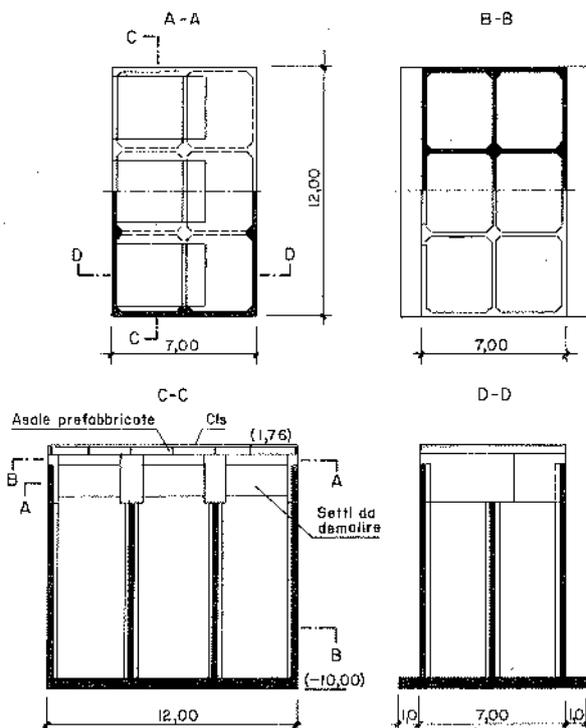
La nuova banchina del Porto di Olbia (fig. 40)

è composta di cassoni cellulari in cemento arma-to, depositati a quota -10,50 m su fondale di roccia granitica preventivamente livellato.

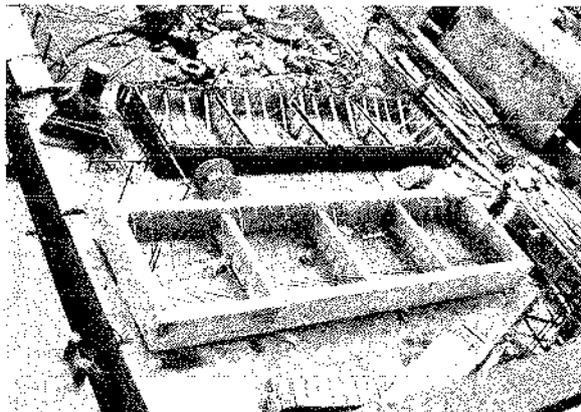
I cassoni (fig. 41), dell'ingombro di 7 x 12 m, sono stati costruiti su bacino galleggiante, fino ad una quota in elevazione compatibile con il pescaggio dei fondali e con l'altezza baricentrica critica, e successivamente completati in assetto di galleggiamento autonomo (figg. 42a, b). Il pro-getto prevedeva la costituzione in sommità di tasche di smorzamento d'onda ma, per necessità di flottaggio, le pareti furono inizialmente costruite continue, con apposite predisposizioni per il suc-cessivo abbattimento delle zone corrispondenti alle tasche.

La seconda presa a mare di Porto Torres (fig. 43), è un manufatto a doppia camera imbasato su fondale a quota -13 m. E' costituita da con-ci di 12 m di lunghezza a canne abbiniate, ognuna di ingombro utile di 3,05 x 3,20 m.

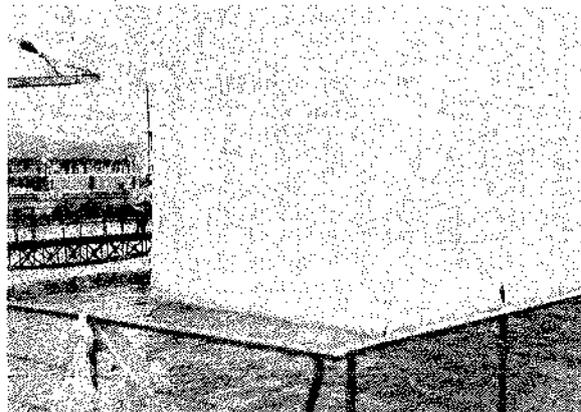
I conci prefabbricati su bacino galleggiante e provvisti di ture provvisorie sulle testate, ven-gono esattamente affondati nella trincea predi-spоста nel fondale naturale mediante ausilio di



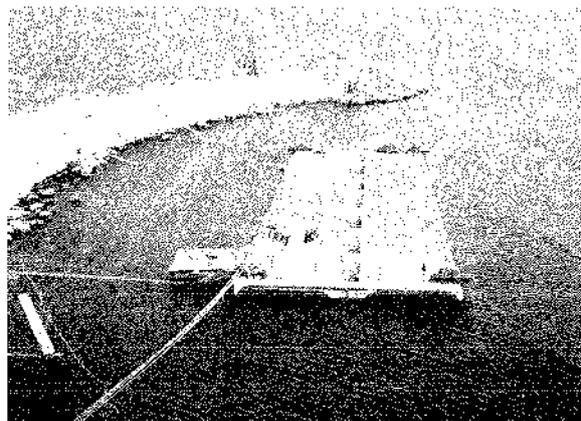
(*) La prima parte della Relazione è stata pubbli-cata nel fascicolo n. 3/1982 del Notiziario.



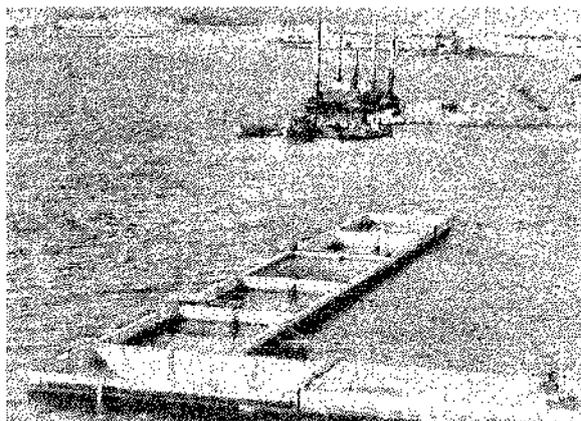
41



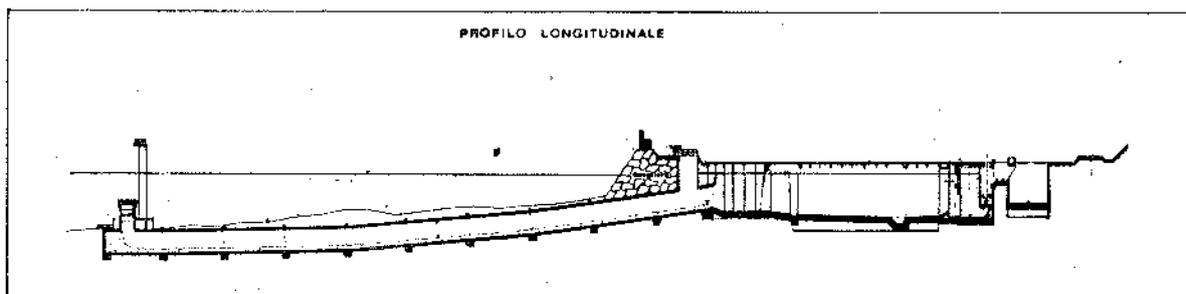
42a



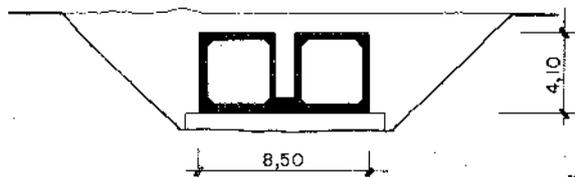
44



42b



43a



43b

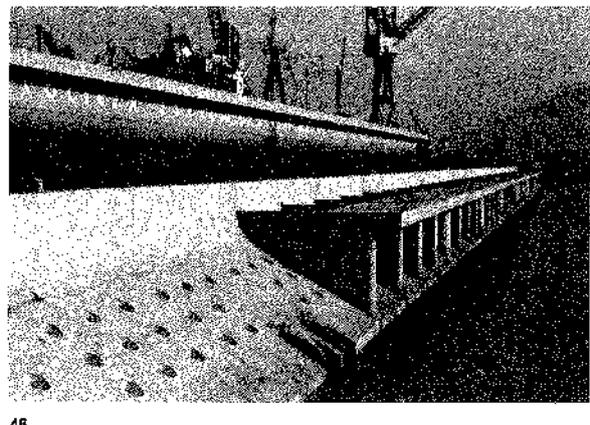
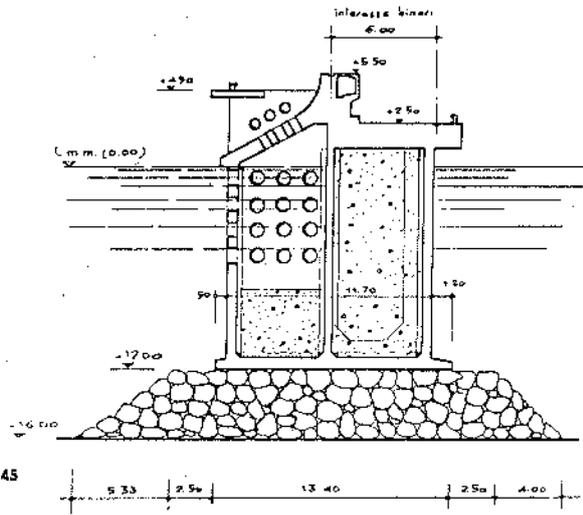
una piattaforma a gambe retrattili (fig. 44). Il successivo zavorramento con calcestruzzo nell'interspazio tra le canne e ritombamento della trincea forniscono l'assetto stabile alla struttura cellulare anche in fase di svuotamento e manutenzione delle canne.

Nella loro memoria: « Alcune recenti realizzazioni di opere di difesa in cassoni in cemento armato », i Prof. E. Benassai e L. Locascio sviluppano a fondo l'argomento delle strutture cellulari soprattutto con riferimento alle « condizioni di agitazione » del mare e all'opportunità di rendere minima « l'energia riflessa » del moto ondoso.

Il nuovo molo Martello nel porto di Napoli ha funzione di difesa e di attracco per bacini gal-

leggianti di elevato tonnellaggio. Al fine di conseguire una struttura antiriflettente di sicura efficienza la soluzione prescelta consiste in un molo con profilo esterno discontinuo, verticale in basso e a scarpa in elevazione, permeabile al moto ondoso sia nella parte immersa che nella zona emersa; in particolare esso consta di un'infrastruttura a cassoni parallelepipedi, poggianti a quota — 12,00 m su un imbasamento a scogliera, dal quale si eleva una sovrastruttura in elementi gettati in sito inclinati di 30° rispetto all'orizzontale, che vanno a raccordarsi a un muro paraonde a paramento verticale (fig. 45); le pareti verticali lato mare dei cassoni e quelle inclinate facenti parte della sovrastruttura sono munite di fori (fig. 46), e le celle esterne dei cassoni sono lasciate libere da zavorra, in funzione della massima « porosità » del paramento (fig. 47).

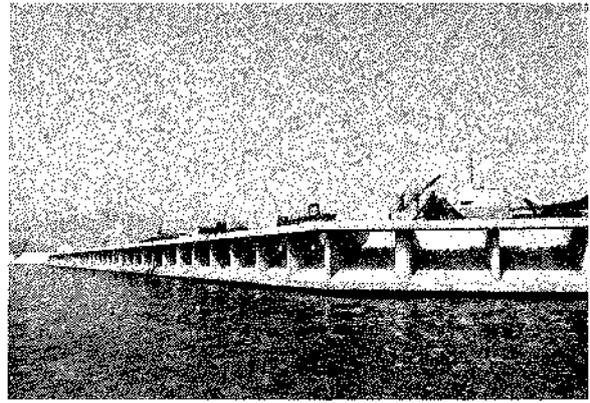
I cassoni prefabbricati presentano in pianta dimensioni cospicue (12×12 m circa); la zona più delicata è quella della parete forata, e per assicurare ivi una tranquillante sicurezza alla fessurazione si è analizzato in dettaglio lo stato tensionale nell'intorno dei fori e sono state adottate adeguate armature.



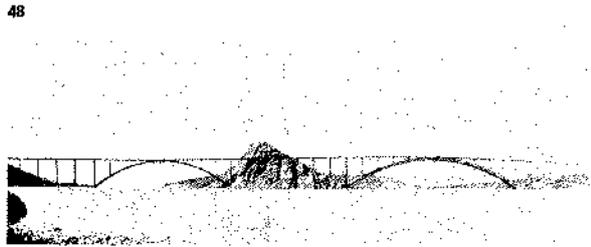
46

Nella nuova diga foranea del Porto di Castellammare di Stabia, di prossima esecuzione, gli stessi autori prevedono cassoni cilindrici accostati, ed analizzano da un lato il comportamento di moto ondoso e correnti contro il paramento a volte multiple, e d'altro lato i notevoli vantaggi della struttura arcuata agli effetti di una migliore distribuzione delle tensioni e di un'apprezzabile economia di materiali.

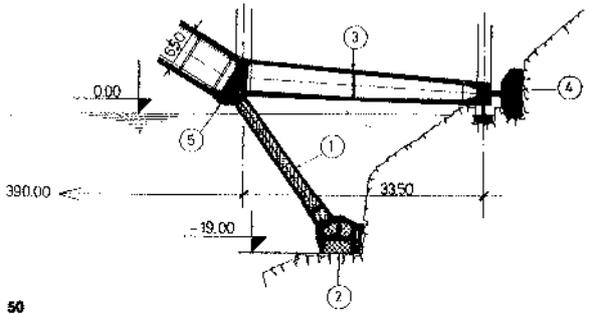
Nella sua memoria: « Esecuzione delle fondazioni del più grande ponte ad arco in calcestruzzo: Costa-Isola S. Marco » (fig. 48), l'Ing. D. Almesberger riferisce come le fondazioni e i primi elementi in spiccato di un grande ponte



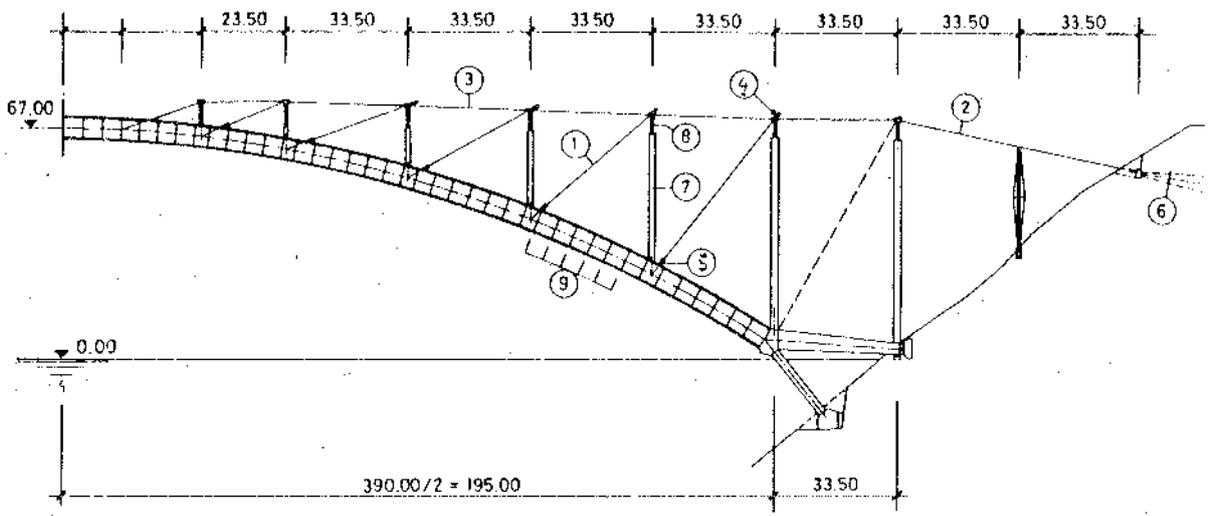
47



48 - Ponti ad arco: Isola S. Marco-Isola di Veglia; 50 - Fondazione dell'arco grande, parte Isola di San Marco.



50



49 - Costruzione dell'arco grande con il sistema mensola.

Legenda:

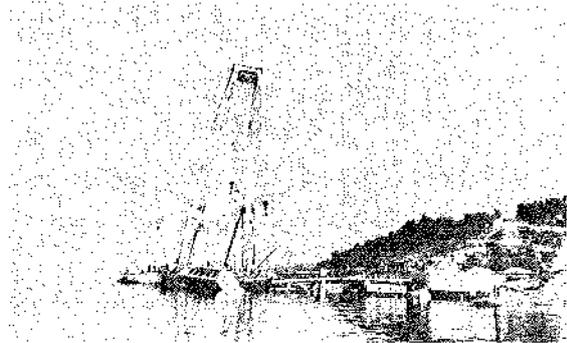
- 1 - Tirante portante
- 2 - Tirante d'ancoraggio
- 3 - Tirante d'ancoraggio esteso
- 4 - Dispositivo per il controllo della forza nel tirante

- 5 - Ancorante d'acciaio per collegamento del tirante con l'arco
- 6 - Cavi ancorati nella sponda rocciosa
- 7 - Pilastri della costruzione stradale
- 8 - Parte provvisoria del pilastro
- 9 - Cellule prefabbricate dell'arco

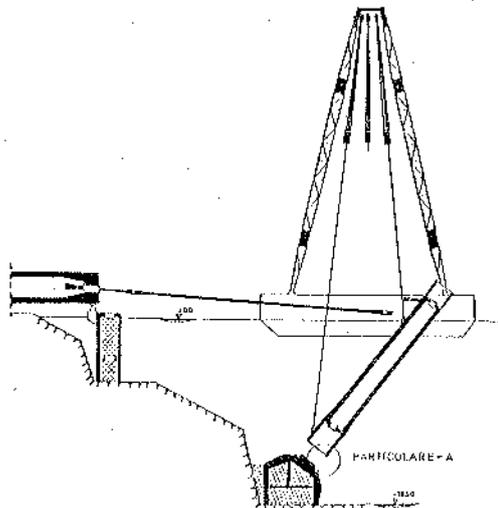
ad arco sono stati eseguiti nel mare, ad una profondità di 20 m, mediante prefabbricazione, trasporto e posa per affondamento di strutture a cassone in cemento armato. Si tratta del maggiore dei due ponti che uniscono la costa Jugoslava all'isola di Veglia, costituito da un arco, di ben 390 m di luce per la parte emergente dalle acque, che insiste alle imposte su stampelle sommerse nel mare (fig. 49).

Il progetto dell'Ing. Ilija Stojadinovic è veramente eccezionale per dimensioni e leggerezza, e per il sistema di costruzione dell'arco, a successivi conci a sbalzo sostenuti in fase di avanzamento mediante un arditissimo sistema reticolare, tirantato ai fianchi rocciosi delle sponde.

In corrispondenza delle imposte, l'arco insiste su una struttura a forbella, che presenta un'asta orizzontale emergente dall'acqua e un'asta inclina-



a



51 - a) Posizionamento dell'elemento diagonale; b) Montaggio dell'elemento diagonale della fondazione.

ta che si prosegue in immersione fino a reperire il fianco sommerso della sponda (fig. 50). Sia le fondazioni che le aste immerse sono costituite da strutture cellulari in cemento armato, del peso dell'ordine delle 500 t, prefabbricate sulla costa e trasportate da natanti sul posto di collocamento. Il natante per il trasporto veniva fatto affondare col suo carico fino a riposare sul fondo, da dove una gru galleggiante (fig. 51a) prelevava gli elementi prefabbricati collocandoli in opera sempre in posizione di immersione, per avvantaggiarsi dei pesi ridotti delle strutture cellulari soggette alla sottospinta (fig. 51b). Successivamente tutte le cellule sono state riempite con calcestruzzo strutturale, gettato in aria compressa entro il cassone di fondazione e con getto all'aperto entro l'asta inclinata, una volta che questa era stata agganciata a tenuta stagna contro il cassone.

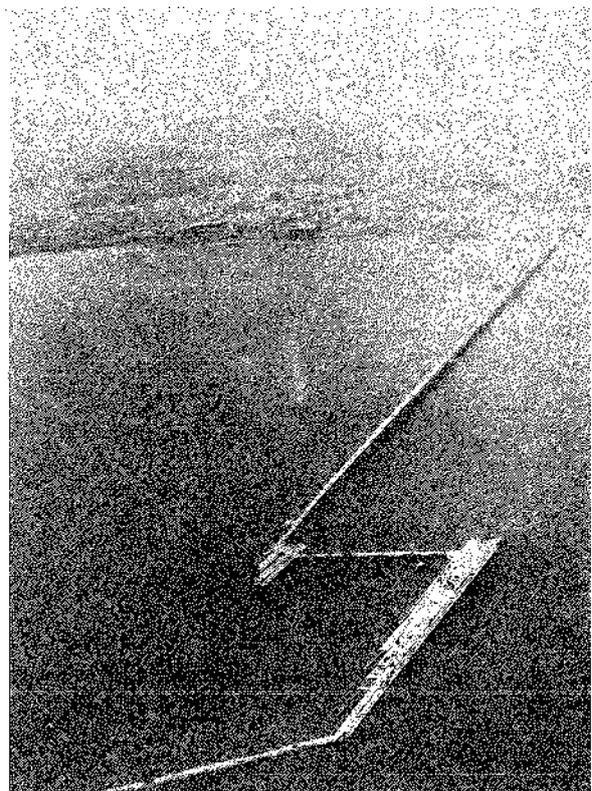
STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Il perfezionarsi della tecnologia delle palificate in mare consente la costruzione di moli, banchine e porti anche con impalcati pensili, in grado di sopperire a rilevanti sovraccarichi e spinte orizzontali; tanto che tale soluzione strutturale sempre più pare affermarsi in concorrenza con le più tradizionali soluzioni a cassoni zavorrati funzionanti a gravità; soprattutto in presenza di fondali profondi e di terreni di fondazione di poca portanza.

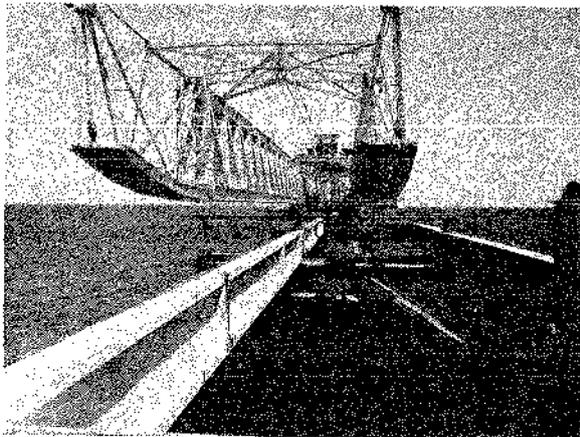
Gioca anche il fatto che è sempre più importante una globale economia di materiali, anche a prezzo di attrezzature più onerose e tecnologie più impegnative, e che sempre più si richiedono tempi brevi per la realizzazione; ad esempio, il Molo VII nel Porto di Trieste ha comportato la costruzione in mare di 230.000 m² di impalcato pensile su pali di grande diametro, in tempi di esecuzione eccezionalmente ridotti (24 mesi: a cantiere avviato, si avanzava al ritmo di 400 m² di molo al giorno).

Nella loro memoria: «Una struttura di tipo particolare: la diga del porto industriale di Manfredonia», il Prof. M. Caironi e l'Ing. A. Manfredini descrivono le varie alternative esaminate per la costruzione della diga frangiflutto e illustrano la soluzione prescelta, consistente in una struttura su pali, con parete lato mare realizzata con pannelli prefabbricati in cemento armato.

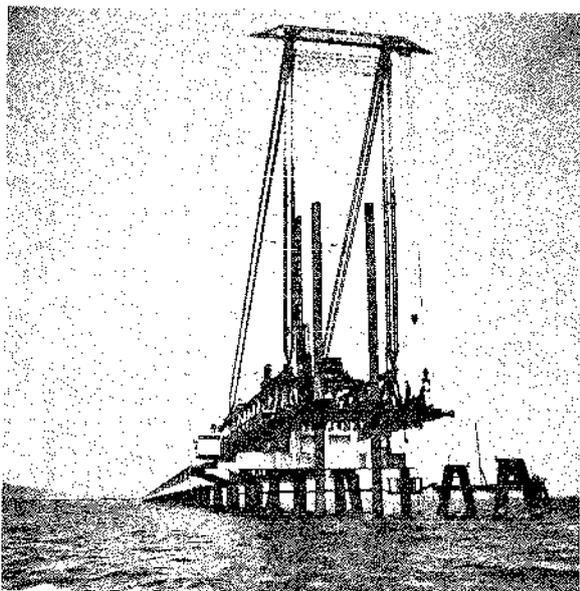
Il porto, per le sue caratteristiche di speciale impiego, è un porto-isola collegato a terra con una struttura a giorno; e protetto, sullo sviluppo di circa un km, da una potente diga frangiflutto in acque profonde (fig. 52), atta a sopperire ad altezze significative di onde di 4,40 m, e ad altezze massime di onde individuali, in condizione di rottura, di 7,50 m.



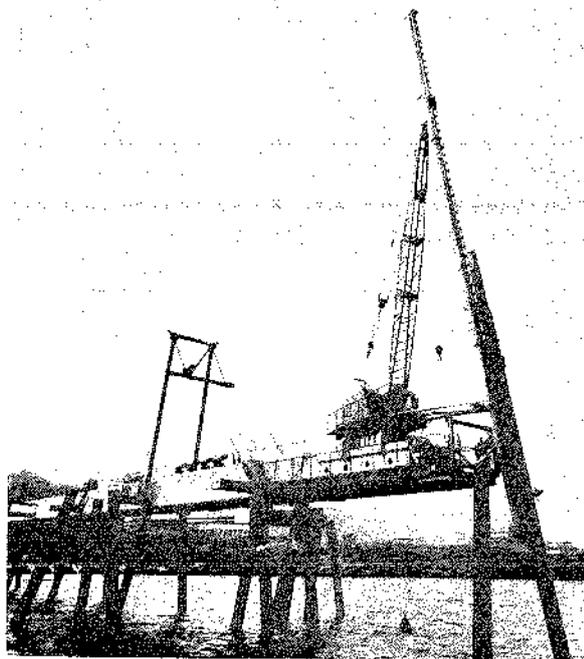
52 - Veduta aerea del porto in costruzione.



55 - Pontile ISAB: varo longitudinale delle travi precomprese del pontile.



56 - Pontile Rumianca: traliccio di varo con battipalo in testa.



57 - Pontile Saras: il battipalo in funzione sull'avambecco.

il battipalo in testa ad uno speciale traliccio (fig. 56), che operava successivamente il varo dei pulvini prefabbricati in cemento armato e degli impalcati in cemento armato precompresso.

Nel pontile Saras Chimica - Sarroch il principio della costruzione in avanzamento è stato ulteriormente perfezionato; l'impalcato è infatti costruito « per estrusione » in tronchi di 15 m solidarizzati su lunghezze di 360 m mediante barre di precompressione e spinti verso mare; l'infissione dei pali è in questo caso effettuata in avanzamento da battipalo montato su apposito avambecco dello stesso impalcato (fig. 57). Il procedimento di costruzione dell'impalcato per estrusione e spinta è in effetti quello che consente la massima indipendenza dai mezzi marini e la massima monoliticità globale della struttura.

STRUTTURE GALLEGGIANTI

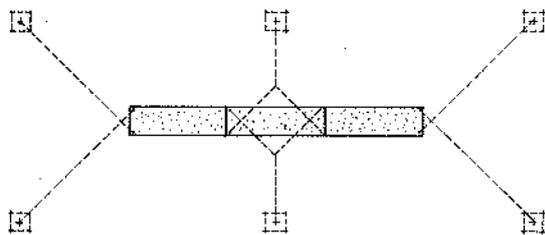
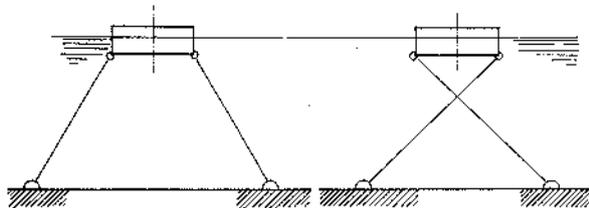
Già da decenni si costruiscono navi con scafo in cemento armato (o meglio in ferro cementato); e cassoni galleggianti in cemento armato servono da appoggio per impalcati da ponte attraverso fiumi e bracci di mare.

I problemi connessi riguardano la tenuta stagna, che si ottiene mediante calcestruzzi compatti ed impermeabili, con ogni accorgimento per evitare comunque la fessurazione: mediante armature a maglie fitte di piccolo diametro, o mediante precompressione. Per contro l'impiego di calcestruzzi leggeri, più leggeri dell'acqua e perciò galleggianti anche senza ausilio di alleggerimenti, risulta per il momento problema non risolto, essendo l'intrinseca leggerezza una caratteristica antitetica alla robustezza strutturale e alla compattezza esente da porosità.

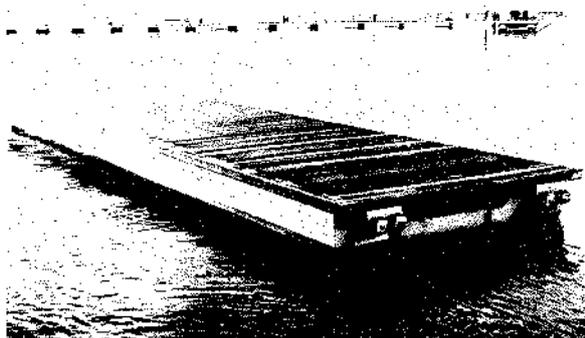
Nella loro memoria: « I pontili galleggianti in calcestruzzo armato: studi e applicazioni », il Prof. M. Caironi e l'Ing. G. Pestalozza affrontano il problema specifico sotto l'aspetto della stabilità di galleggiamento in condizioni di agitazione del mare e mettono in evidenza i vantaggi specifici a servizio della nautica minore:

- il loro costo è indipendente dalla profondità d'acqua in cui devono collocarsi;
- rimane costante il franco fra il piano del pontile e il ponte del natante, indipendentemente dalla marea;
- è possibile effettuare dragaggi per aumentare l'altezza del battente d'acqua;
- è fattibile lo smontaggio e rimontaggio in altre località.

Un pontile galleggiante consiste generalmente in una serie di cassoni solidarizzati da un impalcato superiore, da cui possono dipartirsi delle passerelle pedonali, poggianti sul pontile e, all'estremità esterna, su un galleggiante supplementare; il problema dell'ancoraggio è risolto o con pali verticali, sui quali il pontile può scorrere verticalmente, o con catene ancorate a corpi morti sul fondo marino (figg. 58-60); i collegamenti fra i singoli elementi di pontile sono di solito effettuati attraverso cerniere sferiche; per impedire l'eventuale allagamento delle camere a seguito di urto dirompente sulle pareti laterali, si può ricorrere al riempimento dei vani con polistirolo espanso a cellula chiusa, dotato di ridotto assorbimento d'acqua. Una tecnologia nuova è quella dell'impiego di calcestruzzo con fibre di poli-



58



59

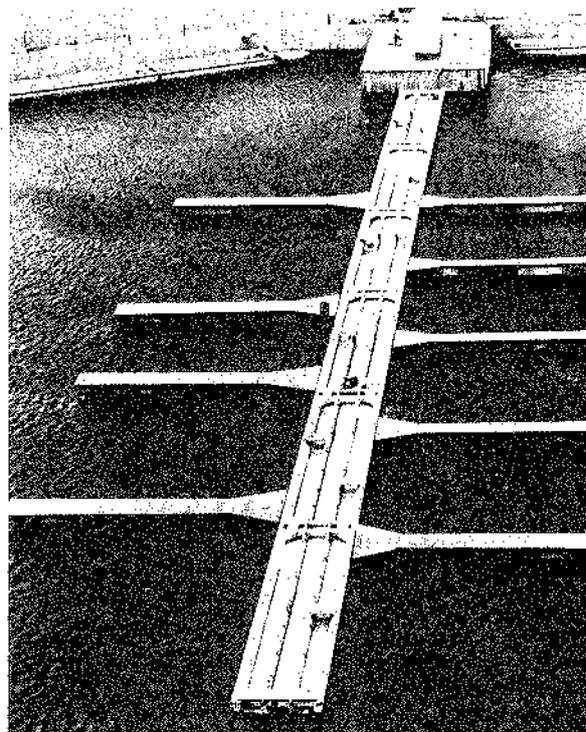
propilene che, pur presentando la difficoltà di una uniforme miscelazione, sembra garantire una maggiore durabilità in presenza di acque di mare.

RIPARAZIONI E RESTAURI DI STRUTTURE MARINE

Si è costruito molto in mare con impiego di strutture in calcestruzzo, o cemento armato o pre-compresso, ma spesso si è costruito male. Gli effetti dell'aggressione dei sali marini e dell'abrasione da moto ondoso sono frequentemente visibili anche in opere relativamente recenti. Le cause principali sono individuabili negli impasti scadenti di calcestruzzo e nella scarsa protezione dei ferri di armatura; frequentemente già in fase di progetto non sono state adeguatamente valutate le entità delle forze in gioco, specie quelle provenienti dagli agenti naturali; oppure il dimensionamento non ha tenuto dovuto conto della necessità di prevenire la fessurazione, o quanto meno contenerla nei limiti raccomandati da ogni buona normativa.

Gli interventi di restauro in mare, specie in opere immerse, sono quanto mai difficili ed onerosi; per lo più sono impiegate spalmature in resine epossidiche o malte fortemente additivate con polimeri.

Nella sua memoria: « Riparazioni in loco di strutture in cemento per mezzo del consolidamento sotto vuoto », James Milne riferisce circa



60

la metodologia ed i vantaggi del procedimento, che da tempo è industrialmente applicato in autoclave, per l'impregnazione di strutture porose o fessurate.

Solo recentemente si è sviluppata la tecnica del trattamento sotto vuoto effettuato in loco: avvolgendo la struttura da trattare in un manto di polietilene, con pompe a vuoto viene estratto dall'interno dell'involucro il maggior quantitativo di aria possibile, e i vuoti vengono riempiti, per aspirazione, dalla soluzione impregnante iniettata tra l'involucro e la struttura da sanare. Certamente il procedimento pare il più « risolutivo » agli effetti dell'uniforme impregnazione sia superficiale che profonda; in pratica le applicazioni dipendono dalla forma della struttura da riparare e dalla possibilità di sigillare a perfetta tenuta di aria l'involucro di polietilene contro le superfici da trattare.

CONCLUSIONI

Abbiamo assieme viaggiato per mare per verificare, sulla scorta delle memorie presentate, quanto diversificate siano e in quanti campi vi si impieghino, le strutture in cemento armato e cemento armato precompresso; ma abbiamo viaggiato soltanto lungo le coste, non ci siamo spinti in mare aperto; dove invece, in rapido crescendo, enormi piattaforme marine in cemento armato precompresso, poggianti su fondali a profondità di 100 m ed oltre stanno sostituendosi a quelle in acciaio; trattasi di opere gigantesche, i cui costi astronomici sono oggi giustificati dalla necessità di estrazione del petrolio dal fondo marino. Spesso tali piattaforme sono abbinate ad altrettanti giganteschi serbatoi adagiati sul fondo.

La tecnologia è specializatissima, la si può paragonare, come ordine di grandezza di problemi connessi, con quella delle strutture delle centrali nucleari; il nostro paese appena ora si affaccia a tali intraprese e penso che l'argomento da solo meriterebbe un convegno particolare.