

« ATTI DELLE GIORNATE A.I.C.A.P. 1987 » - Stresa, 23-24 Aprile

TEMA A: I PROBLEMI DELLE GRANDI COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA

# I problemi delle grandi costruzioni in zona sismica. Aspetti teorici

Relazione generale: Prof. Ing. Paolo Emilio Pinto

## 1. Premessa

La massima parte delle costruzioni da realizzare in zone sismicamente attive è regolata da norme tecniche specifiche, che in Italia posseggono anche status giuridico di legge. Molte di queste norme sono concepite in modo da guidare il progettista lungo linee procedurali univoche e, subordinatamente all'obiettivo di una sicurezza finale uniforme ed adeguata, le più semplici possibili.

Questa situazione, che per molti aspetti è ragionevole e considerabile, ha dei limiti altrettanto ovvi dei suoi vantaggi.

Di fronte ai fenomeni naturali e alla fisica delle strutture che semplici non sono, la semplicità della norma è raggiunta attraverso un processo di astrazione; né le azioni né le strutture considerate dalla norma sono dunque necessariamente « veri »: sono dei modelli sufficienti allo scopo. Il limite sta nel fatto che, avendo la norma carattere cogente, il progettista non si trova nella necessità, e non prova quindi neppure stimolo, a sviluppare in proprio una cultura su cui fondare scelte progettuali convinte. La convinzione non essendo richiesta dalle norme, il risultato è che di fronte a casi da esse non previsti la mancanza di allenamento ad una autonomia di azione può condurre ad uno stato di smarrimento.

Da questa osservazione prendono spunto le brevi note che seguono. Il loro principale obiettivo è il delineare qualitativamente il processo logico cui dovrebbe necessariamente ed esclusivamente affidarsi il progettista per affrontare un problema non trattato da norme.

Un cenno ad applicazioni svolte è inserito per dare concretezza all'esposizione concettuale.

Il processo consiste essenzialmente nell'identificare, raccogliere, descrivere quantitativamente e combinare tra loro tutti e soli gli elementi conoscitivi necessari per dare razionalità alle proprie decisioni.

Si tratta, è bene dirlo subito, di concetti ultra noti, ormai integrati nella mentalità comune; l'aspetto che conferisce loro un interesse particolare è nella loro crescente diffusione applicativa.

Il progetto di opere che abbiano un qualche rilievo, non soltanto e non necessariamente economico, quanto piuttosto legato alla natura ed entità delle conseguenze di un loro dissesto, sempre più raramente accade che rimanga privo di una verifica della sicurezza eseguita per via indipendente da eventuali normative.

## 2. Posizione del problema e discussione sul metodo di misura della sicurezza

Definiamo sistema un organismo progettato per lo svolgimento di compiti strutturali o più generalmente funzionali e

soggetto nel funzionamento ad azioni di tipo meccanico e fisico, di origine interna ed esterna.

Il sistema può venire meno ai suoi compiti per il verificarsi di diverse possibili sequenze di eventi negativi. Ne segue che gli aspetti fondamentali che intervengono in una verifica di accettabilità sono:

— l'individuazione e la quantificazione dei requisiti di funzionalità;

— la verifica analitica del soddisfacimento degli stessi mediante considerazione delle possibili conseguenze incidentali.

I due aspetti sono illustrati nello schema in fig. 1.

Requisiti		Verifica
Stato di danno	Sicurezza richiesta	
1	$P_1^*$	$P_1 \leq P_1^*$
2	$P_2^*$	$P_2 \leq P_2^*$
3	$P_3^*$	$P_3 \leq P_3^*$
n	$P_n^*$	$P_n \leq P_n^*$

### 1 - Verifica della sicurezza per i diversi stati di danno.

$P_i$  = probabilità di superamento dello stato di danno « i » in un prefissato intervallo di tempo

$P_i^*$  = valore « richiesto » per la probabilità  $P_i$

Il termine « stato di danno » è una generalizzazione del più consueto termine « stato-limite », in uso da tempo con riguardo essenzialmente alla risposta strutturale (s.l. di esercizio, s.l. ultimo...). Ad esempio, per un impianto industriale potenzialmente nocivo gli stati di danno cui far riferimento per i requisiti di sicurezza sono costituiti non tanto o non soltanto da condizioni di integrità strutturale e funzionale, quanto da diversi tipi e quantitativi di emissione di materiale tossico.

L'accezione più estensiva del termine « stato di danno » viene usata nelle analisi di sicurezza delle centrali nucleari: in questo caso i risultati delle analisi in termini di emissione di composti radioattivi, suddivisi per natura e quantità, vengono combinati prima con i dati climatici della regione (correnti in quota, piovosità...) e quindi con i dati antropici (popolazione esposta, rapidità di allarme, capacità di sfollamento...) per ottenere stime di danni attesi in termini di malattie permanenti e perdite di vite, rapide e differite.

Per ciascuna categoria di danno, la sicurezza si intende misurata dalla probabilità di superarlo in un prefissato intervallo di tempo.

Le dispute ancora recenti sulla possibilità concreta e sulla significatività dell'uso di questa misura non sono del tutto cessate, anche se manca ormai poco ad uno stadio di misurazione finale che accomuni sostenitori e detrattori in una valutazione equilibrata dei benefici e dei limiti della impostazione probabilistica.

Nella sua duplice accezione: frequentista oppure soggettiva, la probabilità rappresenta uno strumento descrittivo del nostro stato di conoscenza dei fenomeni più articolato di quello deterministico, e la teoria probabilistica della affidabilità un metodo rigoroso per combinare le incertezze e garantire quindi razionalità nelle decisioni.

Data una struttura e l'ambiente che su di essa influisce, il valore calcolato della probabilità del verificarsi di un suo stato non deve necessariamente ritenersi una proprietà intrinseca della struttura, piuttosto un numero che stabilisce una relazione d'ordine tra diverse strutture nei confronti dello stato considerato, e per la stessa struttura rispetto a diversi stati.

L'affermazione che la probabilità calcolata non pretende di essere una proprietà del mondo reale, ma solo il miglior indice compendioso del livello complessivo di conoscenze disponibili all'analista nel momento in cui opera, porta con sé un corollario che non ha mancato di creare difficoltà concettuali e pratiche con il diffondersi delle applicazioni concrete. Accade infatti che i valori delle probabilità ottenuti indipendentemente da esperti diversi su uno stesso problema possono, come di fatto è avvenuto, differire di quantità anche molto grandi, non solo, ma in casi limite anche la relazione d'ordine può risultare alterata.

(È il caso di osservare che anche nel « mondo deterministico » si verificano situazioni del tutto analoghe).

Questa difficoltà viene in grande misura attenuata se tra le grandezze che nelle analisi vengono trattate come aleatorie viene operata una distinzione. Da una parte si tengono le grandezze cosiddette « intrinsecamente » o « irriducibilmente » aleatorie, conoscibili attraverso misurazioni statistiche (di qui il nome di variabilità frequentistica), come gli scarti delle resistenze dei materiali attorno al valore medio, i dettagli di contenuto e sovrapposizione in frequenza del moto sismico, etc., dall'altra quelle la cui aleatorietà consiste più propriamente in una soggettiva incertezza dovuta ad incompleta conoscenza dei fenomeni.

Anche se la teoria matematica dell'affidabilità tratta indifferentemente con le stesse regole i due tipi di incertezze, la loro separazione conduce a risultati più chiari.

Infatti, la presenza di grandezze aleatorie frequentistiche fa sì che per ogni stato di danno sia possibile calcolare la corrispondente probabilità di superamento. Introducendo poi le componenti aleatorie dovute all'incertezza, tramite operazioni del tutto parallele si ottiene una distribuzione di probabilità associata alla probabilità frequentistica prima calcolata.

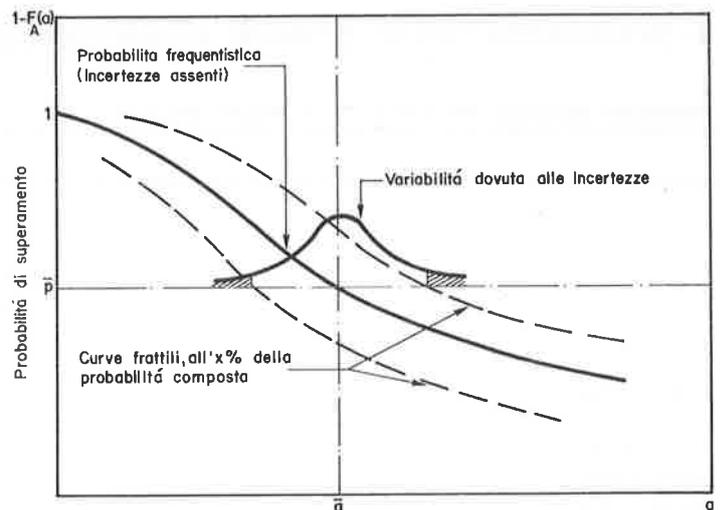
La seconda probabilità contiene ed esprime l'incertezza dell'analista circa la « vera » probabilità dello stato, che si assume esistere anche se non si sa determinare esattamente.

Nelle analisi di sicurezza oggi di pratica corrente per le grandi opere il risultato non viene ritenuto significativo se non è accompagnato da una misura del grado di attendibilità dello stesso.

Il trattamento formale separato dei due tipi di incertezze comporta solitamente difficoltà analitiche considerevoli, e non vi è tra l'altro un metodo di elaborazione consolidato.

Data l'importanza e la relativa novità dell'argomento merita far cenno, senza eccessivi dettagli, a due criteri in uso, applicabili rispettivamente al caso in cui la probabilità frequentistica è esprimibile analiticamente in funzione delle grandezze incerte ed al caso in cui invece l'incertezza si traduce in un numero discreto di possibili ipotesi alternative.

Un esempio elementare della prima situazione può essere discusso con riferimento alla fig. 2.



2 - Composizione delle variabilità frequentistiche e delle incertezze per una grandezza a distribuzione log-normale.

Una generica grandezza: resistenza, sollecitazione, azione esterna, etc., sia esprimibile nella forma:

$$A = \bar{A} \cdot \epsilon_a \cdot \epsilon_i$$

in cui  $\bar{A}$  rappresenta il valore mediano frattile 50% di A, ed  $\epsilon_a, \epsilon_i$  sono due variabili aleatorie a distribuzione log-normale, valore mediano unitario, deviazione standard logaritmica  $\sigma_a, \sigma_i$ , che condensano rispettivamente la componente aleatoria e quella di incertezza su A.

Considerando dapprima  $\epsilon_i = 1$  (nessuna incertezza) la distribuzione di A è:

$$F_A(a|\epsilon_i = 1) = P_r \{A \leq a|\epsilon_i = 1\} = \phi \left( \frac{\ln a - \ln \bar{A}}{\sigma_a} \right)$$

in cui  $\phi(\cdot)$  rappresenta la funzione cumulata di Gauss.

La complementare  $1 - F_A(\cdot)$  è rappresentata dalla curva a tratto pieno in fig. 2.

Indicando per semplicità  $F_A(a|\epsilon_i = 1) = p$ , il valore  $\bar{a}$  di A che corrisponde ad un generico valore  $\bar{p}$  di p si ottiene per inversione della precedente:

$$\bar{a} = \bar{A} \exp \{ \sigma_a \cdot \phi^{-1}(\bar{p}) \}$$

I due valori  $\bar{a}$  e  $\bar{p}$  sono rappresentati anch'essi in fig. 2.

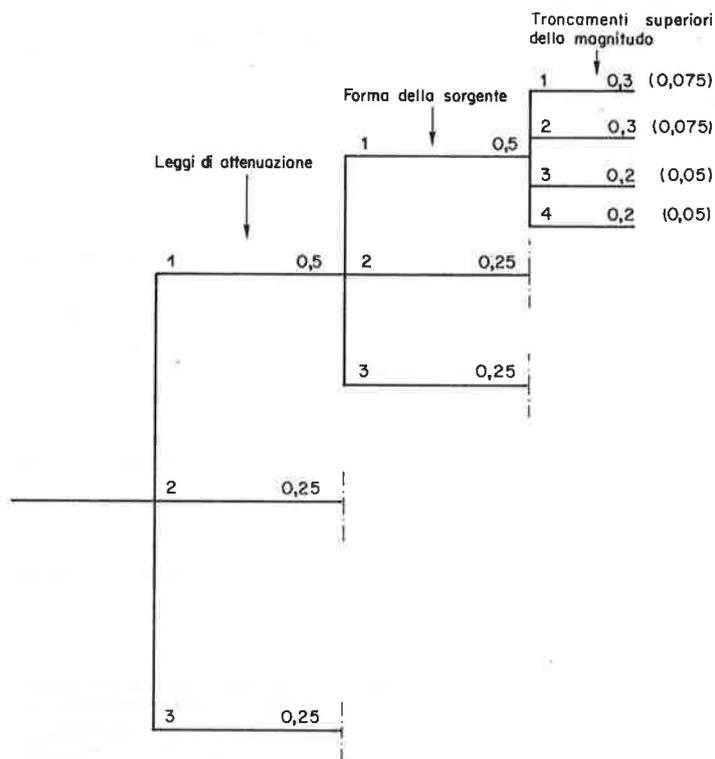
Introduciamo ora la componente di incertezza  $\epsilon_i$ , considerando il valore precedente di  $A = \bar{a}$  come il valore mediano della distribuzione soggettiva. Si avrà allora, essendo la distribuzione ancora di tipo log-normale:

$$P_r \{A \geq a|p\} = 1 - \phi \left( \frac{\ln a - \bar{A} \cdot \exp \{ \sigma_a \cdot \phi^{-1}(p) \}}{\sigma_i} \right)$$

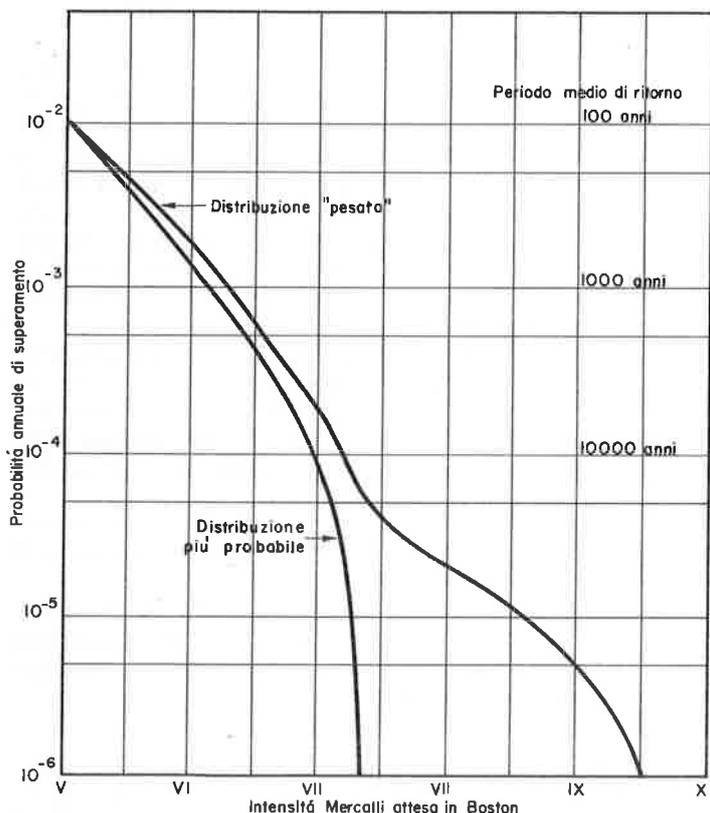
Questa espressione permette di calcolare per ogni dato valore di a cui corrisponde una probabilità frequentistica p, la probabilità che il valore « reale » di A possa risultare superiore.

Nel secondo procedimento invece, in presenza di incertezze di natura non frequentistica, tutte le ipotesi alternative ritenute possibili vengono prese in considerazione ed a ciascuna di esse attribuito un « peso » che ne riflette la credibilità, da interpretare come probabilità soggettiva. La somma dei pesi assegnati alle diverse ipotesi connesse ad una causa di incertezza deve naturalmente valere 1.

La figura 3 illustra a titolo di esempio il numero delle ipotesi e relativi pesi utilizzati da Cornell e Merz (1975) per i diversi aspetti che intervengono nel procedimento di determinazione della pericolosità sismica di un sito.



3 - Scelte alternative e relativi pesi per uno studio di sismicità di un sito (Cornell e Merz, 1975).



4 - Confronto tra la distribuzione « più probabile » e quella « pesata » per le intensità attese in Boston (Cornell e Merz, 1975).

Le combinazioni possibili delle ipotesi risultano:  $3 \times 3 \times 4 = 36$  ed è necessario svolgere l'analisi per ciascuna di esse.

Al termine di questo lavoro vi sono diverse possibilità di utilizzo:

- rimanere con una famiglia di 36 funzioni di probabilità, ciascuna affetta da un peso che è il prodotto dei pesi delle particolari ipotesi da cui deriva, e procedere con l'intera famiglia al resto dell'analisi di sicurezza;

- « fondere » le 36 curve in una curva unica, ottenuta sommando i prodotti di ciascuna per il relativo peso;

- utilizzare la curva cui compete il peso complessivo maggiore (la più probabile).

La fig. 4 presenta due curve di probabilità delle intensità ricavabili combinando in modo diverso le incertezze sulle ipotesi.

Argomenti concettuali e pratici possono essere adottati a sostegno di ciascuna delle varie scelte possibili; la prima citata, che è anche la più onerosa, è tuttavia la più corretta in linea teorica.

### 3. Il procedimento di analisi della sicurezza

È doveroso premettere che una analisi autonoma di sicurezza per un sistema generico soggetto, come nel caso di cui ci occupiamo, ad una azione aleatoria di natura sismica, è molto lineare nella sua impostazione concettuale ma potenzialmente complessa ed onerosa nella sua effettuazione concreta. Di tale complessità, quella di natura matematica legata agli algoritmi probabilistici occupa indubbiamente un peso significativo, ma solo in quanto si combina con un altro aspetto che è di natura deterministica.

A differenza di quanto è spesso lecito in un procedimento di progetto infatti, per definizione in una verifica della sicurezza si vuole accertare la realtà fisica con il massimo livello di esattezza possibile, e ciò porta ad utilizzare in tutti i passi della analisi le informazioni più complete ed i modelli più sofisticati: per il comportamento strutturale, per l'analisi della risposta, per la definizione delle resistenze, etc.

Le scelte « cautelative » o « a favore della sicurezza » non hanno più senso in un procedimento che mira a « quantificare » quest'ultima.

Alle diverse componenti del procedimento ed alla loro concatenazione logica, illustrate nella fig. 5, viene ora dedicato un breve commento, rivolto in particolare agli aspetti distintivi rispetto alle ordinarie procedure di progetto.

Lo studio si avvia con l'acquisizione e la modellazione probabilistica delle azioni da una parte, e con la definizione del modello matematico che fornisce la risposta dall'altra.

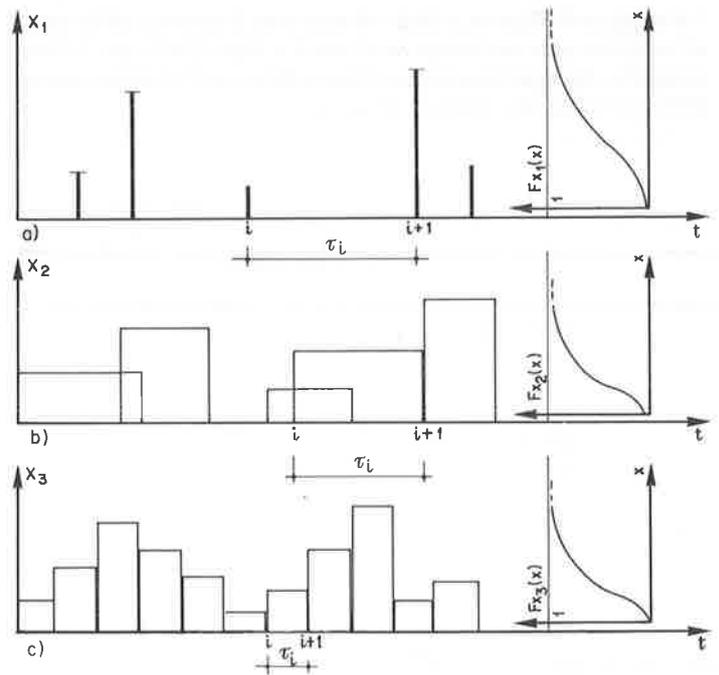
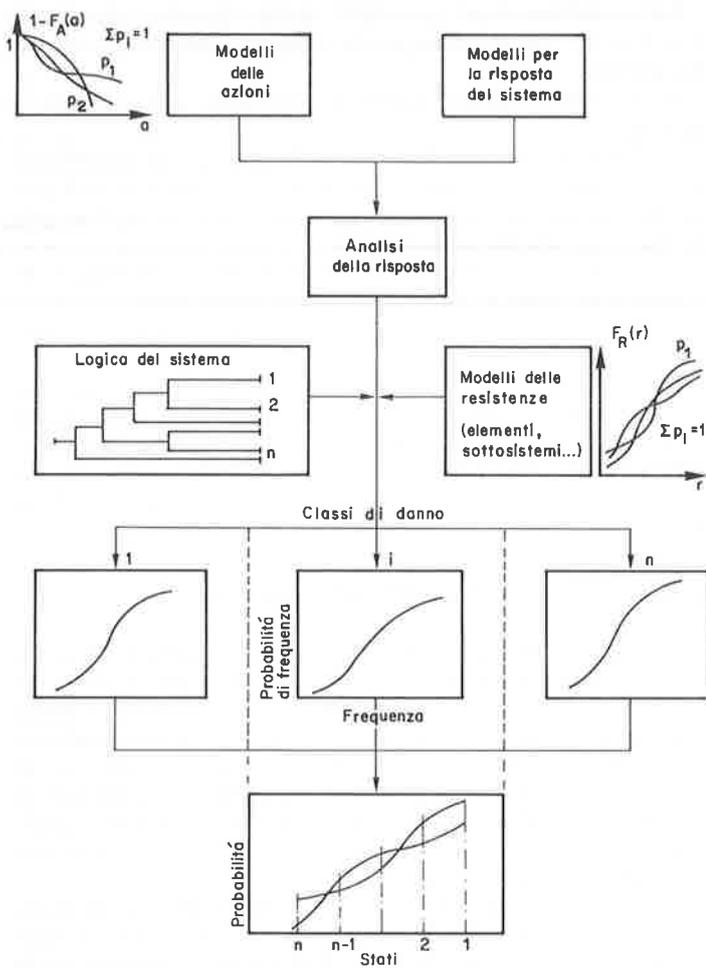
#### 3.1. Definizione delle azioni

Per le azioni, è indicata in figura a titolo di esempio una famiglia di curve di probabilità relative al valore di picco di una componente della accelerazione del suolo.

Sulla possibile origine di più curve, a « peso » complessivo unitario, si è discusso in precedenza; naturalmente il modello della azione sismica non si limita alla sola accelerazione massima, ma richiede nel più semplice dei casi (strutture per le quali è adeguata una definizione « puntiforme » del moto sismico) la considerazione di diversi possibili contenuti in frequenza e durata, ciascuno affetto dal proprio valore di probabilità « soggettiva ».

In generale, oltre alla modellazione delle azioni prese singolarmente, si presenta il problema della loro combinazione.

Si tratta anche qui di un problema schiettamente probabilistico, per il quale le soluzioni rigorose od anche approssimate disponibili coprono una gamma incompleta di tipi di azioni.



5 - Flusso delle operazioni per la quantificazione della sicurezza di un sistema.

6 - Modelli probabilistici delle azioni. a) Sequenza di eventi impulsivi. Tempi di arrivo ed intensità indipendenti tra i diversi eventi (processo di Poisson composto); b) Sequenza di « onde quadre », ciascuna caratterizzata da tempo di arrivo, durata ed intensità. Parametri delle diverse onde indipendenti tra loro (processo di Poisson filtrato); c) Sequenza di onde quadre a durata costante, ad andamento medio deterministico e scarti della intensità indipendenti per ciascuna onda (processo di rinnovo).

Vi è inoltre da sottolineare che in ogni caso le soluzioni trattano solo la sovrapposizione « temporale » delle diverse azioni, occupandosi cioè della probabilità che le azioni agiscano simultaneamente con dati valori di intensità.

Mancano quasi del tutto modelli probabilistici della disposizione « spaziale » dei singoli carichi, e quindi a maggior ragione criteri per la loro sovrapposizione « spazio-temporale ».

È questo un aspetto su cui il progresso è urgente, dato che la sua mancanza introduce un iato nel trattamento probabilistico complessivo, rendendo i risultati condizionati a particolari scelte « di buon senso » sulla disposizione spaziale delle azioni.

Iniziando dalla azione sismica, il suo succedersi temporale viene universalmente modellato come una sequenza (processo) di eventi impulsivi, ossia di durata trascurabile: il modello più comune è rappresentato in fig. 6a.

In quanto azione impulsiva, la probabilità di una sua sovrapposizione temporale con altre azioni impulsivo è matematicamente nulla: nello « scenario » delle azioni da considerare in presenza di sisma vi sono quindi soltanto, oltre ai carichi permanenti, le azioni variabili di durata « finita ».

In fig. 6b è illustrato il processo che modella solitamente i sovraccarichi variabili: in ogni applicazione successiva la durata e la intensità variano in modo aleatorio ed indipendente dalle precedenti e due (o più) applicazioni possono sovrapporsi temporalmente.

Il processo in fig. 6c differisce dal precedente in quanto le applicazioni si succedono senza sovrapporsi, e la loro intensità può scomporsi nella somma di una componente « media » deterministica e di scarti indipendenti da una applicazione all'altra.

### 3.2. Modellazione del sistema ai fini del calcolo della risposta

È stato già osservato come in un procedimento di verifica della sicurezza la modellazione fisica e l'algoritmo di calcolo devono tendere all'esattezza in termini assoluti. La scelta tra modelli alternativi, quando esiste, non si pone in generale tra le classi dei più o dei meno « accurati », ma tra modelli la cui capacità di descrizione del fenomeno fisico si considera potenzialmente equivalente, con incertezza però circa la migliore « resa » nel problema particolare. Va aggiunto tuttavia, che l'efficacia di un modello non può essere in ogni caso giudicata solo in base al suo contenuto fisico.

I modelli più accurati richiedono infatti spesso un maggior numero di dati di ingresso rispetto a quelli semplificati. Introducendo in un caso e nell'altro le aleatorietà e le incertezze di conoscenza sui parametri in gioco, la dispersione della risposta, che è il dato finale di giudizio sulla bontà del modello, può risultare equivalente.

L'impiego di modelli di calcolo alternativi viene trattato alla stessa stregua delle componenti affette da incertezza di cui si è parlato all'inizio.

A ciascun modello l'analista assegna un valore di probabilità che esprime il suo « grado di confidenza » sulla giustezza dello stesso, e per ciascuno di essi il procedimento di verifica viene condotto fino in fondo.

### 3.3. Definizione degli elementi e della logica del sistema

L'individuazione degli elementi in cui si scompone il sistema ai fini della analisi, operazione ovvia e pressoché univoca

nel caso di sistemi esclusivamente strutturali, per organismi complessi diviene parte integrante della analisi funzionale degli stessi.

Come elementi, o sottosistemi, conviene infatti scegliere unità anche molto complesse ma che svolgono funzioni separate chiaramente individuabili. In questo modo risulta più agevole la descrizione della logica di funzionamento del sistema nella forma ormai classica di « albero delle sequenze incidentali » (v. fig. 5).

Lo schema in fig. 7 chiarisce questa semplice idea, che è di uso corrente per le analisi di sicurezza di impianti complessi, quali ad esempio le centrali di produzione di energia.

L'albero ha origine con un evento detto « iniziatore »: esso consiste generalmente in un guasto del sistema la cui possibilità è messa in evidenza da indagini preliminari di sensibilità. Ad ogni guasto iniziatore è associata una probabilità che è nota o per via statistica (rotture accidentali) o attraverso analisi.

Al guasto fa seguito, secondo il progetto dell'impianto, l'intervento di un certo numero di unità di supporto (il termine è interscambiabile con quello di sottosistema oppure di elemento), previste con un margine di ridondanza rispetto allo stretto numero necessario perché il sistema possa continuare a funzionare.

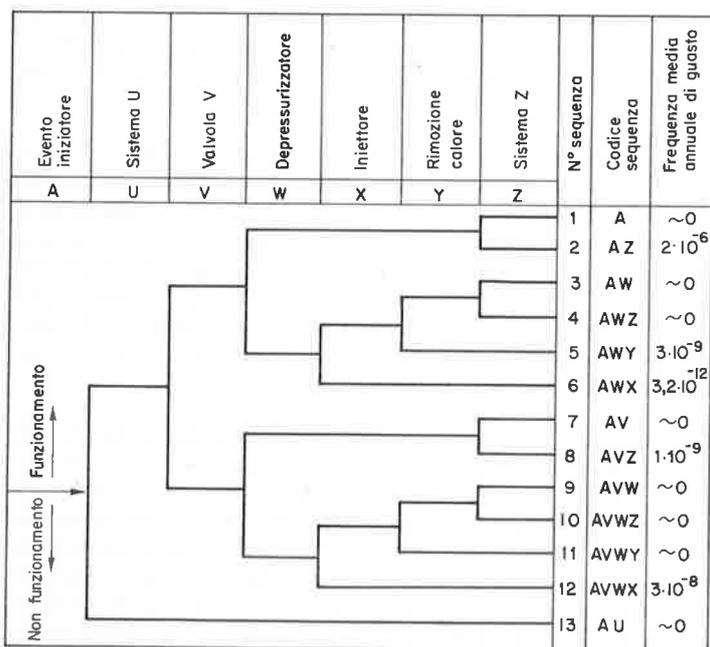
I sottosistemi  $S_i$ , chiamati ad intervenire (se si tratta di unità normalmente « a riposo ») o comunque ad esercitare una attività aggiuntiva rispetto al loro normale funzionamento, può accadere che lo facciano con piena efficienza (rami verso l'alto) oppure no (rami verso il basso).

Ogni particolare combinazione di si/no da parte dei vari  $S_i$  conduce ad uno stato finale di danno la cui entità può variare da molto lieve a totale.

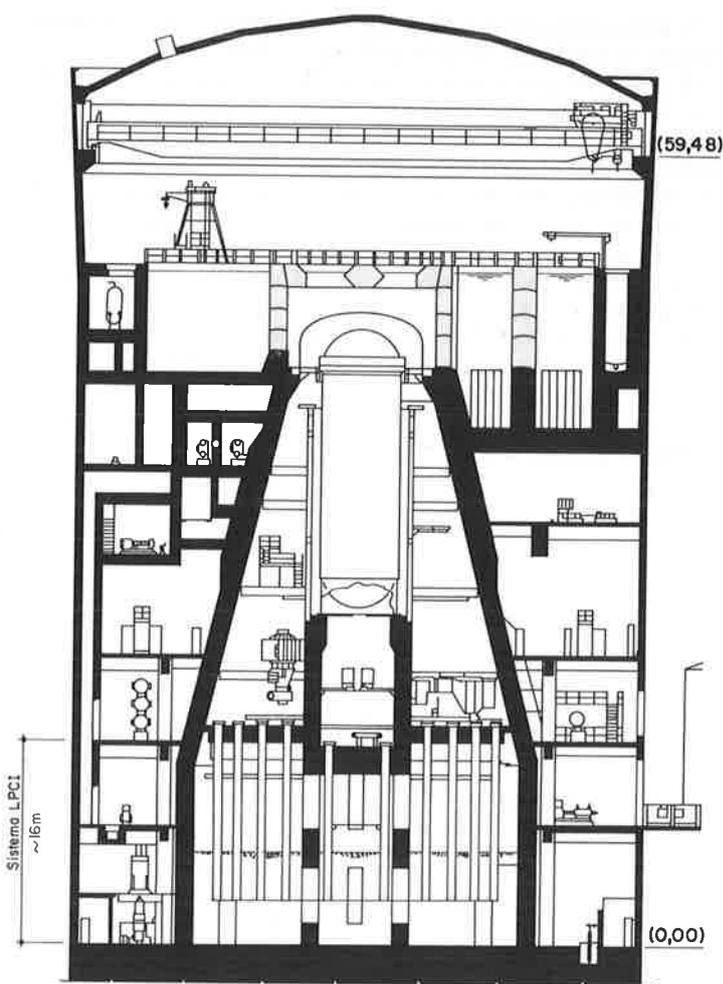
La probabilità di giungere ad un particolare stato di danno si ottiene componendo la probabilità del guasto iniziale con le probabilità dei comportamenti positivi o negativi dei vari  $S_i$  che caratterizzano la sequenza considerata.

Un esempio di applicazione, anche se presentato in forma molto schematica, può esser utile a dare contorni più definiti ai concetti appena esposti.

Si considera il caso di un impianto nucleare, il cui edificio reattore è descritto nella fig. 8.



7 - Albero delle possibili sequenze incidentali di un sistema.



8 - Edificio reattore. Localizzazione di uno dei sistemi di raffreddamento.

Tra i numerosi sistemi meccanici che intervengono nel funzionamento del reattore, di primaria importanza sono quelli che assicurano, mediante sottrazione di calore per scambio o mediante iniezione di fluido aggiuntivo, le condizioni di temperatura richieste in condizioni normali o accettate come limite in condizioni di incidente.

Uno di questi sistemi, che in caso di incidente ha la funzione di iniettare fluido di raffreddamento entro il contenitore primario (se questo si trova in condizioni di bassa pressione), si sviluppa circolarmente nello spazio compreso tra il contenitore esterno e quello primario, tra le quote 40 m e 55,9 m.

Il sistema (sigla LPCI) è composto da un insieme di tubazioni, pompe e valvole: il suo tracciato è disegnato nella fig. 9, con l'indicazione anche di tutti i vincoli rigidi ed elastici che lo collegano alle strutture cementizie.

Anche senza entrare in dettagli relativi al funzionamento, appare evidente che il sistema presenta delle complessità sia nella definizione della logica funzionale, sia nella analisi del regime delle sollecitazioni.

Difficoltà vi sono in genere anche nel delimitare « a monte » e « a valle » questi sistemi i quali di fatto « proseguono » uno dentro l'altro e posseggono frequentemente alcuni rami in comune.

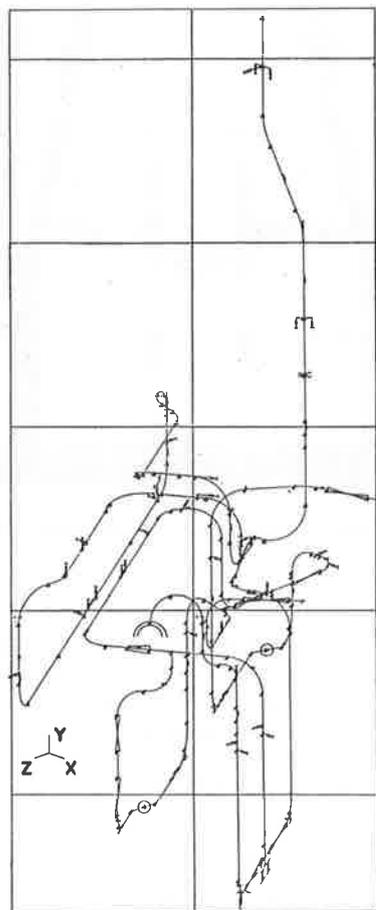
L'esempio è stato presentato per mostrare cosa può esservi dietro l'indicazione di un « elemento » o « sottosistema »  $S_i$  che figura nell'albero « delle sequenze incidentali » di un impianto, e per suggerire anche l'impegno di analisi che viene richiesto per scomporre concettualmente l'impianto in elementi funzionali distinti.

L'individuazione dei vari elementi  $S_i$  non è che la premessa per lo studio di affidabilità degli stessi.

Il risultato conclusivo di tale studio, limitandoci per il momento al singolo  $S_i$ , sta nel valore della probabilità che  $S_i$  funzioni (o il suo complementare ad 1, che non funzioni), se chiamato dalla logica del sistema ad intervenire in conseguenza di un guasto prodottosi in presenza di un certo insieme di azioni esterne ed interne. Supponiamo ad esempio che tra le prime sia inclusa l'azione sismica.

In questo caso lo studio si articolerebbe in tre fasi, poste in cascata tra loro.

Si inizia con l'analisi dinamica della risposta dell'edificio reattore soggetto al modello dell'azione sismica determinato preventivamente. La risposta comprende il moto dell'edificio in tutti i punti e per tutte le direzioni lungo le quali agiscono i vincoli di supporto di  $S_i$ .



9 - Vista assonometrica del sistema LPCI.

Il moto nei punti predetti viene quindi utilizzato come eccitazione per eseguire l'analisi dinamica di  $S_i$ ; l'eccitazione risulta naturalmente diversa in ogni vincolo, in quanto quelli che per  $S_i$  rappresentano vincoli « a terra » sono in realtà punti della struttura contenitrice ciascuno dei quali ha una diversa deformazione sotto azione dinamica.

L'ultimo passo consiste nel calcolo della probabilità che le sollecitazioni massime prodotte dalla eccitazione non sincrona superino i corrispondenti valori delle resistenze (anche esse rappresentate da variabili aleatorie) in un numero ed una combinazione di elementi tali da portare  $S_i$  fuori funzione. Quest'ultima parte del procedimento richiede l'uso di tecniche di analisi probabilistica relativamente sofisticate la cui descrizione non può trovar sede in questa presentazione a carattere generale.

### 3.4. Probabilità delle sequenze e degli stati finali

Per complessa che essa possa risultare, la determinazione separata della probabilità di funzionamento dei diversi sottosistemi non è tuttavia sufficiente a determinare la probabilità complessiva legata ad un particolare percorso nell'albero degli eventi, e quindi la probabilità dello stato finale del sistema su cui il percorso ha termine.

Lo sarebbe se i sottosistemi funzionassero in modo indipendente ossia, in terminologia probabilistica, se gli eventi « collasso » (o « non collasso ») dei diversi sottosistemi fossero eventi indipendenti.

In questo caso la probabilità dello stato finale sarebbe data dal semplice prodotto delle probabilità degli eventi che caratterizzano la sequenza.

Quando il collasso del sistema può derivare da una azione esterna, come nel caso della azione sismica che viene considerata per illustrazione, tutti i sottosistemi risultano contemporaneamente sollecitati dagli effetti di tale azione e ciò crea una evidente correlazione tra i loro comportamenti.

Anche continuando ad ammettere che le « resistenze » degli elementi siano tra loro indipendenti, la correlazione nasce per il fatto che sono correlate le sollecitazioni su di essi agenti.

Tener conto delle correlazioni introduce difficoltà di calcolo potenzialmente enormi (in via rigorosa comporterebbe l'analisi simultanea dell'intero sistema, senza più vantaggio in un esame separato dei sottosistemi) ma è assolutamente necessario affinché l'analisi di affidabilità fornisca risultati attendibili.

È intuitivo infatti che la correlazione agisce a sfavore di sicurezza, in quanto tende a ridurre la ridondanza del sistema complessivo: come caso limite, se la correlazione tra i sistemi di sicurezza alternativi risultasse pari ad 1, ed i loro « margini di sicurezza » fossero uguali, il collasso di uno qualsiasi di essi implicherebbe il collasso anche di tutti gli altri.

Nel diagramma di flusso in fig. 5 sono indicate le due forme in uso per la presentazione dei risultati di una analisi di affidabilità.

Nel primo caso, per ciascuno degli esiti di una sequenza incidentale, definito genericamente « stato di danno », viene data in ascisse una probabilità di superamento frequentistica, indicata per maggior chiarezza semplicemente come « frequenza ».

Questa quantità è a sua volta una grandezza aleatoria (in virtù delle incertezze soggettive considerate separatamente da quelle frequentistiche), definita da una distribuzione di probabilità. La scelta di un frattile superiore e di uno inferiore rispetto al valore mediano definisce un campo di variabilità della « vera » frequenza, assieme al contenuto di probabilità ad esso associato. (Esempio: 90% di probabilità (frattili superiore ed inferiore pari al 5%) che la frequenza di superamento sia compresa tra  $10^{-2}$  e  $10^{-3}$ ).

Nel secondo caso (ultimo diagramma in basso in fig. 5) i diversi stati finali vengono riportati nelle ascisse, e per ciascuno di essi sono date diverse stime della probabilità di superamento. Ogni stima deriva da una particolare combinazione delle scelte soggettive effettuate nel corso della analisi, ed è quindi associata ad un « peso », eguale al prodotto dei pesi relativi alle varie scelte. Diverse ovvie forme di utilizzo di questo risultato sono possibili: la probabilità media pesata, la probabilità con peso maggiore, l'intervallo tra probabilità minima e massima, etc.

**4. Un esempio di valutazione dell'affidabilità di un sistema: le opere d'arte di un tronco autostradale**

L'applicazione che viene brevemente riassunta (\*) può presentare diversi aspetti di interesse. Dal punto di vista « didattico », essa contiene tutti gli elementi che intervengono nell'analisi di un sistema anche se questo è costituito, come si vedrà, da una semplice forma « seriale ». Ha per soggetto la sicurezza sismica dei ponti, che è un argomento poco sviluppato nella letteratura e, infine, facilita delle riflessioni sulla progettazione antisismica che potrebbero trovare utilmente spazio in future normative.

Il « sistema » è costituito dall'insieme dei ponti che fanno parte del tronco Carnia-Pontebba dell'autostrada Udine-Tarvisio indicato in fig. 10.

Sono in tutto quindici ponti, a tipologia unificata: travi a cassone multicellulare, precomprese longitudinalmente, continue e scorrevoli sulle teste delle pile, ancorate ad una estremità (spalla o pila-spalla) mediante speciali apparecchi a funzionamento rigido-elasto-plastico.

Le sezioni delle pile sono di due forme diverse: circolari cave ( $\phi$  3,90 m) oppure poligonali cave con dimensioni esterne  $3,80 \times 6,10$  m.

Le luci delle campate variano da 40 a 60 m, le altezze delle pile raggiungono i 28 m per quelle circolari e i 51 m per quelle poligonali. L'abaco di fig. 11 racchiude le caratteristiche di tutti i ponti.

**4.1. Logica di funzionamento del sistema**

È stato preso in considerazione un solo stato di danno del sistema: quello di collasso.

(\*) (Dalla memoria: « Analisi di rischio sismico di un sistema autostradale », Giannini R., Nuti C., Ortolani F., Pinto P.E., in *Autostrade*, n. 9, 1982).



10 - L'autostrada Udine-Tarvisio con il tronco alzato e le cinque aree sismogenetiche di interesse.

Per « collasso del sistema » sono possibili diverse definizioni alternative, ognuna plausibile da un punto di vista particolare: collasso del ponte più importante o più difficile da ricostruire, collasso di uno o più gruppi di ponti situati in zone prive di strade alternative, etc.

Nello studio è stata adottata la definizione più restrittiva: il collasso del sistema si verifica se almeno uno (qualsiasi) dei suoi ponti collassa.

La sicurezza del sistema è quindi misurata dalla probabilità:

$$P_s = 1 - P_c = 1 - P_r \text{ (che almeno un ponte collassi)}$$

( $P_s$  = probabilità di sopravvivenza,  $P_c$  = probabilità di collasso).

**4.2. Modello della azione sismica**

A scala regionale l'attività sismica viene descritta in termini di magnitudo. Dati storici, confortati da indicazioni recenti a carattere geotettonico, conducono alla individuazione di cinque aree sismicamente omogenee e a diversa attività disposte a distanze tali da poter avere effetto sul tronco (vedi fig. 10).

Ciascuna area può generare eventi sismici distribuiti al proprio interno con probabilità uniforme, secondo una legge di probabilità sulle magnitudo di tipo esponenziale troncato (Magnitudo massima: 6,5).

Dato un evento di magnitudo  $M$  localizzato in una areola  $i$  della sorgente  $j$ :  $A_{ij}$ , la accelerazione massima orizzontale del suolo in un generico punto a distanza  $R_{ij}$  è fornita dalla legge di attenuazione.

$$\log A = b_1 + b_2 \cdot M + b_3 \log (R_{ij} + b_4) + \epsilon$$

nella quale  $b_i$  ( $i = 1...4$ ) sono dati parametri, ed  $\epsilon$  una variabile aleatoria a distribuzione log-normale che tiene conto della dispersione insita nella « legge » stessa.

Il moto del terreno in un punto è definito dal parametro di intensità: accelerazione massima  $A$ , e dal contenuto in frequenza. Si è adottato il diffuso modello di processo Gaussiano non

Sezione	Circ.		Polig.		Numero delle pile						H Pila m				
	Diametro	3,80	3,90	—	—	Corsia destra			Corsia sinistra						
		40	60	40	45,5	60	5	10	15	20	5	10	15	20	
1 Carnia															5 10
2 Favarinis															5 10
3 Glognò															5 10
4 Fella I															5 15
5 Pontebbana															5 15
6 Resia															5
7 Fella II															5 10
8 Chiusaforte															5 15
9 Fella III															5
10 Cadramazzo															5 15 25
11 Passerella															5 15
12 Fella IV															5 15 25
13 Fella V															10 20 30 40 50
14 Fella VI															10 20 30 40
15 Fella VII															10 20 30 40

11 - Caratteristiche dei quindici ponti studiati.

stazionario, caratterizzato da uno spettro di potenza normalizzato ad A nella forma:

$$S^*(\omega) = f(t) \cdot S(\omega)$$

in cui f(t) è la funzione modulatrice a forma trapezoidale, e per S(ω) è stata assunta una delle espressioni disponibili in letteratura con riferimento a terreni « duri ».

Complessivamente il modello della azione sismica contiene le seguenti componenti aleatorie:

- la posizione epicentrale degli eventi;
- la loro magnitudo;
- l'accelerazione massima in un sito per dati posizione e magnitudo;
- la variabilità del processo normalizzato S\*(ω).

#### 4.3. « Resistenze » degli elementi del sistema

« Elementi » del sistema vengono definite le singole pile dei diversi viadotti, e per « resistenza » si intende la capacità deformativa ultima (spostamento in sommità corrispondente alla curvatura ultima alla base) della pila in direzione trasversale alla linea d'asse del ponte.

Il legame forza-spostamento in sommità della pila richiede per la sua determinazione la conoscenza dell'andamento delle curvature lungo l'altezza.

Si è assunto un primo tratto lineare dalla sommità fino al punto di decompressione, quindi un tratto parabolico fino al punto di snervamento dell'acciaio, e un « gradino » alla base per l'altezza della zona plasticizzata.

Integrando le curvature ed introducendo l'equilibrio si ottiene un legame esplicito tra momento e curvatura alla base e forza e spostamento in sommità.

Le variazioni assunte come aleatorie sono:

- il momento di snervamento della sezione di base;
- la curvatura ultima della sezione;
- l'altezza della zona plasticizzata alla base.

Le distribuzioni delle prime due grandezze sono state in realtà ricavate partendo dalla aleatorietà delle variabili di base: tensione di snervamento dell'acciaio e deformazione ultima a compressione del conglomerato.

#### 4.4. Probabilità di collasso degli elementi

La condizione di collasso di una pila si verifica quando la massima richiesta di duttilità nel corso delle oscillazioni supera la duttilità disponibile.

I due termini della disuguaglianza sono entrambi variabili aleatorie e quindi l'evento:

$$[\mu(\text{disp.}) - \mu(\text{rich.})] \leq 0 \quad (4.4)$$

è descritto da una distribuzione di probabilità.

Il primo termine è funzione delle variabili aleatorie di base come descritto al par. precedente.

La distribuzione della massima duttilità richiesta si può ottenere, trattandosi di un problema di dinamica fortemente non lineare, solo attraverso un procedimento di simulazione numerica.

Ogni pila rappresenta un oscillatore non lineare caratterizzato da una frequenza elastica iniziale, da uno smorzamento, e dal rapporto tra forza di snervamento:  $F_y$  e forza massima d'inerzia di trascinamento:  $M \cdot A$ .

Utilizzando un adeguato numero di campioni simulati del processo, e ricavando per ciascuno il valore massimo della risposta dinamica della pila in termini di duttilità, si ottengono valor medio e varianza di questa grandezza, cui si assegna poi un modello matematico di distribuzione concettualmente appropriato (trattandosi di valori massimi si può scegliere ad

esempio tra le funzioni esponenziali tipo I o II).

Nella condizione di collasso 4.4.) vi sono quattro variabili aleatorie, tre nella funzione  $\mu(\text{disp.})$  ed una costituita da  $\mu(\text{rich.})$ .

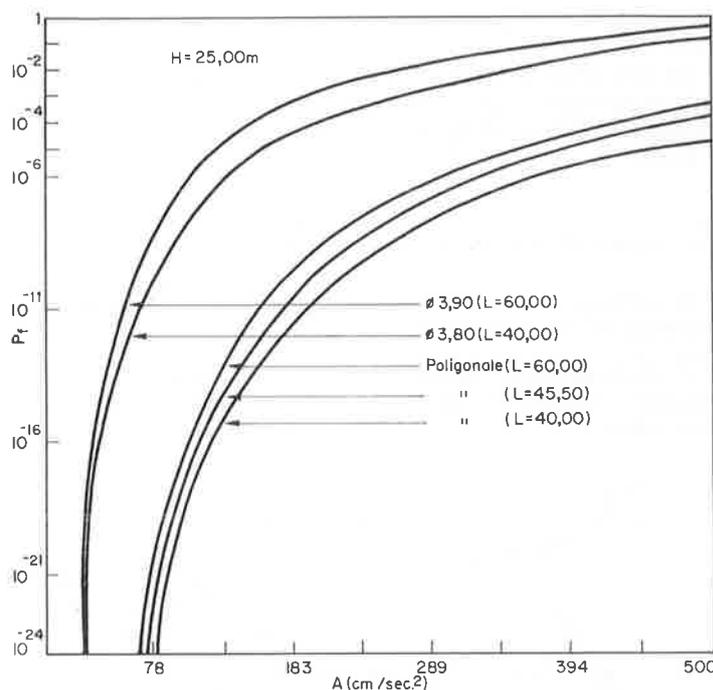
La probabilità dell'evento:  $g[\cdot] = [\cdot] \leq 0$  può essere ora calcolata in modo bene approssimato con un metodo di analisi « ai secondi momenti », trovando la minima distanza  $\beta$  dall'origine alla superficie  $g(\cdot) = 0$  rappresentata in uno spazio di variabili normalizzate (trasformate gaussiane, a media nulla e varianza unitaria).

Si ha come ben noto:

$$P_c \cong \phi(-\beta)$$

essendo  $\phi$  la funzione cumulata di Gauss.

È interessante esaminare alcuni risultati relativi a questa fase del procedimento.



12 - Probabilità di collasso in funzione di A per le pile alte 25 metri.

Le curve in fig. 12 forniscono le probabilità di collasso di diverse pile appartenenti ai ponti del tronco, tutte di pari altezza (H = 25 m) ma con fusto diverso, in funzione della accelerazione del suolo A.

Si osserva che le pile, pur rispettando certamente le regole normali di progetto, hanno una sicurezza anche molto diversa tra loro.

Quelle a fusto circolare (evidentemente più « sfruttate ») hanno probabilità di collasso sistematicamente superiore a quelle di fusto poligonale. A parità di fusto, la probabilità di collasso cresce con la lunghezza delle campate sorrette. Ciò indica che l'aumento di resistenza derivante dalle maggiori armature non è sufficiente a compensare la riduzione di duttilità dovuta al maggiore sforzo assiale. L'insegnamento che si trae da questi risultati è una conferma di un fatto ben noto in Ingegneria Sismica: per raggiungere una maggiore uniformità di sicurezza è necessario riferirsi non solo alla resistenza ma anche alla duttilità.

4.5. Probabilità di collasso dei sottosistemi (ponti)

In possesso delle funzioni di probabilità di collasso di tutte le pile in funzione di A, è facile compito ricavare la probabilità di collasso di un generico ponte in funzione di A.

Se si assume la ragionevole ipotesi che i collassi delle pile siano eventi indipendenti, la probabilità che nessuna pila collassi è data dal prodotto:

$$\prod_{i=1}^n [1 - P_c(i)] \quad (n = \text{numero di pile del ponte}) \quad 4.5)$$

La probabilità che almeno una pila collassi, per definizione uguale alla probabilità di collasso per il ponte, è semplicemente il complemento ad 1 della quantità precedente.

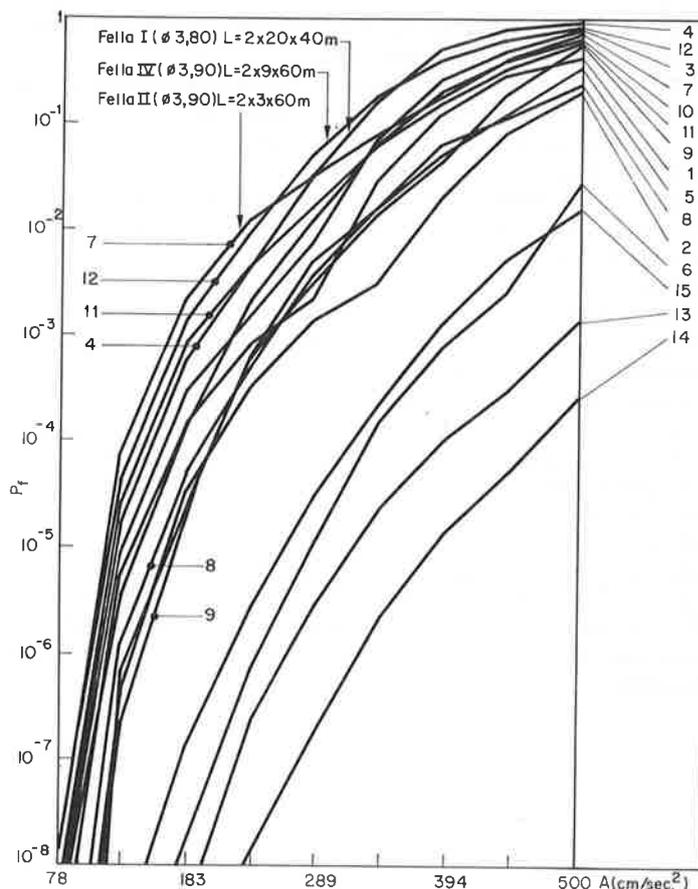
Il risultato di questa operazione è illustrato dalle curve in fig. 13, che forniscono le probabilità di collasso in funzione di A per i 15 ponti compresi nel tronco.

Si osserva quanto la sicurezza sia diversa per i vari ponti. La differenza deriva in parte dal criterio adottato per la definizione del collasso, in conseguenza della quale, a parità di tutto, un ponte con più pile è meno sicuro di uno che ne abbia un numero minore; il contributo maggiore è tuttavia dato dalla diversa sicurezza propria delle pile.

4.6. Probabilità di collasso del sistema

La logica di funzionamento della linea nel suo complesso è analoga a quella considerata per i singoli ponti: il collasso di uno (o più) ponti determina per definizione quello della linea.

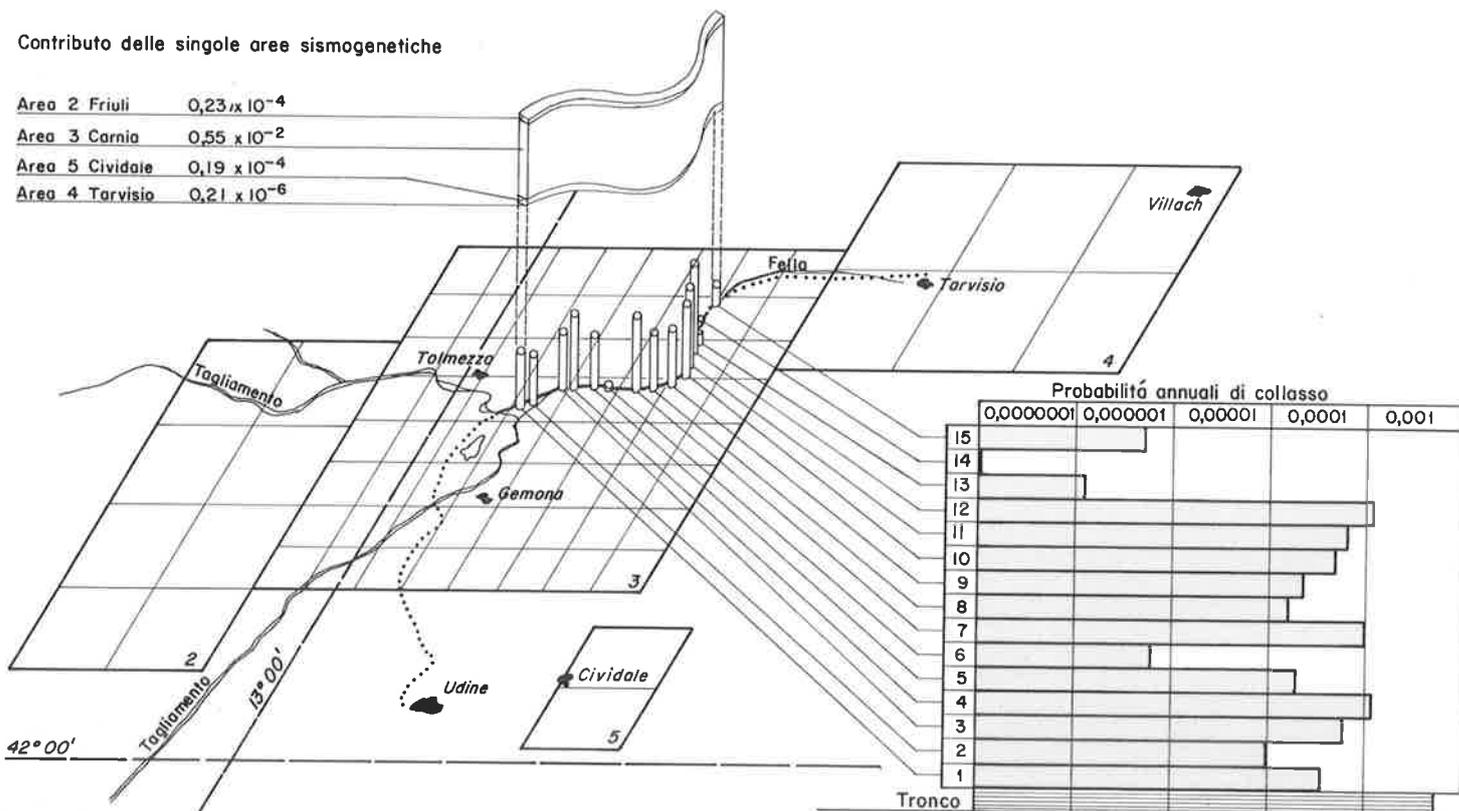
Il calcolo della probabilità non comporta difficoltà di rilievo, ferma restando l'ipotesi di indipendenza degli eventi di collasso.



13 - Probabilità di collasso in funzione di A per i 15 ponti considerati.

Contributo delle singole aree sismogenetiche

Area 2 Friuli	0,23 x 10 <sup>-4</sup>
Area 3 Carnia	0,55 x 10 <sup>-2</sup>
Area 5 Cividale	0,19 x 10 <sup>-4</sup>
Area 4 Tarvisio	0,21 x 10 <sup>-6</sup>



14 - Probabilità annuale di collasso per i singoli ponti e per l'intero tronco.

Le linee del procedimento si descrivono con facilità senza ausilio di espressioni matematiche.

Si assume che un evento sismico si produca in una areola generica dell'interno di una sorgente generica e con magnitudo generica: la probabilità associata al verificarsi di questo evento è di calcolo immediato.

Per l'evento postulato si sa poi calcolare per ciascun ponte la probabilità di collasso e quindi, con una espressione del tutto analoga alla 4.5), la probabilità che *nessun* ponte della linea collassi.

Pesando questa probabilità con quella dell'evento in sé, ripetendo il calcolo per tutti gli eventi possibili e sommando le probabilità pesate si ottiene la probabilità di *non collasso* cosiddetta « marginale », ossia che tiene conto delle probabilità di tutte le variabili che la possono influenzare.

Il complemento ad 1 è la cercata probabilità di collasso.

I risultati della analisi, effettuata sia per l'intera linea che per ogni singolo ponte, sono illustrati nella fig. 14. Le probabilità relative ai singoli ponti sono riportate in scala come colonnine in corrispondenza delle rispettive località.

Le differenze notate al par. 4.5 in termini di vulnerabilità ( $P_c$  in funzione di  $A$ ) si mantengono anche per le probabilità marginali ( $P_c$  per tutti i valori di  $A$  pesati con la relativa probabilità).

Nella figura è anche indicato il contributo delle varie regioni sismiche al collasso della linea: predomina la regione n. 3, sia perché la linea è completamente al suo interno, sia perché la regione n. 4 adiacente è meno attiva sismicamente.

Per quanto riguarda il collasso dell'intera linea, la probabilità di questo evento è superiore di circa un ordine di grandezza alla probabilità di collasso del ponte meno sicuro. La natura del risultato era attesa, essendo la sicurezza di un sistema in serie evidentemente condizionata degli elementi più deboli.

Una valutazione del risultato in termini assoluti non ha interesse in questa sede; anche la differente sicurezza dei ponti non ha necessariamente implicazioni negative, sempre che la sicurezza minima sia non inferiore a quella accettabile, e che la « esuberanza » di alcuni ponti non sia « costosa » (in molti casi può addirittura essere il risultato di analisi economiche che considerano il risparmio derivante dalla uniformità dimensionale delle strutture in un tronco).

Il vantaggio di una analisi di sicurezza « da sistema », la quale passa attraverso quella dei suoi singoli componenti, ma tiene però conto del diverso apporto di ciascuno alla sicurezza globale, è evidente di per sé: è uno strumento superiore di verifica o di progetto che permette scelte ottimizzanti su basi razionali e facili da controllare.

# I problemi delle grandi costruzioni in zona sismica. Aspetti applicativi

Relatore generale: Prof. Ing. Alberto Castellani

## 1. Limiti ed incongruenze delle norme sismiche attuali nel progetto di grandi opere

La definizione dell'input sismico per un'opera con una dimensione attorno al centinaio di metri o più può essere articolata in almeno quattro aspetti:

1) il livello di protezione sismica che si intende conseguire, livello che in generale è definito dalla accelerazione massima del terreno,  $a_{max}$ , sulla superficie libera;

2) lo spettro di risposta del moto del terreno, puntuale, in superficie, in particolare ai lunghi periodi, che generalmente interessano la dinamica di una struttura di grandi dimensioni;

3) le caratteristiche di propagazione del moto del terreno, (le onde sismiche nella loro propagazione in superficie hanno lunghezza d'onda tra il centinaio ed il migliaio di metri e per una struttura con dimensioni in pianta attorno al centinaio di metri l'eccitazione può essere non-sincrona lungo le fondazioni);

4) il profilo di  $a_{max}$  con la profondità, nell'eventualità di usufruire di un piano di posa delle fondazioni profonde.

La legge 2 febbraio 1974 n. 64, accanto all'emissione di norme tecniche riguardanti elementi costruttivi in generale, prevede inoltre l'emissione di « criteri per la progettazione di opere speciali quali ponti, dighe, serbatoi, tubazioni, torri ». La legge quindi è atta ad accogliere regolamenti specifici per grandi opere, in linea di principio in grado di coprire i quattro aspetti citati. In pratica tuttavia è affrontato solo il primo dei precedenti punti e per ora con qualche incongruenza, come vedremo.

Secondo il decreto [3] occorre effettuare una verifica degli sforzi rispetto alle tensioni ammissibili, mediante un'analisi modale (par. 8.6), definendo il moto sismico del terreno tramite lo spettro di accelerazione (par. B.4.1), ed un coefficiente di protezione sismica, (par. B.4.2), variabile tra 1 e 1,4 in funzione dell'importanza dell'opera. L'introduzione di questo coefficiente è la novità più rilevante del decreto [3] rispetto alla sua edizione precedente del 3-3-1975.

Il regolamento dei ponti [4], che per le azioni sismiche rimanda integralmente alle norme sismiche vigenti, cioè al decreto [3], risulta quindi riconoscere dal 1984 un coefficiente di protezione sismica che, data la natura delle opere, sembra debba valere 1,4, nella più parte dei casi.

Il regolamento delle dighe [12] riporta una definizione delle forze sismiche in armonia con le forze definite nel decreto [3], ma senza rimandare al decreto [3], e quindi senza riconoscere — ad oggi — un coefficiente di protezione sismica, che data la rilevanza dell'opera in tema di sicurezza, ove fosse riconosciuto, dovrebbe assumere il valore di 1,4.

Un insieme di norme apposite [5] è riconosciuto in Italia anche per le centrali nucleari. La loro traduzione e armoniz-

zazione con il corpo di norme del Ministero dei LL.PP. è in corso ad opera dell'Unicem.

Le centrali rientrano nella categoria « grandi opere » non solo per l'importanza ma anche per le dimensioni degli edifici. (Alla centrale Alto Lazio l'edificio RAF, l'edificio Turbina, l'edificio Radwaste e le Torri hanno dimensioni in pianta attorno a 80 ÷ 100 metri: e le gallerie che uniscono i vari edifici hanno estensione attorno al centinaio di metri). Per quanto riguarda la definizione dell'input sismico le norme sopracitate coprono i punti 1, 2 e 4 prima detti, ma non il punto 3, sostanzialmente perché i dati sperimentali sui quali ancorare la definizione delle caratteristiche di propagazione sono ancora molto limitati.

Significativa in particolare è la scelta del livello di protezione sismica: in qualunque sito del territorio è definito un valore di accelerazione  $a_{max}$ , (in Italia non inferiore a 0,1 g). Quindi ovunque sia collocata la centrale è prescritta una verifica alle sollecitazioni sismiche, variamente combinate con le sollecitazioni di altra natura.

Significativa è anche la differenza tra le accelerazioni sismiche messe in conto in un edificio nucleare ed in altre « grandi opere », regolamentate dal decreto [3]. Cercando di render omogeneo il confronto in termini di sollecitazioni ammissibili e di zone sismiche, le accelerazioni sono per le centrali 4-5 volte maggiori delle accelerazioni sismiche delle altre grandi opere. Tale differenza può farsi risalire al fatto che per l'edificio nucleare si prescrive di resistere al terremoto restando in campo elastico, senza impegnare la duttilità della struttura. Per tutte le altre grandi opere, si fa conto indistintamente su coefficienti di duttilità pari almeno a quattro. In teoria questo comporta che a fronte del sisma più severo l'edificio nucleare resiste in campo elastico, mentre la seconda opera potrà subire plasticizzazioni più o meno estese.

Oltre alla disparità di livello di protezione sismica, esiste una incongruenza in questo. Per gli edifici nucleari è infatti generalmente richiesta [13] l'applicazione di un ulteriore insieme di norme atte ad assicurare duttilità alle strutture, benché come si è detto, non si faccia affidamento sulla duttilità. Per le altre grandi opere si fa conto indistintamente sulla duttilità per ridurre le accelerazioni sismiche più severe, ma non si prescrivono particolari costruttivi per garantire duttilità cioè resistenza oltre il limite elastico sotto carichi ciclici. Questo anche per strutture per le quali senza particolari accorgimenti potrebbero manifestarsi meccanismi di collassi fragili, come una ciminiera fondata su pali od una diga a gravità.

Oggi si tenta di circoscrivere il problema con un approccio più razionale, che è recepito dalla nuova proposta di norma CNR, destinata a sostituire i precedenti decreti [2] o dalla norma comunitaria Eurocode 8 « Earthquake » [8]. In tali norme è definita, zona per zona, una eccitazione sismica estrema che può collocarsi, accanto agli altri carichi ambientali o impiant-

tistici, nel contesto del calcolo della sicurezza della struttura agli stati limite. Essa è legata in modo analitico all'habitus geofisico e geomorfologico del sito ed è indipendente dalla destinazione d'uso della struttura. Quest'ultimo interviene nella definizione dell'input sismico solo attraverso un coefficiente « d'importanza ». Ben distinti rispetto alla definizione dell'input sismico sono inoltre tracciati alcuni criteri per garantire duttilità alla struttura, criteri più o meno legati alle strutture intelaiate, ma validi, come esemplificazioni, anche per altre strutture. Anche questi criteri non dipendono dalla destinazione d'uso dell'opera.

Con tale approccio in conclusione la rilevanza, nella comunità, della sicurezza di una struttura si riduce alla scelta di un solo coefficiente che non è fatto dipendere né dall'habitus geofisico della regione né dalla tipologia strutturale. Non si sottovaluta in questo la difficoltà [14] di confrontare l'importanza dell'una o dell'altra opera, e di stabilire parametri di raffronto per incidenti di diversa natura. E nemmeno si sottovaluta la difficoltà di definire  $a_{max}$  per un determinato sito. Circa quest'ultima grandezza interesserà qui notare che i valori prescritti dalla citata normativa, sebbene articolati in tre sole zone di rischio, non sono mai stati superati finora nelle registrazioni effettuate, (se si escludono peculiari effetti topografici od altri fenomeni locali di amplificazione, insignificanti agli effetti strutturali, come quelli manifestati ad Ancona '72).

I valori di  $a_{max}$  delle tre zone di rischio sono qui riportati:

	accelerazione ('g)	spostamento (cm)
zona ad alta sismicità	0,35	8,75 ÷ 17,5
zona a moderata sismicità	0,25	6,25 ÷ 12,5
zona a debole sismicità	0,15	3,75 ÷ 7,5

## 2. Spettro di risposta

I periodi dei modi naturali di vibrazione sono in generale inferiori ad 1 sec negli edifici, maggiori ad 1 sec per ciminiere, dighe e ponti in generale e fino ad oltre una decina di secondi per ponti sospesi. Pertanto le normative per edifici, come l'Uniform Building Code negli Stati Uniti, e la legge n. 64, 1974, in Italia, non appaiono pertinenti per questa discussione, essendo state emanate per strutture i cui periodi propri sono sensibilmente minori di quelli delle grandi opere in generale. Invece possono costituire un'opportuna base di discussione gli spettri di progetto prescritti per le ciminiere, oltre a quelli specifici per i ponti. Non è fatto riferimento a dighe perché lo spettro di risposta per tali opere è troppo condizionato dalle condizioni geomorfologiche locali per poter essere oggetto di una discussione di carattere generale.

In fig. 1 sono pertanto riportati gli spettri della normativa europea per le ciminiere in c.a., CICIND, la analoga normativa ACI 307, lo spettro della normativa americana per i ponti, AASHTO, e lo spettro US Nuclear Regulatory Commission R.G. 1.60, al quale si fa spesso riferimento in simili confronti, per quanto anch'esso orientato a strutture con brevi periodi. Sono inoltre riportati alcuni punti che indicano i picchi degli spettri di risposta di particolari eventi.

Nella figura gli spettri sono stati normalizzati ad un comune valore massimo dell'accelerazione al suolo (0,2 g). Entrambi i due spettri CICIND ed ACI 307 non dipendono esplicitamente dallo smorzamento, ma riferendosi a ciminiera in c.a., lo smorzamento è implicitamente attorno al 5% dello smorzamento critico. Coerentemente quindi anche gli spettri USNRC o quelli degli accelerogrammi registrati sono stati riportati a tale valore dello smorzamento. Per lo spettro ACI 307 si è imposta una normalizzazione con gli altri due spettri in

corrispondenza al periodo 0,4 al sec. Nella figura lo spettro CICIND è riferito a suolo duro. Anche lo spettro CNR, nel confronto che faremo, è riferito a suolo duro.

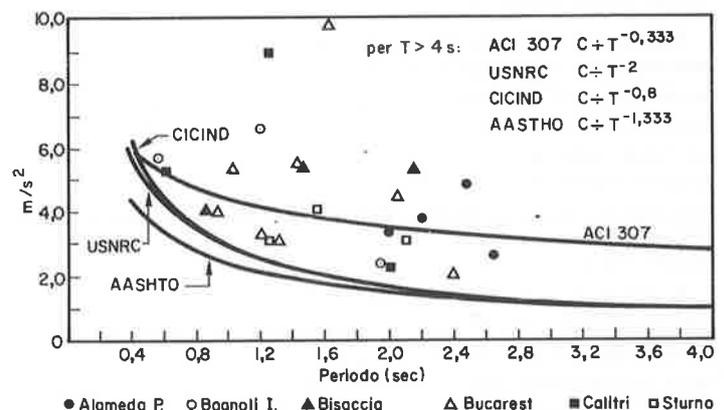
Come è generalmente riconosciuto, gli spettri di normativa, al pari di altri carichi aleatori, sono intesi rappresentare grandezze « caratteristiche », suscettibili di essere superati in una limitata frazione di eventi, (sempre, a pari  $a_{max}$  del suolo). Ora, una precisa analisi statistica su spettri normalizzati ad oggi non è ancora stata condotta in modo sistematico, proprio per la difficoltà di definire un insieme di eventi significativi. La loro natura di grandezze « caratteristiche » può essere peraltro riconosciuta dall'essere superati solo in un insieme ben circoscritto e limitato di eventi. Nella fig. 1 gli eventi in oggetto appartengono a due categorie distinte, le uniche in grado di produrre onde sismiche distruttive con periodi di vibrazione lunghi:

- terremoti di lunga durata, per i quali si può ipotizzare un meccanismo di sorgente di dimensioni estese;
- ipocentri molto profondi, quando questa condizione è collegata ad un cammino di debole attenuazione.

Alla prima categoria appartiene il terremoto Campano-Lucano del novembre 1980, per il quale, pur non essendo stato ancora stabilito un dettagliato modello geotettonico, si è avanzata l'ipotesi di una attivazione successiva di più sorgenti, con epicentri distanti fra loro una decina di km.

Alla seconda categoria appartengono il terremoto Rumeno (1977), e quello di Mexico City (1962 e 1985), caratterizzati da una sorgente profonda qualche centinaio di km, e da effetti distruttivi anche a lunghe distanze dall'epicentro.

Occorre però rilevare per l'ultimo evento la concomitante presenza di fenomeni di amplificazione locale, dovuti a strati superficiali particolarmente soffici, condizione questa non ricorrente nel caso di ponti.



1 - Spettri di normative normalizzati a 0,2 g.

Per meglio interpretare l'importanza della normalizzazione effettuata sugli accelerogrammi, nella Tabella I sono riportate le massime accelerazioni del terreno per gli accelerogrammi in oggetto. La Tabella esalta la rilevanza degli eventi Campano-Lucano e Rumeno, mentre riduce quella di Mexico City 1962, che può al limite essere fatto rientrare nel novero degli oscillogrammi registrati a grande distanza e di interesse preminentemente sismologico.

Con questi ed altri confronti simili, gli spettri di progetto delle normative, nell'intervallo  $0,4 < T < 4$  sec, possono essere considerati come grandezze « caratteristiche », suscettibili di essere superate in una limitata e circoscritta percentuale di eventi.

TABELLA I  
ACCELERAZIONE MASSIMA DEL TERRENO ('g)

		component N-S	component E-W
Bucarest	'77	.22	.17
Bagnoli Irpino	'80	.133	.191
Bisaccia	'80	.085	.081
Calitri	'80	.153	.177
Sturmo	'80	.226	.328
Alameda Park	'62	.075	.0675

Lo spettro CNR corrispondente a terreni rigidi [2], coincide con lo spettro AASHTO nel campo  $0,4 < T < 4$  sec e coincide anche con USNRC nel campo  $2 < T < 4$  sec. Nel campo  $T > 4$  sec i requisiti delle normative citate divergono tra loro, come è indicato nella stessa figura 1. Si noti tuttavia che qualora il confronto tra spettri di normativa e spettri sperimentali sia spinto oltre 4 secondi (e fino ad es. 20 sec, in un intervallo quindi rilevante per ponti sospesi di grande luce), gli spettri delle quattro normative considerate, come presentati nella figura, e cioè con accelerazione massima del terreno pari a 0,2 g, non sono mai stati superati dalle ordinate spettrali di alcun accelerogramma registrato, per quanto è a conoscenza degli autori.

È comunque al di là dello scopo di questa nota una precisa analisi in questo intervallo di periodi, principalmente perché gli spettri di risposta per lunghi periodi sono sensibili alle procedure di correzione cui gli accelerogrammi registrati devono essere sottoposti, cosicché per la loro valutazione sarebbe opportuno almeno un riesame degli accelerogrammi originali. La fig. 2 rappresenta gli spettri CNR (S1 per terreni duri, ed S2 per terreni deformabili), con due tra i terremoti più severi, registrati rispettivamente su un terreno duro e su un terreno particolarmente deformabile (la zona del lago di Mexico City). Gli spettri CNR sono riferiti ad un sito di alta sismicità, e cioè sono normalizzati ad  $a_{max} = 0,35$  g.

Il confronto sembrerebbe porre in dubbio i concetti finora detti, sulla prudenzialità della scelta di «  $a_{max}$  » e sulla buona rappresentatività dello spettro CNR per grandi opere, e cioè nel campo  $0,4 < T < 4$  sec.

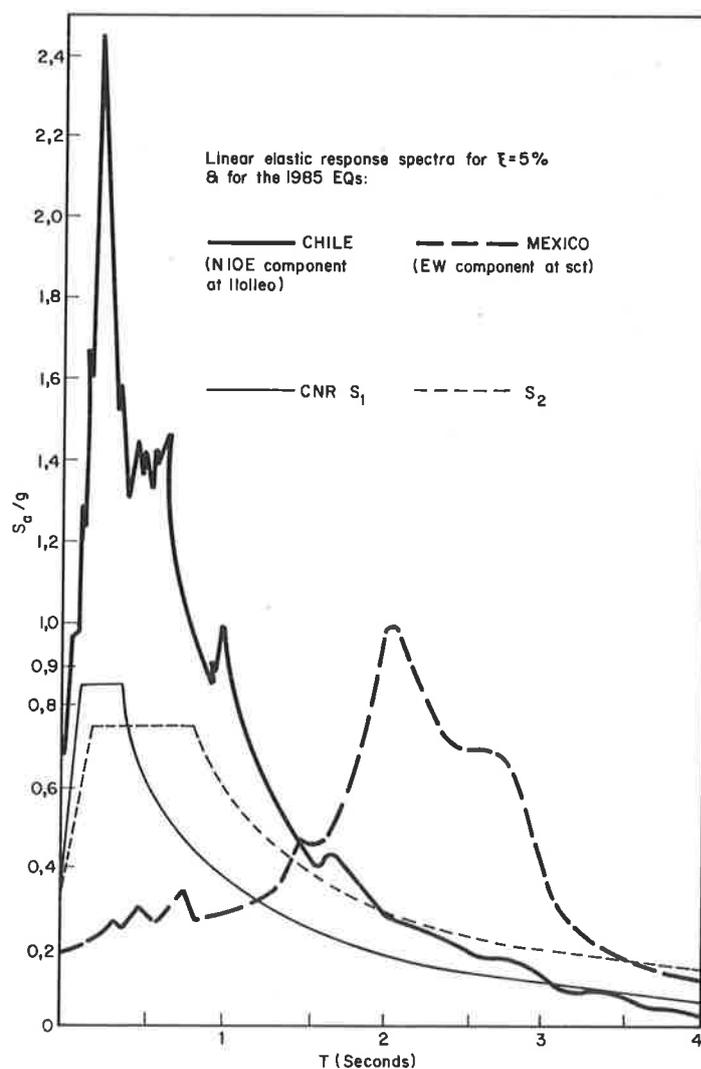
Si tratta di due critiche di diversa natura ma alle quali si possono riportare in sostanza tutte le eccezioni correntemente sollevate sulla definizione dello spettro di progetto.

Il confronto tra lo spettro S1 e lo spettro del terremoto cileno può ritenersi a parità di categorie di terreno. I picchi dei due spettri sono infatti baricentrati su periodi propri comparabili. Le ordinate dello spettro cileno sono però su ampio campo doppie di quelle di S1. E questo è in linea con una opinione corrente: quanto può prevedersi per un sito italiano di alta sismicità è sensibilmente meno severo di quanto è dato verificare lungo il Pacific Belt, che include le aree sismogenetiche più attive del globo.

Il fatto però che le registrazioni raccolte durante gli ultimi quindici anni nel territorio nazionale non abbiano raggiunto l'intensità delle registrazioni raccolte negli eventi del Cile '85 (o Imperial Valley '79) non è sufficiente per sostenere in termini quantitativi questa opinione, e per far scartare, come non pertinente, il confronto tra S1 e lo spettro cileno. È necessario allora che la sismologia italiana individui condizioni oggettive, se esistono, per una sistematica differenziazione tra le due aree, in termini di intensità sismica.

Il confronto tra S2 ed il terremoto di Mexico City può invece ritenersi effettuato a parità di intensità spettrale, (rappresentata per i nostri scopi ad esempio dall'area dei rispettivi diagrammi tra 0 e 4 sec.).

Lo spettro di Mexico City '85 è però baricentrato su periodi propri ben più lunghi di quelli dello spettro attribuito dalle



2 - Gli spettri della normativa CNR per siti di alta sismicità e gli spettri dei due terremoti del Cile e del Messico.

norme CNR ad un suolo morbido. Rimarcare le differenze è oggettivamente valido e può costituire motivo di allarmismo nell'ambito della normativa vigente, che fornisce un unico spettro, indistinto per categorie di terreno.

Le differenze rientrano invece nella logica delle cose nell'ambito degli schemi CNR. Perché il terreno al quale è riferito S2, quantunque dichiarato « morbido », è esplicitamente assegnato a  $250 < V_s < 350$  m/sec. Nel fissare tali valori la norma riconosce quindi che terreni con  $V_s$  inferiori possano avere spettri baricentrati su periodi propri più lunghi. Nella fattispecie il terreno della zona del lago di Mexico City è costituito da un deposito recente di qualche centinaio di metri di argille e limi con  $V_s$  attorno a 80 m/sec., e con una capacità portante nominale attorno a 0,8 kg/cm<sup>2</sup>. Situazioni queste che ovunque si presentino possono essere ben individuate.

Il confronto tra S2 e lo spettro messicano in conclusione dice che ove il terreno di fondazione di una grande opera sia ancor più deformabile del terreno categorizzato con S2, occorrerà definire per esso uno spettro apposito.

Con tutte tali premesse la presente nota non pretende di proporre uno spettro di progetto valido in tutto il campo di periodi, ma solo suggerire uno spettro nel campo  $T < 4$  sec, di maggior interesse per le opere di cui si parla. Entro tale limite, ci sembra di poter concludere che lo spettro CNR [2] possa rappresentare la grandezza « caratteristica » cercata, e che sia allineata con quanto prescrivono le normative straniere più pertinenti in materia.

**BIBLIOGRAFIA**

- [1] « Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche », Legge No. 64, 1974.
- [2] C.N.R., « Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche », Documento di studio sottoposto ad inchiesta pubblica. Ingegneria Sismica, No. 1/85.
- [3] Ministero LL.PP., « Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche », decreto 24-1-1986, Gazzetta Ufficiale 12-5-1986.
- [4] Ministero LL.PP., « Criteri e procedure per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali », Decr. 2-VIII-80, par. 39.
- [5] U.S., Nuclear Regulatory Commission, « Seismic Input », Standard Review Plan 3.7, June 1975.
- [6] « Earthquake Resistance of Highway Bridges », Applied Technology Council, Palo Alto, California, Jan. 1979.
- [7] « Standards for Aseismic Civil Engineering Constructions Chap. 6: Earthquake Resistant Design Specifications of Highway Bridges », by Japan Road Association for Earthquake Eng., 1984.
- [8] Eurocodice No. 8, « Codice Europeo per le strutture erette in zona sismica », Tradotto e pubblicato dal servizio tecnologico dell'ANCE, Roma, 1985.
- [9] AASHTO, « Guide specifications for Seismic Design of Highway Bridges », American Ass. of State Highway and Transportation Officials, 1983.
- [10] CICIND, « Model Code for Concrete Chimneys », International Committee on Industrial Chimneys, 1984.
- [11] ACI, « Specification for the Design and Construction of Reinforced Concrete Chimneys », ACI Committee 307, 1979.
- [12] Ministero LL.PP., « Norme tecniche per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento », D.M. 24-3-1982.
- [13] RABIZADEH R., « Should the Seismic Design Provisions of the ACI Building Code be Added to the Nuclear Safety Structures Code », Concrete International, Dec. 1986.
- [14] FISCHHOFF B., LICHTENSTEIN S., SLOVIE P., DERBY S., KEENEY R., « Acceptable Risk », Cambridge University Press, Cambridge, 1981.

## La prefabbricazione strutturale: aspetti teorici

Relazione generale: Prof. Ing. Marco Menegotto

Al termine di prefabbricazione si associano vari significati e diverse reputazioni. Per il volgo, spesso il « prefabbricato » rappresenta la baracca di fortuna, provvisoria e di scarso conforto. Ad esempio suscita scandalo che « ...i terremotati dopo x anni vivono ancora nei prefabbricati ». Ovviamente tale impressione non considera tanto la struttura quanto le finiture modeste e impersonali.

Su un altro piano, anche un ingegnere tradizionalista si può domandare come mai il cemento armato, materiale che ha permesso la realizzazione in loco di strutture « monolitiche » di dimensioni e forme qualsiasi, debba invece essere prefabbricato in pezzi e poi assemblato, ed è portato a credere che ciò vada comunque a scapito della qualità.

Ma sappiamo che tutto ciò che è reale ha le sue ragioni d'essere. Infatti, molte ragioni spiegano la preferenza frequente per la prefabbricazione, e possono essere legate alle più varie esigenze di qualità, di economia, di eseguibilità, di velocità di realizzazione, di durabilità e così via, finanche di smontabilità della struttura.

La prefabbricazione, nelle sue varie forme, è un aspetto dell'industrializzazione edilizia, industrializzazione che, come avviene in tutti gli altri campi della produzione, ha lo scopo di ottenere prodotti più competitivi, nella risposta alle esigenze sopra delineate.

La prefabbricazione strutturale compare in diverse forme:

- elementi prefabbricati in stabilimento;
- elementi prefabbricati a piè d'opera;
- elementi composti (prefabbricati in parte e completati in opera);
- strutture prefabbricate integralmente;
- strutture contenenti elementi sia prefabbricati sia eseguiti in opera;

inoltre:

- strutture standardizzate;
- strutture « uniche ».

La prefabbricazione copre campi piuttosto vasti ed in evoluzione, con molti caratteri innovativi, per cui è difficile inseguirne tutta la problematica in dettaglio. Basti pensare che gli elementi variano da un ordine di grandezza di poche decine di kg (prefabbricati leggeri) a qualche tonnellata (prefabbricati pesanti di serie) fino ai record come le 18.000 tonnellate delle pile della barriera anti-tempesta del delta della Schelda illustrate nel numero 2/87 dell'« *Industria Italiana del Cemento* ».

In questa occasione quindi cercheremo di operare una carrellata molto generale sulle categorie dei problemi attuali. Peraltro, alcuni dei problemi particolari, nei loro aspetti teorici e nelle proposte di soluzione, verranno esposti con le successive memorie presentate in questa sessione.

\* \* \*

Dobbiamo qui parlare delle « Problematiche teoriche » della prefabbricazione, mentre nel pomeriggio si passerà alle « applicazioni pratiche ».

Come accade spesso nei campi in evoluzione, la pratica è più avanti rispetto alle elaborazioni teoriche, per cui nella prossima sessione potremo ammirare applicazioni pratiche più attraenti che non l'esposizione dei problemi teorici.

Cominciamo quindi con qualche cenno sulle origini delle strutture prefabbricate e sui vantaggi che esse possono offrire.

Le principali ragioni per cui l'industria si è orientata sulla prefabbricazione in stabilimento per alcune opere « comuni » sono state:

- tempi di esecuzione inferiori;
- economia nell'impiego di materiale ausiliario (cassaforme, ponteggi);
- ottimizzazione dei tempi e dei luoghi di lavoro (concentrazione, svincolo da condizioni climatiche) con conseguente maggior rendimento della mano d'opera;
- impiego di tecnologie redditizie (precompressione su pista, maturazione accelerata, materiale d'impasto calibrato, qualità controllata).

Quanto alla qualità del prodotto offerto, essa può più facilmente essere superiore, in termini di proprietà meccaniche finitura e durabilità, a quella dei getti eseguiti in opera.

La prefabbricazione strutturale ha cominciato a svilupparsi sin dagli inizi del secolo.

In Italia, abbiamo dagli anni trenta i celebri esempi di Nervi, grande anticipatore dell'industrializzazione, per strutture diremo « speciali », con soluzioni costituite da elementi prefabbricati o con cassaforma prefabbricata fungente da guscio incorporato.

L'impulso maggiore alla prefabbricazione per l'edilizia « comune » con strutture tipizzate è venuto dal boom economico degli anni cinquanta, a seguito della richiesta di un gran numero di nuovi stabilimenti industriali ed al contemporaneo sviluppo delle tecniche di precompressione, che hanno dato luogo ad una varietà di soluzioni tipicamente italiane per i capannoni, limpide strutturalmente e spesso di buona estetica, grazie anche alla cura e varietà delle pareti di chiusura perimetrale, pure prefabbricate.

Gli impianti e le conoscenze nati per tali opere si sono riversati quindi nella produzione di edilizia agricola, commerciale, sociale e residenziale, con sistemi a componenti lineari.

Nel campo dell'edilizia residenziale si è avuta altresì l'introduzione di sistemi a grandi pannelli portanti, di derivazione estera, che ha avuto ed ha tuttora valide applicazioni grazie anche alle varianti introdotte in Italia, tese a ridurne le rigidità architettoniche.

Tali sistemi hanno comportato degli schemi strutturali con meccanismi di resistenza e criteri di verifica del tutto nuovi rispetto a quelli tradizionali.

Parallelamente, lo sviluppo delle costruzioni stradali ha generato lo sviluppo di una pluralità di soluzioni nella prefabbricazione di ponti e viadotti, specialmente impalcati con luci fino a trenta-quaranta metri, a solettoni composti e a travature prefabbricate in stabilimento o a piè d'opera, più o meno standardizzate, anch'esse solidarizzate e completate in opera.

Non va dimenticato, fra gli impieghi comuni « diversi » ma importanti per l'ingegneria strutturale, quello dei pali di fondazione prefabbricati in cemento armato o precompresso; tali elementi fin dall'inizio del secolo hanno raccolto l'eredità dei pali in legno, anche se non hanno avuto in Italia uno sviluppo paragonabile a quello di altri paesi.

Va considerata invece a parte, cioè al di fuori delle applicazioni comuni, la vasta ed interessantissima casistica di « grandi opere » nelle quali si è proceduto alla prefabbricazione, principalmente a piè d'opera, studiata caso per caso, a cominciare, riprendendo gli impalcati da ponte, dai grandi cassoni prefabbricati per intero oppure per conci (tecniche che cominciano invece a diventare già tipiche) o ad archi assemblati, o quella impiegata in grandi coperture per edifici sportivi o fieristici, e costituenti degli « unici ».

Così pure sono da considerarsi a parte le grandi opere idrauliche e marittime. Per tali applicazioni la prefabbricazione è stata studiata soprattutto col fine di facilitare l'esecuzione, e risulta direi atipicamente, spesso con soluzioni brillanti per razionalità ed economia. Come si diceva, una dovizia di esempi concreti verrà illustrata nella sessione pomeridiana.

\* \* \*

Veniamo ora alla problematica strutturale delle costruzioni prefabbricate.

È opportuno innanzi tutto legare la problematica agli obiettivi che si intendono raggiungere ed ai principi di riferimento. Nel caso delle strutture, essi sono i requisiti prestazionali riguardanti sicurezza, condizioni di esercizio, durabilità, etc.

Tali requisiti possono essere soddisfatti con varie soluzioni concrete, alcune generalmente note altre non ancora, per cui è bene non fossilizzarsi su alcune di esse per l'applicazione né, per la loro verifica, solo su criteri tradizionali. Dove una soluzione atipica si riveli conveniente, e se ne trovino criteri di verifica atti a garantirne la corrispondenza ai requisiti, essa dev'essere accettata, altrimenti si impedisce l'innovazione.

In sintesi, si potrebbe ricondurre la problematica della prefabbricazione strutturale alla ricerca di:

1) Soluzioni sempre più efficaci nei confronti dei requisiti tecnici strutturali (inventiva).

2) Modelli adeguati alle varie soluzioni per misurarne l'efficacia, in termini dei requisiti strutturali (normativa).

I problemi delle strutture prefabbricate naturalmente si intrecciano con quelli delle strutture « monolitiche » gettate in opera, considerate per tradizione le strutture di riferimento. Vi sono peraltro problemi peculiari, originati dai diversi tipi di continuità che si stabiliscono fra gli elementi strutturali, dette per i prefabbricati « discontinuità », anche se siamo ormai abituati a considerare anche nelle strutture monolitiche le variazioni di rigidità sia in funzione della evoluzione dello stato tensionale, sia in funzione dei diversi parametri reologici.

La problematica strutturale specifica, in quanto distinta da quella delle strutture eseguite in opera, nasce sia dalle azioni che subisce l'elemento prefabbricato nelle fasi transitorie di produzione deposito trasporto e montaggio, soprattutto in quanto possono avere effetti sul futuro comportamento in eser-

cizio, sia dalla necessità di connettere gli elementi stessi in un secondo tempo per realizzare la continuità strutturale.

Tali connessioni si possono realizzare secondo due orientamenti.

Con uno, si cerca di stabilire nella struttura un tipo di continuità simile a quello della struttura gettata in opera monoliticamente. Si hanno allora unioni a umido con armatura passante. Nei casi limite, l'armatura può essere la stessa che vi sarebbe nell'equivalente struttura eseguita in opera, ed il conglomerato di completamento e degli elementi può avere caratteristiche simili. In tali casi l'unione assomiglia ad una semplice ripresa di getto, pur con la particolare ubicazione.

Beninteso tali riprese comportano dei problemi teorici già nel monolitico (ad esempio per la fessurazione), essendo delle superfici di discontinuità; problemi che nel caso di elementi prefabbricati, possono essere accentuati dalle maggiori differenze di stato reologico fra i due getti di provenienza diversa, per l'ubicazione presso zone più « critiche » e per la variazione di schema statico che comportano.

Un concetto analogo si applica agli elementi composti, nei quali la superficie di contatto fra getti diversi non si trova all'unione di un elemento con un altro (fra trave e pilastro, fra due travi consecutive, ecc.) ma fra due parti dello stesso elemento, con o senza armatura passante (ad es. fra il nucleo di un pilastro o di una trave e la sua scorza, fra la soletta e l'anima di una trave, fra i travetti di fondo di un solettone ed il getto di riempimento, fra due strati di soletta); in tali casi il problema teorico si complica per l'estensione e la forma della superficie di discontinuità, sulla quale nascono stati tensionali pluriassiali derivanti da azioni esterne ed interne. I criteri di resistenza non sono semplici da stabilirsi (dipendendo anche da fattori come condizioni delle superfici, posizione delle eventuali armature ecc.); pur in presenza di criteri pratici e semplificati per garantire la collaborazione del composto ai vari stati limite, e di raffinate possibilità di modellazione numerica, per i casi meno elementari si rende spesso necessaria un'accurata sperimentazione.

Rientrano ancora (ma non del tutto) nel primo orientamento le costruzioni a conci prefabbricati, in cui un elemento lineare è a sua volta eseguito per parti e vi si intende necessariamente realizzare una continuità totale, analoga a quella monolitica, mediante l'interposizione di un materiale diverso, collante, una sagomatura organizzata delle superfici, ma senza armatura passante se non quella di precompressione. Un tipico problema specifico è che lo stato limite di decompressione va analizzato molto più accuratamente, data la quasi unilaterale del vincolo.

Un diverso orientamento, se vogliamo più pertinente allo spirito della prefabbricazione, è invece quello di non tendere alla struttura monolitica tradizionale, ma di assemblare la struttura stessa con unioni prive di rigidità e resistenza flessionali, oppure con vincoli flessionali « non monolitici », ottenuti con metodi diversi, con semplici appoggi, con unioni metalliche (saldature, spinotti, bulloni), con barre inghisate, con post-tensione a secco, ecc., cioè con unioni dotate eventualmente di resistenza flessionale, ma con rigidità singolare.

Per le tipiche strutture orizzontali, specialmente a più campate, può sembrare spreco di resistenza non realizzare la continuità: obiezione che è valida quando il materiale strutturale rappresenta l'onere prevalente; ma che può cadere quando si tenga conto dei risparmi della macchinizzazione e standardizzazione del prodotto e del montaggio, che fanno propendere per il vincolo più semplice.

Per quanto va oltre l'efficienza rispetto ai carichi verticali, le strutture svincolate hanno un comportamento meno favorevole riguardo ad azioni sismiche, stati limite di deformazione e di stabilità di insieme; mentre hanno vantaggi nei riguardi

delle coazioni nascenti da azioni interne, cedimenti, variazioni termiche e incendi.

Le strutture orizzontali, sia in opere come i ponti sia nell'edilizia, sono quelle che necessitano maggiormente di ponteggi nei getti in opera: esse sono state quindi frequentemente oggetto di tipizzazione e prefabbricazione; tanto che, nella stessa edilizia eseguita in opera, molto spesso i solai sono prefabbricati (in vari modi a seconda delle luci e della destinazione). In linea di massima la prefabbricazione di tali strutture tende alla realizzazione di strutture ortotrope, attraverso l'impiego di elementi modulari tessuti in una sola direzione, con o senza getto di completamento.

I problemi che sorgono, nell'ottica della massima semplificazione delle unioni di testata (appoggio) e longitudinali (fra elementi continui) sono: i collegamenti agli appoggi per assicurare un incatenamento duttile per schemi di resistenza sussidiaria; la ripartizione trasversale dei carichi verticali non uniformi, sia in funzione degli stati di esercizio sia di quelli ultimi; il funzionamento « a diaframma » rigido o deformabile (particolarmente nei casi di copertura discontinua) di ripartizione delle azioni orizzontali; la collaborazione con i getti di completamento, con connettori di taglio concentrati o senza connettori.

\* \* \*

I vari tipi di unione, comprese quelle a umido, difficilmente si prestano subito ad essere rappresentati da modelli numerici di uso consolidato per la verifica del comportamento nelle condizioni di esercizio ed ultime.

Occorre servirsi della sperimentazione su modelli al vero, che a sua volta apre una problematica, quando si intenda valutare la sicurezza di un elemento e raffrontarla alle misure stabilite dalle norme tecniche di progetto basate sulle ipotesi consuete.

La verifica numerica si fonda in genere su ipotesi di cui si conoscono già le validità e i limiti, sceglie i parametri significativi del comportamento dei materiali e delle loro interazioni, sulla base dell'esperienza acquisita con prove sperimentali e prestazioni verificate sul campo; quindi ha il vantaggio di separare gli effetti per i singoli parametri e di poter attribuire ad ognuno di essi un coefficiente numerico di sicurezza.

Invece, nelle prove sperimentali d'insieme, i fenomeni che si osservano contengono gli effetti confusi di molte proprietà elementari. Incrementando le azioni esterne di prova fino a raggiungere un dato stato limite, si può ottenere in un certo senso un unico coefficiente di sicurezza « aggregato », difficilmente confrontabile con i coefficienti parziali delle verifiche analitiche.

Senza spingersi troppo nella filosofia, una verifica sperimentale pura dovrebbe in teoria eccitare in una serie di prove tutti i possibili agenti sfavorevoli (combinazioni di azioni esterne e interne, ripetizioni, degradazione, difetti) e valutarne le probabilità e gli effetti. Poiché non si può pensare di spingere tali prove molteplici a frequenze statisticamente significative, il risultato di prove su prototipo non può essere assunto come misura diretta della sicurezza, ma solo servire come informazione utile a conoscere o controllare un comportamento fisico, che va tradotto in modelli analitici, sui quali operare le verifiche di sicurezza.

Tale concetto può essere meglio espresso con l'esempio più banale. Una sezione in c.a. inflessa viene dimensionata, per norma, con un coefficiente di sicurezza per il conglomerato superiore a quello per l'acciaio; peraltro, semplici prove su campioni non particolarmente sfortunati permetterebbero, se assunte a verifica, di ridurre la sezione di conglomerato, aumen-

tandone le tensioni; analogamente, potrebbero permettere di far lavorare l'acciaio non controllato a tensioni ammesse solo per quello controllato; difficilmente, e solo con un numero straordinario di prove, potrebbe riemergere statisticamente l'avvicinamento al disposto dalla norma.

La sperimentazione è tesa quindi, più che a una verifica immediata, a fornire i dati e preparare le basi per l'elaborazione di verifiche di sicurezza analitiche, ed è da considerarsi in senso lato come il punto di partenza per l'elaborazione di una nuova norma sulla tipologia esaminata. Norma a cui deve tendere a dar luogo, ove la tipologia sia abbastanza generalizzabile.

A tale proposito, tornando alle strutture, conviene ricordare un esempio tipico di sistema strutturale a nodi non flessionali, dato dagli edifici a pannelli portanti, in cui i vincoli fra pannelli in ogni direzione sono in principio cerniere cilindriche. La stabilizzazione generale è affidata alla tessitura bidirezionale ed alla realizzazione di « mensole complesse » in cui le unioni come tali lavorano longitudinalmente a compressione e taglio, mentre la trazione è assicurata da catene « esterne » all'unione stessa.

Se ci si riporta al tempo in cui tali sistemi furono introdotti, si deve notare come essi fossero innovativi anche nello schema statico e come le norme tecniche in vigore in Italia, implicitamente legate a strutture monolitiche intelaiate, necessitassero di una ampia integrazione per poter contemplare tale nuova tipologia (C.M. 6090/1969).

Fra l'altro, l'integrazione impose delle prove sperimentali di routine sulla resistenza di pannelli e di unioni, che in molti casi oggi possono venire sostituite da verifiche analitiche, a conferma del processo evolutivo dei modi di verifica sopra accennato.

Un'altra osservazione è che le prescrizioni sulle verifiche e sui minimi costruttivi elaborati in tale normativa hanno avuto poi una ricaduta anche sulla normativa stessa per le strutture monolitiche ad elementi bi-dimensionali.

\* \* \*

Il discorso è venuto su un altro problema teorico delle strutture prefabbricate: quello della normativa.

La normativa italiana in materia di strutture prefabbricate consta del D.M. Norme tecniche per le opere in c.a., c.a.p. e acciaio in applicazione della legge 1086/71 per le strutture in generale, senza specifico riferimento alle strutture prefabbricate, ma con sporadici riferimenti ad esse (di cui qualcuno aggiunto nell'ultima edizione, mentre peraltro è in gestazione finale il D.M. specifico di cui appresso); D.M. Norme tecniche sulle costruzioni prefabbricate (di prossima emanazione) in applicazione alla legge 64/74; C.M. 6090/69 per le costruzioni prefabbricate a grandi pannelli; Istruzioni CNR 10025/84 per le strutture prefabbricate o costruite con sistemi industrializzati; possiamo altresì includere il D.M. Criteri generali e prescrizioni tecniche per i ponti, contenente un paragrafo sulle strutture prefabbricate.

Il primo decreto conteneva, nella edizione in vigore fino a pochi mesi fa, qualche cenno a elementi prefabbricati, come ad esempio la possibilità di prove statistiche su elementi campione, la riduzione dei diametri impiegabili per barre di acciaio — in particolare nei pilastri —, la deroga alle armature di taglio nei travetti in c.a.p. Prescrizioni frammentarie: si pensi ad esempio all'ultima, che affronta il problema dell'appoggio dei travetti senza però considerare l'aspetto più importante, cioè il collegamento fra travetto e trave portante.

Nell'ultima edizione (D.M. 27-7-85) vengono aggiunte delle prescrizioni per varie tipologie di solaio.

Dovrebbe essere di prossima emanazione il menzionato D.M. specifico, di cui si conoscono ufficiosamente i lineamenti e che

imposta una sistemazione organica della materia nel suo insieme, trattando dei problemi di concezione, verifica, esecuzione, fasi transitorie, prove, e introduce le nozioni di produzione in « serie dichiarata » e « serie controllata ».

Per quest'ultima si promette un leggero sconto (5%) al coefficiente di sicurezza e rottura del conglomerato ( $\gamma_c$ ).

L'iter di tali normative trova qualche intoppo nella specifica di alcuni limiti numerici precisi, dato il carattere troppo vincolante che questi possono assumere se contenuti in una legge, a fronte di casi in cui possono rivelarsi inappropriati. Tale vincolo, sentito naturalmente dai normatori, può rendere in definitiva meno facile la stesura di un testo.

A titolo personale, condivido l'opinione di chi pensa percorribile la via di imporre, nei decreti, principi e requisiti, riducendo ai minimi indispensabili le prescrizioni relative ai criteri per soddisfare i requisiti stessi, per poi raccomandare limiti numerici e particolari soluzioni costruttive in documenti di supporto ufficiali, ma di valore meno tassativo che non una legge. Cioè una via di « deregolamentazione » per lo meno a livello di legge, che però deve trovare strumenti di approvazione paralleli, come certificati di omologazione (su base realmente critica) ovvero Agréments techniques.

In tale visione appare più tranquilla ad esempio la redazione di un documento come le citate Istruzioni CNR che, fra l'altro, possono permettersi espressioni molto sagge, come il paragrafo I.4 (Osservazioni di carattere generale): « Le presenti Istruzioni si riferiscono necessariamente, in determinati casi, a tipologie specifiche, per le quali vengono fornite indicazioni progettuali ed esecutive a titolo esemplificativo. Per tipologie diverse da quelle qui previste il progettista può riferirsi con prudenza a schemi simili, attuando le modifiche del caso, oppure, quando ciò non sia ritenuto opportuno, effettuare uno studio apposito, eventualmente corredato da indagini sperimentali, e sempre nello spirito delle presenti Istruzioni ».

Sempre a titolo personale, se mi è permesso citerei a titolo di esempio un paio di prescrizioni numeriche, contenute nell'attuale D.M. 27-7-85, le quali, nascendo da timori non irrazionali per molti casi, per altri, in specie nell'ambito della prefabbricazione, possono costituire talvolta un limite non giustificato, e cioè la limitazione della  $R_{cK}$  a 50 o 55 KN/mm<sup>2</sup> per c.a. e c.a.p. rispettivamente, e la brusca riduzione di  $\bar{\sigma}_c$  (o aumento di  $\gamma_c$ ) per spessori inferiori a 5 cm, in vari casi anche di difficile interpretazione.

Sarebbe opportuno che nelle norme fosse sempre data la motivazione delle prescrizioni, affinché si possa controllare se essa trovi riscontro in dati casi particolari. Forse una ragione per le prescrizioni citate ad esempio può nascere da una certa sfiducia, in particolare nei controlli, o dalla mancanza di diversi strumenti di approvazione, come accennato più sopra. Ma tale ragione meriterebbe di essere ormai rimossa, sotto le dovute condizioni.

\* \* \*

Possiamo infine delineare un quadro sintetico dei luoghi di problematica speciale per le strutture prefabbricate, in relazione ai campi di intervento della normativa tecnica, problematica in cui si inseriscono con piena pertinenza anche le nove memorie inserite negli Atti per questa Sessione.

**Concezione e progetto strutturale:** regolarizzazione della forma, « strategie di difesa nei riguardi dei collassi a catena (schemi resistenti sussidiari indipendenti, incrementi di resistenza e duttilità, provvisori per limitare l'occorrenza di eventi accidentali, sistemi di controllo sulle condizioni d'uso dell'opera); effetti della variazione degli schemi statici nel tempo.

In questa tematica rientrano le memorie di: Menditto-Dezi-Tarantino (Ancona) « Grafici per l'analisi elastoviscosa di strut-

ture soggette a cambiamento di schema statico », e di Mola-Malerba-Pisani (Venezia-Milano) « Effetti delle eterogeneità strutturali e delle variazioni di schema statico sull'evoluzione temporale del comportamento di strutture da ponte prefabbricate ».

**Azioni:** particolari azioni convenzionali per saggiare instabilità globale o locale (inclinazioni), o decompressione (gradienti termici), per dimensionare vincoli al ribaltamento laterale o incatenamenti, per simulare azioni dinamiche (sollevamento, trasporto, infissione).

**Proprietà dei materiali:** per elementi (conglomerati speciali, leggeri, additivi speciali) e per unioni (malte, resine, collanti).

**Coefficienti di sicurezza:** coefficienti di comportamento per elementi o unioni, coefficiente parziale del conglomerato in funzione del controllo di qualità e della sostituibilità dei pezzi prefabbricati (riduzione dell'indeterminazione nel prodotto finito) riduzione di  $\gamma_c$  per elementi controllati, incremento di  $\gamma_c$  per getti di unioni non ispezionabili.

**Dimensionamento degli elementi:** minimi geometrici, particolari costruttivi, dettagli armature, elementi composti, modelli di verifica.

Riguardano questo argomento le memorie di contenuto analitico: Donida-Cerioni (Chieti-Pescara) « Analisi di pannelli sandwich: programma di calcolo, considerazioni applicative »; Donida-Martinez y Cabrera (Chieti-Milano) « Aspetti teorici relativi a strutture da ponte con sezione a cassone realizzata con guscio prefabbricato »; Mola-Pisani (Venezia-Milano) « Comportamento in esercizio a lungo termine ed allo stato limite ultimo di elementi a profilo aperto in c.a.p. prefabbricati soggetti a flessotorsione » nonché la memoria a contenuto sperimentale Menditto-Giacchetti (Ancona) « Sul comportamento dei pannelli sandwich ».

**Unioni:** effetti della rigidità delle unioni e della sua evoluzione; verifiche di resistenza e di comportamento in esercizio per via numerica o sperimentale.

Su questa problematica sono state presentate tre memorie di carattere sperimentale: Diotallevi-Merli-Zarri (Bologna) « Strutture a pannelli: indagine sperimentale sul comportamento dei collegamenti organizzati sottoposti ad azioni taglianti e provvisti di armature distanziate »; Galeota-Giammatteo (L'Aquila) « Sulla capacità portante delle solette forate estruse precomprese »; Sanpaulesi-Caramelli-Croce (Pisa) « Indagine sperimentale su nodi di elementi prefabbricati trave-pilastro sotto fatica in campo plastico ».

**Metodi di produzione:** in quanto possano influire sulle condizioni dei materiali in esercizio (vibrazione, maturazione accelerata, taglio armature pretese, sollevamento, deposito e trasporto).

**Tolleranze:** in quanto possano influire sul comportamento strutturale (profondità di appoggio di carpenteria e armatura, ortogonalità e planarità, monta, allineamenti...).

*Controlli di qualità e criteri di accettazione.*

*Sicurezza sul lavoro.*

Va ricordato che la Associazione nostra consorella CTE studia approfonditamente il tema della sicurezza sul lavoro di montaggio delle strutture prefabbricate ed ha preparato dei documenti in proposito.

**Compatibilità con requisiti non strutturali:** impiantistiche, risparmi energetici, ecc.

\* \* \*

Per concludere, un'osservazione tendente a moderare l'impressione di una divergenza eccessiva tra i problemi delle strutture prefabbricate e non.

La problematica nasce ovviamente da un tronco unico ed è quella del comportamento di strutture fatte essenzialmente di conglomerato armato, le quali, per ragioni di convenienza, vengono realizzate di volta in volta in opera o fuori. Da buoni tecnici occorre saper optare per un modo o per l'altro senza preconcetti.

Forse è utile pensare, piuttosto che in termini di diverse problematiche, in termini di diverse soluzioni ad un'unica problematica generale, che è l'ottimizzazione delle strutture in relazione al complesso dei requisiti. Sicuramente, trattando e progettando nel campo della prefabbricazione c'è da apprendere anche per le opere monolitiche, e viceversa.

Così è anche per la normativa, che deve cercare di seguire il passo dell'evoluzione senza intralciarlo, ma offrendo un riferimento di sicurezza unitario.

Tali considerazioni vengono rese evidenti, sul piano umano, da alcune giuste reazioni ad ipotesi di prescrizioni normative, da parte degli operatori interessati.

Quando, ad esempio, si richiede la verifica delle strutture prefabbricate ad assegnate forze laterali minime di assaggio, i prefabbricatori esigono che lo stesso sia richiesto anche a quelle eseguite in opera. Viceversa quando si accenna a possibili riduzioni dei coefficienti  $\gamma_c$  nei prefabbricati, i fautori del monolitico chiedono di poter ottenere altrettanto, a parità di condizioni.

Infatti, la robustezza delle strutture monolitiche (diciamo meglio: quella che dovrebbero avere) deve essere propria anche delle strutture prefabbricate, e la buona qualità dei materiali prefabbricati (diciamo meglio:...) deve essere obiettivo anche dell'eseguito in opera.



« ATTI DELLE GIORNATE A.I.C.A.P. 1987 » - Stresa, 23-25 Aprile

TEMA B: LA PREFABBRICAZIONE STRUTTURALE

## La prefabbricazione strutturale: aspetti applicativi

Relazione generale: Dott. Ing. Pellegrino Gallo

*Il tema sul quale ci intratterremo è « La prefabbricazione strutturale - Aspetti applicativi » nello specifico delle opere in calcestruzzo armato. E' un tema vastissimo. Troppo vasto per il poco tempo a nostra disposizione e, d'altra parte, è difficile dire cose che già non siano note o addirittura familiari a un uditorio così selezionato. Mi limiterò ad alcune considerazioni di carattere generale che mi sembrano comunque interessanti, per entrare poi un po' più nel dettaglio quando tratterò dei procedimenti costruttivi.*

### Evoluzione

Ancorché il concetto della prefabbricazione di opere in calcestruzzo armato risalga a più di ottant'anni fa, la prefabbricazione come metodo costruttivo e poi come vera e propria industria, è frutto dell'ingegneria del dopo la seconda guerra mondiale. E' peraltro importante osservare che, dagli anni cinquanta ad oggi, ossia in poco meno che una generazione d'ingegneri, ciò che è mutato in tema di prefabbricazione oltre alla tecnologia, ai mezzi d'opera ed alla dimensione degli elementi, è l'ottica stessa che conduce a prefabbricare.

La prefabbricazione infatti nasce quale un procedimento inteso essenzialmente al risparmio della mano d'opera e delle strutture provvisorie. Quindi si configura come mezzo di velocizzazione del processo costruttivo. Successivamente emergono nuove esigenze incardinate sulla possibilità di realizzare opere non affrontabili con le metodologie tradizionali. Infine, recente, è l'esigenza del controllo della qualità del prodotto finito attraverso il controllo dei materiali impiegati, del calcestruzzo appena confezionato, del processo costruttivo e produttivo. Una qualità che con la prefabbricazione può essere portata ad un livello elevatissimo, grazie anche allo sviluppo delle conoscenze sulle proprietà del materiale calcestruzzo che, come del resto già 50 anni fa preconizzava il Kleinlogel, sono oggi tipizzabili sulla base di schemi prefissati, e grazie anche all'impiego, sempre più interessante ed incisivo, delle nuove tecnologie additivanti per un impasto più asciutto e lavorabile, quindi per un calcestruzzo più omogeneo, compatto, resistente ed affidabile; condizione indispensabile affinché questo materiale resti il protagonista del costruire moderno.

Non è più questione cioè che una data struttura possa essere eseguita ambivalentemente in tradizionale o in prefabbricato, principale elemento discriminante essendone il costo, bensì la possibilità, con la prefabbricazione, di raggiungere opere e livelli di qualità altrimenti non perseguibili.

Senza la prefabbricazione ad esempio, sarebbe impossibile realizzare le grandi opere di difesa dei porti in corpi monolitici, o i tunnel sommersi ovvero le piattaforme galleggianti o le strutture off-shore. E senza l'adozione della prefabbricazione seriale, sarebbe impossibile raggiungere gli standards elevati

tissimi di qualità ormai consacrati in materia di tubazioni di acquedotti o quelli tecnici richiesti in tema di rivestimento e di metodo stesso di scavo ed avanzamento delle opere in sottoterraneo.

Nato dunque come metodologia ambivalente nei confronti del tradizionale e governato solo dal movente economico, il prefabbricare è divenuto, nel giro di un quarto di secolo, un nuovo strumento insostituibile il cui obiettivo è l'ottimizzazione della costruzione e non soltanto del suo costo; l'accentuazione cioè di fatti statici e di qualificazione.

In tema di prefabbricazione strutturale, la qualità deve essere allora intesa come la caratteristica di maggior peso che coincide con la prestazione stessa dell'opera. Caratteristica dalla quale oggi, lasciati alle spalle gli anni permissivi ed urgenti del dopoguerra e della ricostruzione, non è più lecito prescindere, in un mercato cresciuto, fatto più accorto ed esigente e che guarda fra l'altro con rinnovato interesse al ritorno del materiale acciaio. E sulla qualità, l'industria del calcestruzzo, e cioè i produttori, i progettisti, i prefabbricatori e le imprese, devono riflettere e confrontarsi. Oggi un prefabbricato che non sia di qualità, e quindi durevole, non ha più motivo di esistere; e la qualità rientra, peraltro ampiamente, nelle possibilità di questa tecnologia, e rientra in una logica sana, a tutto vantaggio dell'opera e di chi la commissiona e la paga. Ed anche di chi la realizza. « Un calcestruzzo scadente infatti, per quanto strano possa sembrare, non è generalmente più economico di un calcestruzzo di buona qualità. La sola aggiunta necessaria per passare dal primo al secondo, altro non è che la conoscenza della corretta tecnologia ». L'ha detto il prof. Mario Collepari, e ritengo che abbia detto bene. E' una proposizione questa del resto che, al di là del fatto tecnico, riflette un fatto di cultura.

### Lineamenti

La prefabbricazione strutturale non è una tecnologia unica, in grado cioè di risolvere con metodi uniformi una vasta pluralità di fatti. Essa è piuttosto un insieme di tecnologie, molteplici e specialistiche, spesso alternative; e ciascuna con obiettivi personalizzati. La prefabbricazione delle tubazioni, è noto, è cosa diversa dalla prefabbricazione ed edilizia, e l'una e l'altra hanno poco in comune con la prefabbricazione dei ponti e dei viadotti; altra cosa ancora è la prefabbricazione di strutture singolari quali intervengono nelle opere marittime; e non solo per l'oggetto che viene prefabbricato, ma per le logiche strutturali e i metodi impiegabili.

E in uno stesso settore si hanno figure fortemente differenziate.

I sistemi di prefabbricazione « puntiformi » sono del tutto diversi dai sistemi che si basano su componenti piane, e non v'è ambivalenza fra i due nel senso che l'adozione del puntiforme conduce ad altro tipo edilizio che non l'adozione del pannello. Quest'ultimo conduce a strutture fortemente iperstatiche le cui risorse sono quelle tipiche delle connessioni « scatolari » ben adatte, ancorché poco duttili, ad opporsi alle azioni orizzontali, e tende ad eliminare i magisteri delle finiture successive. Il puntiforme non elimina i magisteri delle finiture e si orienta verso le grandi luci, verso i pilastri mono pezzo; è più adatto a schemi specificatamente isostatici, essendo nel puntiforme l'iperstaticità, intesa come conferimento ai nodi della capacità di equilibrare azioni flettenti, risolvibile sì, ma perlopiù tramite soluzioni che hanno il sapore di complessificazione e non di caratteristica naturale del sistema: soluzioni che, talvolta, funzionano più come elemento di ammissibilità giuridica che come elemento di forza e di qualificazione tecnologica.

E con forme fortemente differenziate la prefabbricazione si esprime anche negli altri settori. Nel settore dei viadotti, ad esempio, quella a travi si realizza nel modo più semplice e rapido con lo schema isostatico e nell'ambito delle luci piccole e medio-piccole. Trasformare in iperstatiche e continue delle campate a travi prefabbricate solidarizzando longitudinalmente queste ultime con getto supplementare e cavi di post-compressione ed analogamente operando a livello di soletta, è senz'altro fattibile; l'argomento è trattato in modo molto interessante nella memoria inviata dal prof. M. Petrangeli; ma pur nell'acquisizione di risultati positivi derivanti dalla raggiunta continuità strutturale, non v'è dubbio che ne deriva anche una complessificazione esecutiva e progettuale che toglie alla prefabbricazione a travi alcune sue peculiari caratteristiche, tant'è che i tempi costruttivi ed il costo dell'opera ne restano appesantiti e va fronteggiato, con un operare particolarmente attento, l'aspetto della corretta messa in tensione di cavi corti e potenti e quello di un'efficace sigillatura dei numerosi ancoraggi presenti in soletta; inoltre, diventa di primaria importanza la conoscenza esatta delle tempistiche costruttive poiché esse influenzano, e su questo aspetto si imposta e si sviluppa la memoria, un campo evolutivo delle tensioni molto vasto; resta altrimenti l'incertezza sui valori reali delle tensioni a lungo termine. E questa conclusione deve indurre a riflettere poiché è a tutti noto quanto spesso fattori non controllabili in fase progettuale, come difficoltà impreviste nella esecuzione delle fondazioni o ritardi nell'impianto di prefabbricazione, possano costringere a stoccaggi prolungati o alla messa in opera di travi con appena pochi giorni di vita con conseguente stravolgimento della tempistica ipotizzata dal progettista. In breve, si può dire che solidarizzando le campate a livello di travi prefabbricate e di soletta, si ottengono è vero i vantaggi propri degli impalcati continui, ma son richiesti grande attenzione e cura in fase costruttiva, rispetto della prevista tempistica, peraltro come s'è visto non sempre possibile, tempi costruttivi e costi maggiori. Il discorso è un po' diverso se la solidarizzazione avviene solo a livello di soletta. E' in questo caso meno pesante la penalizzazione in termini di costi e tempi costruttivi; è comunque, quest'ultima, una soluzione che richiede una valutazione molto accorta a livello di progetto ad evitare applicazioni non ortodosse.

La prefabbricazione a conci trasversali si impone nel campo delle luci medie e medio-grandi e nel privilegio delle strutture iperstatiche e continue. Togliere la continuità ad un viadotto che nasce con prefabbricazione a sbalzo tramite l'aggiunta di tratti tampone, è complessificazione del procedimento costruttivo poiché si aggiunge alla prefabbricazione trasversale a conci quella lineare a travi e ciò sia a livello di

produzione che a livello di attrezzature, e sembra anche, se il discorso progettuale non è condotto a regola d'arte, impoverimento della struttura a livello di vulnerabilità per l'aggiunta di vincoli in forme e zone poco propizie.

E molti altri casi ancora in cui chiaramente differenziato, si configura l'obbiettivo del prefabbricare.

Da quanto sopra traspare una prima proposizione: *la prefabbricazione non ama essere forzata entro schemi ad essa innaturali poiché questi vanificano in buona parte l'essenza stessa del prefabbricare che è la semplicità e la qualità nel rispetto di schemi il più possibile spontanei.* Una conferma indiretta di questo concetto la riscontriamo nella memoria trasmessaci dal prof. Luca Sanpaolesi sulle problematiche delle costruzioni a grandi pannelli, laddove afferma, a proposito della limitata duttilità degli edifici scatolari, che gli sforzi tendenti ad ottenere deformabilità in campo plastico da una tipologia la cui caratteristica è la indeformabilità, non appaiono giustificati, sanno di incerto e di artificioso; molto più logico sembra, afferma l'Autore, accettare la limitata duttilità di questa tipologia, sfruttando invece ciò che essa « naturalmente » è in grado di offrire e cioè una enorme capacità resistenziale ed un effetto forma favorevole.

E Pierluigi Nervi, progettista e costruttore, non a caso credeva nella forza delle soluzioni semplici, iperstatiche o isostatiche che fossero, e nella necessità di ridurre al minimo le difficoltà costruttive. Non è la strada più facile. E sono d'accordo con l'ing. Silvano Zorzi quando concludendo la sua relazione alle Giornate A.I.C.A.P. di Riva del Garda, affermava che semplificare è spesso più arduo che complicare poiché presuppone la coscienza e la conoscenza della complessità dei problemi e delle loro svariate compromissioni.

Ed un secondo concetto traspare: *la specializzazione in un determinato campo del prefabbricare non comporta la conoscenza generalizzata del prefabbricare;* è una riflessione utile che deve indurre gli operatori a muoversi con cautela nel campo. Non sono poche le imprese che di questo concetto hanno fatto esperienza. E non sono poche le opere che di questa esperienza hanno fatto le spese.

### Importanza dei dettagli

Prefabbricare un elemento sappiamo che non è difficile. E' meno facile però produrre un buon elemento prefabbricato. Ancor meno facile è procedere al corretto assemblaggio degli elementi prefabbricati. Eseguire cioè un buon collegamento. Questa proposizione acquista maggior significato se ci si ricorda che, attraverso questo dettaglio strutturale, passa necessariamente la « prestazione » dell'intera struttura, e che quindi individuare il comportamento dei collegamenti, a breve e lungo termine, significa poter stabilire correttamente il comportamento della struttura come insieme, lo stato tensionale dell'intero. Prestazione allora intesa come termine generale, comprendente non solo la risposta statica, ma anche quella qualitativa nel consapevole rispetto delle quantità; quindi anche quella economica.

Ancor'oggi, in prefabbricazione strutturale, il collegamento fra i prefabbricati propone problemi non del tutto risolti. Dobbiamo infatti ancor'oggi riconoscere che è più difficile organizzare bene ed eseguire un buon collegamento fra due pannelli di un edificio che non i pannelli medesimi. Nella sua memoria il prof. Sanpaolesi ricorda ancora la necessità che il collegamento sia agevolmente realizzabile affinché possa risultare buono; è questo ciò che conta, dice, più che contendere

se il collegamento debba essere del tipo verticale organizzato o di piano. E lo stesso vale, e in forma ancora più esasperata, per i collegamenti del puntiforme dato lo spazio minore disponibile al nodo e quindi il maggior cemento dei materiali.

E nei viadotti la logica dei collegamenti non cambia, anche se qui la problematica è più chiara e più chiaramente risolta. E' certamente più difficile realizzare un buon giunto « coniugato » fra concio e concio nel senso di predisporlo con i collanti in maniera corretta e chiuderlo a regola d'arte, che prefabbricare i conci stessi, il cui assemblaggio contrariamente alla costruzione avviene in opera, spesso in condizioni di disagio e con materiali, i collanti, che richiedono, in tempi brevi, una composizione ed una applicazione molto accurate. E i giunti da eseguire son centinaia, come i conci, solo che son da farsi « all'impronta ». Grande ripetitività di operazioni rischiose, altrettanto grande ripetitività del rischio. Non è quindi difficile che talvolta qualcosa non vada e che si possa dall'interno dello scatolare spiarne attraverso un giunto ormai indurito il paesaggio sottostante.

E nei collegamenti vanno intesi tutti i tipi di giunzione, siano essi chiamati o non a ripristinare la continuità strutturale: e sempre dal punto di vista del comportamento dell'intera opera il ruolo di questi « dettagli » resta fondamentale. Una condotta prefabbricata ad esempio, è un insieme di elementi tubolari collegati fra loro da giunti. Ma chi le tubazioni progetta e costruisce ha imparato, a spese sue e dell'amministrazione appaltante, che essa potrebbe essere definita, altrettanto propriamente, un insieme di giunti collegati da elementi tubolari, senza con ciò nulla togliere all'importanza della condotta. Sono infatti i giunti, per quanto ben studiati, che più spesso richiedono il successivo e costoso intervento riparatore, stante la loro grande soggezione non solo all'uso di materiali idonei, ma anche ad una perfetta tecnica di posa dei tubi.

A questo punto un breve passo ancora ci porta ai vincoli nel senso più generale e quindi anche ad appoggi, ritegni, giunti di dilatazione etc.

Fra le righe di queste semplici riflessioni sui collegamenti, si può ancora leggere:

— *Essendo il collegamento la chiave del discorso statico, una imprecisa definizione della sua funzione e del suo comportamento vanifica del tutto il ricorso ai più moderni e sofisticati metodi di calcolo.*

— *Ed una seconda proposizione, più sfumata: nell'edificio strutturato iperstaticamente, l'aspirazione finale dovrebbe essere l'affrancamento dagli oneri e dalle compromissioni del giunto « cast in situ ».* Elementi a contatto diretto, intermedia una malta o una resina, che si serrano e solidarizzano per post-compressione in uno schema di vincoli non contraddittorio, sembra la logica che meglio di ogni altra consente di prevedere, al di là della ricerca sperimentale, il reale comportamento del giunto grazie al ristabilimento completo del monolitismo. E' quanto del resto già largamente si è fatto nel campo dei ponti.

— *Ed una terza considerazione: l'operazione di assemblaggio non è uno dei tanti momenti costruttivi, bensì il momento costruttivo più importante e comunque il più delicato del costruire in prefabbricato.* Questo discorso va in particolare ai giovani ingegneri cui il cantiere è affidato, i quali talvolta, presi dalle urgenze del lavoro, diventano più sensibili alle scadenze ed ai programmi che alle esigenze dell'opera; non è raro che il montaggio di questa, a routine avviata, finisca col restare affidato a maestranze esperte ed efficienti quanto si voglia, ma che non sono tenute a conoscere la funzione e la reale importanza di un giunto.

## Dimensioni del prefabbricato

Un accenno alle dimensioni degli elementi prefabbricati mi sembra rientri nel tema.

Con elementi di dimensioni modeste si realizzano opere eccellenti ed ardite. Un esempio per tutte, le grandi coperture di Nervi. In genere però, più grande ed importante è l'opera nel senso delle sue dimensioni globali e del suo costo, più grandi tendono ad essere le dimensioni degli elementi componenti. Il progredire delle prestazioni dei mezzi di lavoro d'altronde, spinge fatalmente in tal senso dal momento che aumentare le dimensioni dei componenti significa ridurre il numero, ridurre quindi le manovre, ridurre i costi.

Assistiamo da tempo a questo processo di ingigantimento del prefabbricato; mi riferisco a quello realizzato in prossimità dell'opera, poiché l'altro, quello di stabilimento, ha limiti definiti e comandati dalle esigenze del trasporto su strada.

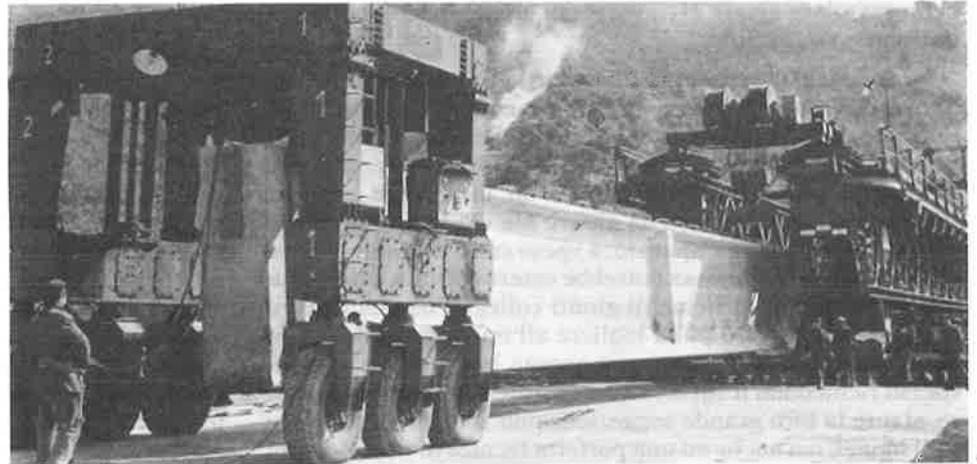
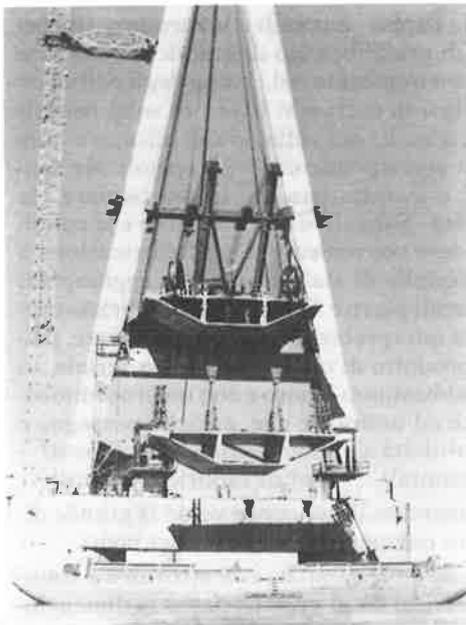
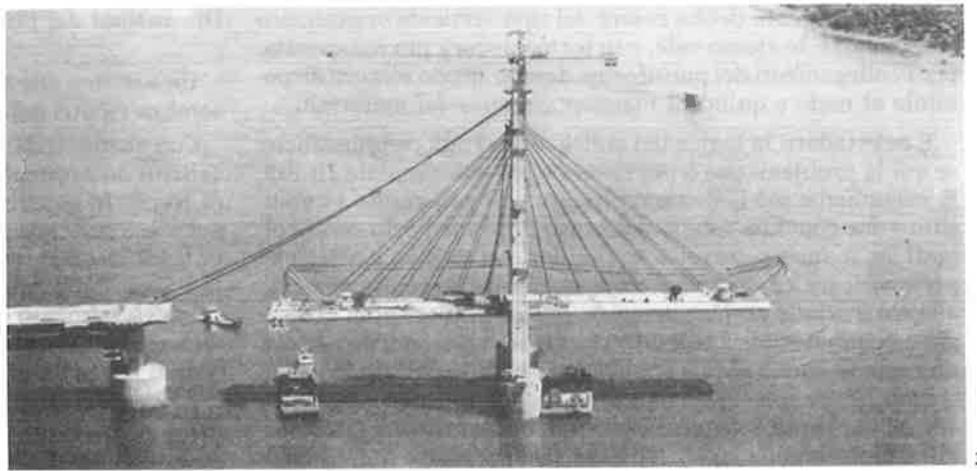
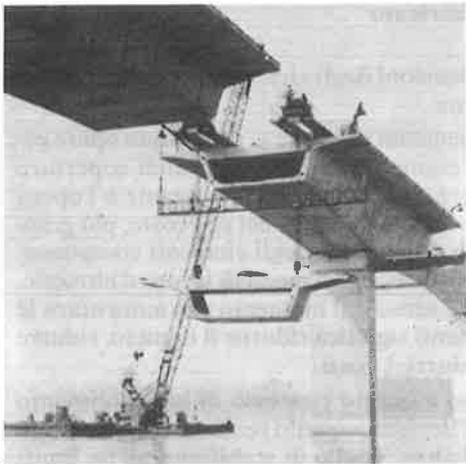
La memoria Macchi - Papini - Sangalli e la memoria Giuliani descrivono esempi di prefabbricato di grande dimensione realizzato a piè d'opera e impiegato nel campo degli edifici civili e industriali. Trattasi in entrambi i casi, di solai nervati monoplastra in c.a.p., inseriti nel reticolo dei pilastri e supportati ad appoggio in corrispondenza degli spigoli. Ne vengono illustrati pregi e caratteristiche. In particolare, la memoria Macchi - Papini - Sangalli dà le situazioni e le condizioni che possono rendere conveniente la prefabbricazione a piè d'opera rispetto a quella di stabilimento. Io aggiungerei che questi sistemi a grandi piastre monolitiche sembrano rappresentare una corretta interpretazione del prefabbricare, poiché possono dare un prodotto di qualità, del tutto seriale, in uno schema di vincoli abbastanza chiaro e con un procedimento costruttivo semplice ed uniforme che, anziché perseguire compromissorie monoliticità di nodo, ricorre, per l'assorbimento delle forze orizzontali a corpi di fabbrica separati.

Altro settore dove è marcata l'evoluzione verso la grande dimensione dell'elemento componente è quello dei ponti.

Nella prefabbricazione delle campate con struttura a stampella per conci successivi, si dà al prefabbricato la dimensione massima compatibile con il procedimento costruttivo a sbalzo, il limite essendo dato dalla necessità di contenere entro valori accettabili per la pila gli squilibri di peso in fase di aggancio e sollevamento dei conci, limite che va verso le 100 t (fig. 1). In presenza di un ponte strallato ove la potenza dei piloni è maggiore o prevalgono altre logiche di bilanciamento, la dimensione del concio subito aumenta diventando pari all'interasse fra gli stralli, con pesi che superano le 300 t (figg. 2 e 3).

Anche negli impalcati più comuni, a travi e traversi, il numero degli elementi s'è via via ridotto; dalle diverse decine di elementi per campata, si è passati a poche grandi travi soltanto (fig. 4), ed ancora, con il ricorso a pochi elementi scatolari (fig. 5), molto efficaci torsionalmente e solidarizzati per pre-compressione trasversale a livello di soletta, si sono potuti eliminare anche i traversi intermedi e terminali. Soluzione questa che mi appare concettualmente evoluta perché sfrutta bene le risorse statiche e l'effetto forma dei materiali, e rispetta l'esigenza dell'estetica. Un elegante esempio di questa logica strutturale è il viadotto sul torrente Toce per l'ammodernamento della strada del Sempione (fig. 6). L'aggiunta di traversi qui non sarebbe di vantaggio, complicherebbe il procedimento costruttivo e aumenterebbe il costo. Ma c'è una normativa che non tiene conto di tutto ciò, non fa distinzioni e che i traversi li imporrebbe.

E si è giunti anche ad eliminare le giunzioni in opera realizzando l'impalcato in uno scatolare unico le cui dimensioni, ove



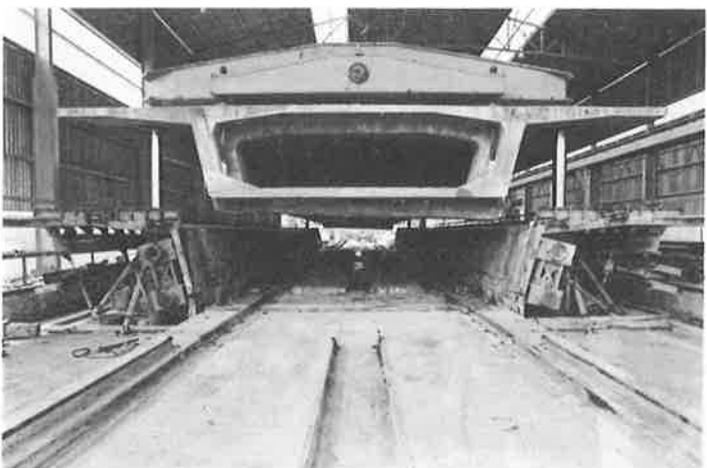
(foto Chiolini)



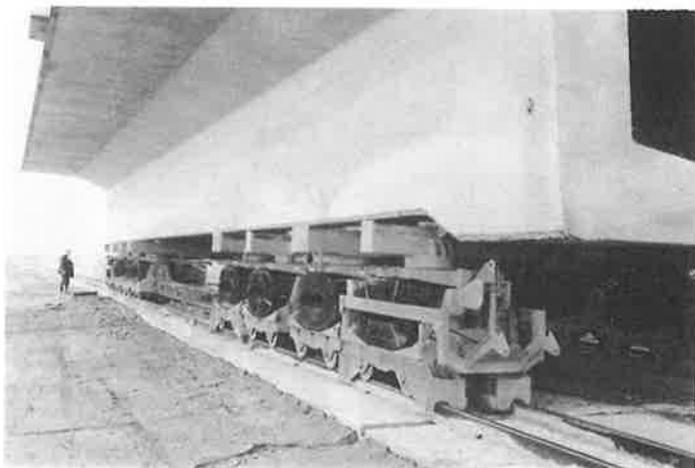
10



12



11



13

l'ottimizzazione economica della luce tenda verso il più grande, sono unicamente fissate dalla potenza e dalle possibilità delle attrezzature disponibili. I primi impalcati di questo tipo sono stati realizzati in grande serie già 15 anni fa. Pesavano oltre 500 t (fig. 7). E gli impalcati prefabbricati in un sol pezzo per il collegamento stabile fra l'Arabia Saudita e l'isola di Bahrain, sono ancora più grandi e pesano 1200 t (fig. 8).

Sempre in tema di viadotti, si giunge alla soluzione prefabbricata limite con l'impalcato a spinta, unico nel suo genere, che movimenta un monolito lungo diverse centinaia di mt e pesante parecchie migliaia di tonnellate (fig. 9).

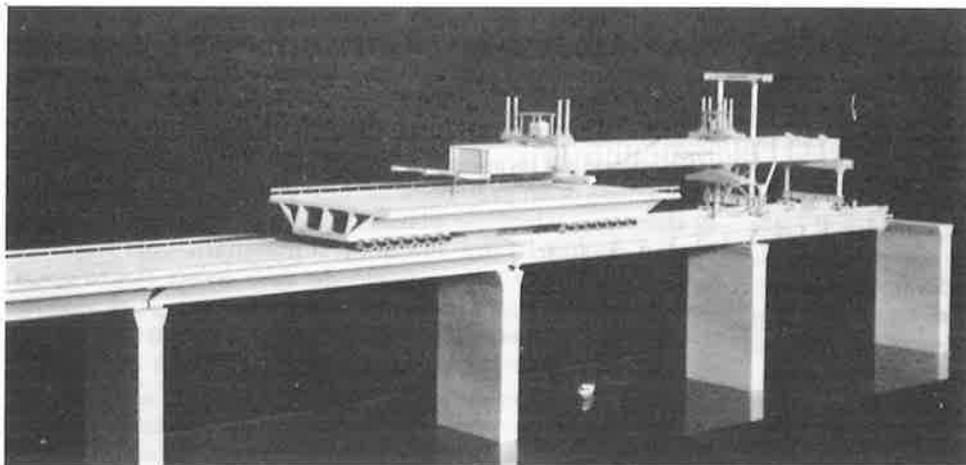
Tendenza analoga, cioè verso la dimensione maggiore, si riscontra dovunque il prefabbricato non sia soggetto al trasporto su strada. Così nel campo dei serbatoi sopraelevati la tecnologia più moderna monolitizza e movimenta l'intera vasca. Nelle opere marittime poi, la grande dimensione diventa d'obbligo

per la soluzione del problema tecnico.

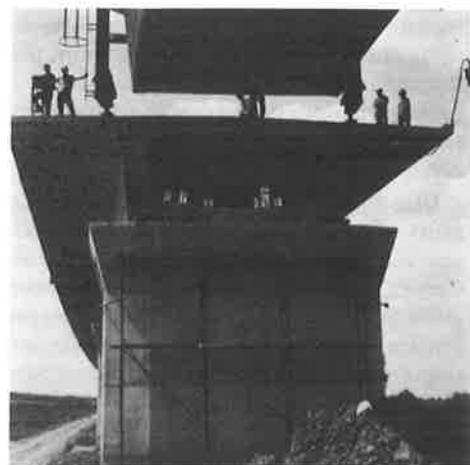
Sulle dimensioni del manufatto prodotto dunque, a volte tali da apparire quasi una sfida al limite tecnologico, mi sembra che si possa concludere dicendo che, in prefabbricazione, il « piccolo » e il « grande » sono solo concetti relativi. Un prefabbricato, tecnicamente parlando, non è né piccolo né grande. Esso deve avere le dimensioni che ottimizzano l'opera in termini di costi e di qualità. Il solo limite sarà allora quello posto dalle possibilità del mezzo d'opera.

#### Procedimenti costruttivi

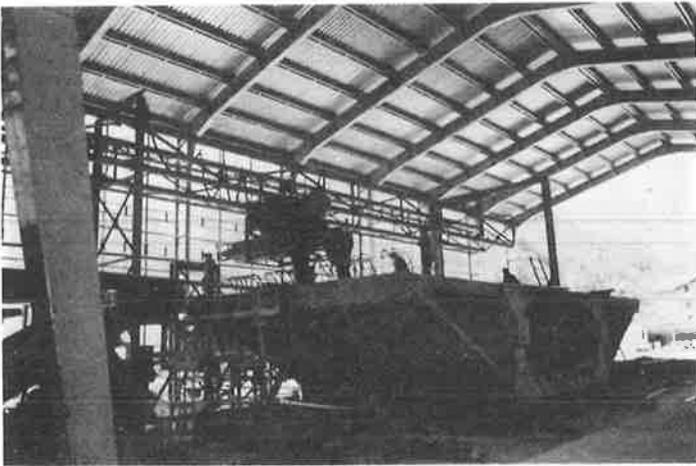
Un cenno ora ad alcuni procedimenti costruttivi quando l'opera presenta particolari caratteristiche strutturali o di col-



15



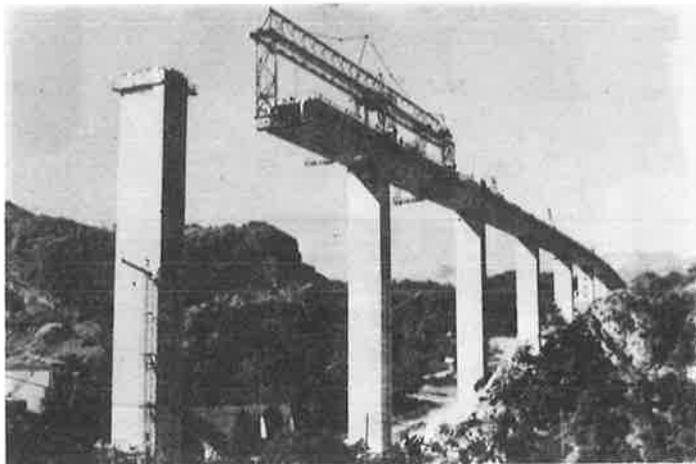
14



16



17



18



19



20

locazione e i prefabbricati assumono dimensioni e problematiche che li allontanano dagli schemi più usuali. In questi casi il progettista dell'opera è chiamato ad allargare il suo compito fino a proporsi nella impostazione della tecnologia costruttiva e talvolta anche nello studio delle attrezzature che la rendono possibile.

Una dimostrazione di quest'assunto ce la propongono la memoria Croci e quella Pocci-Radogna-Via che trattano il caso specifico della prefabbricazione applicata alle opere civili della Centrale Nucleare Alto Lazio. L'intervento dei progettisti risulta qui decisivo per la soluzione dei problemi costruttivi nell'ottica richiesta. In particolare, nella prima memoria, l'Autore, dopo aver ricordato le principali caratteristiche che differenziano le strutture di un impianto nucleare da quelle più comuni nel campo dell'ingegneria civile, illustra i vantaggi che è possibile ottenere attraverso l'introduzione della prefabbricazione

nella realizzazione di opere da progettarsi in regime di Garanzia di Qualità. Nella seconda memoria, è riportata l'esperienza progettuale compiuta dagli Autori nella realizzazione di alcune opere idrauliche di servizio alla centrale. Richiamati i principali aspetti metodologici della razionalizzazione della esecuzione di opere in c.a., gli Autori descrivono i componenti principali del Sistema Acqua di Circolazione soffermandosi sugli indirizzi generali di prefabbricazione adottati e sulle implicazioni progettuali ad essi connesse.

Un altro caso di prefabbricazione dove l'impegno del progettista si è inevitabilmente esteso alla logica costruttiva ed alle attrezzature, è quello dei grandi impalcati isostatici monopezzo ai quali s'è prima accennato (fig. 10). Questo procedimento è interessante poiché consente di ottenere un manufatto di buona qualità essendo esso privo di collegamenti in opera e di riprese di getto, consente una struttura più economica poiché le quantità, calcestruzzo, acciai e casseforme, nascendo il manufatto intero e non per assemblaggio di parti diverse, riflettono il giusto richiesto dal calcolo, e consente infine un ritmo d'avanzamento del lavoro veramente interessante: una campata al giorno. Le dimensioni del prefabbricato sono quelle dell'intera campata. Il peso, in conseguenza.

Seguiamo un momento la logica che ha consentito la movimentazione di un prefabbricato così grande. L'impalcato finito viene staccato dalla piazza di getto per mezzo di quattro potenti martinetti (fig. 11). Sotto il manufatto così sollevato si inserirà il mezzo di trasporto che deve essere sicuro senza riserve data la mole da movimentare, e potente, e nel contempo deve pesare poco: l'insieme infatti, manufatto più mezzo di trasporto, transiterà sugli impalcati già posti in opera.

Fu scelta dal progettista la logica della ruota metallica su rotaia (fig. 12). Questa scelta s'è dimostrata giusta. Infatti elimina la complessa meccanica direzionale ed elimina l'errore



21



22

umano di guida e ciò significa sicurezza; sfruttando la ruota metallica abbatte la resistenza al moto che è il modo inverso per conseguire la necessaria potenza; utilizzando poi le ruote come una naturale appendice del grande prefabbricato, sono scomparsi i pesanti telai di trasferimento delle forze dalle ruote al manufatto e questo significa leggerezza (fig. 13); infine la complessa idraulica necessaria per conseguire in presenza di dislivelli la costanza del valore del carico agente sulle singole ruote è stata eliminata e sostituita da speciali manicotti in gomma capaci di deformarsi senza variazioni apprezzabili del valore della reazione fornita e quindi capaci di agire quale indispensabile tramite fra la grande rigidità dello scatolare e le inevitabili asperità e dissimmetrie del percorso, e ciò significa semplicità della macchina.

In definitiva, una macchina forte e leggera come richiesto, e semplice e sicura come deve essere per il cantiere che è ne-

cessariamente mandato avanti, vale la pena ricordarlo, da maestranze incentivate a fare in fretta per rispettare tempi e programmi.

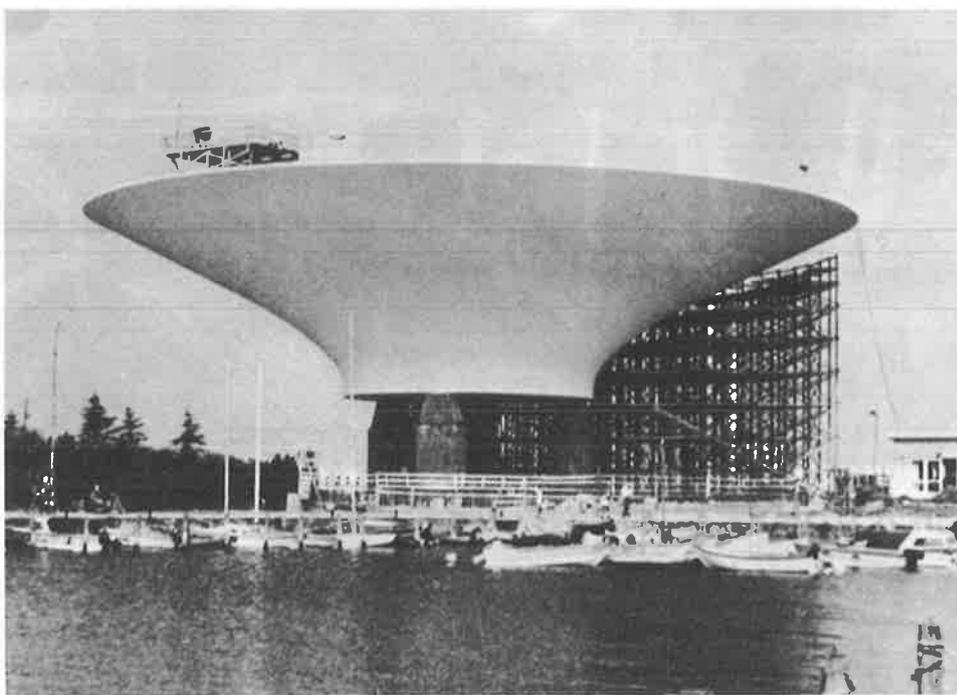
Il varo in opera di questi prefabbricati richiede uno studio altrettanto impegnativo dove gli aspetti « sicurezza delle manovre di oggetti tanto grandi su spazi tanto piccoli » e sicurezza delle parti dell'opera coinvolte nel gioco di pesi così rilevanti, assumono un ruolo fondamentale (fig. 14). E' una problematica complessa anche questa del varo. Possiamo comunque dire che oggi, movimentare e porre in opera un impalcato prefabbricato che va verso le 2.000 t di peso non è più un problema (fig. 15).

Procedimenti costruttivi e di movimentazione altrettanto impegnativi si hanno nei ponti prefabbricati a stampella. Qui le luci possono essere molto maggiori, ma in compenso le dimensioni e il peso del prefabbricato sono molto più contenuti. I casseri meccanizzati, i carrelli per il trasporto dei conci, e le attrezzature di varo, sono da tempo definiti e collaudati in soluzioni molteplici (figg. 16, 17, 18, 19). C'è solo l'imbarazzo della scelta. Il compito principale del progettista in questo caso, non sta più nello studio di nuovi procedimenti costruttivi, ma in quello accurato della struttura in ogni fase della sua evoluzione. E soprattutto ritorna indispensabile con questa tecnologia, un disegno corretto e quanto mai aderente alle esigenze costruttive, in quanto è l'accurata e corretta definizione di tutti i dettagli, sia di carpenteria che di armatura, che determina il successo di questo procedimento e il risultato economico del lavoro. Dal punto di vista esecutivo il momento fondamentale resta sempre quello dell'assemblaggio dei conci (fig. 20) poiché le delicate fasi di giustapposizione, di collaggio e di precompressione, si sviluppano e si intrecciano in un rapido gioco di equilibrio aereo che avviene spesso senza rete. La memoria Faustetti - Rovera esamina le tante problematiche poste da questa tecnologia analizzandone gli aspetti progettuali, le metodologie di prefabbricazione e di varo. Pone inoltre un importante accento sullo studio del tracciato dei cavi e della precompressione al fine di contenere entro i termini minimi l'esubero di perdita d'attrito che per diversi motivi si riscontrava nella prefabbricazione con procedimento a sbalzo.

Molto interessante è anche la logica costruttiva degli impalcati detti « a spinta » o a progressione cadenzata. Il concetto di applicare al calcestruzzo una logica specifica del materiale acciaio è senza dubbio valido e, in certo senso, originale. A pensarci un attimo, per fare un qualunque tipo di impalcato, prefabbricato o gettato in opera, è necessario il ricorso ad importanti attrezzature fisse e mobili. Con gli impalcati a spinta invece, senza ricorrere ad alcuna ingombrante attrezzatura, si realizza e si movimenta in una interessante varietà di temi il prefabbricato più grande possibile in materia d'impalcato, non solo, ma lo si realizza nello schema più difficile e qualifi-



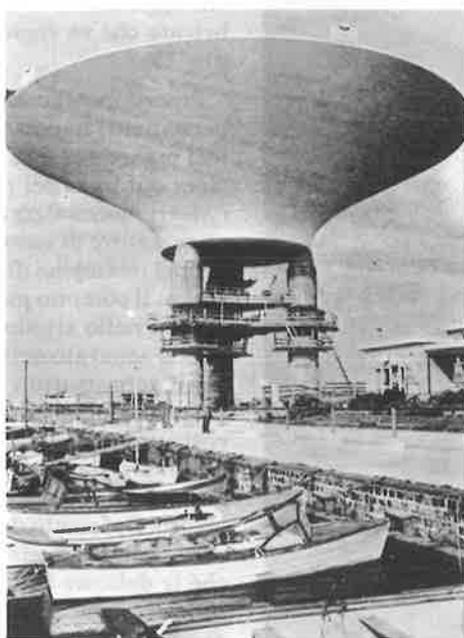
24



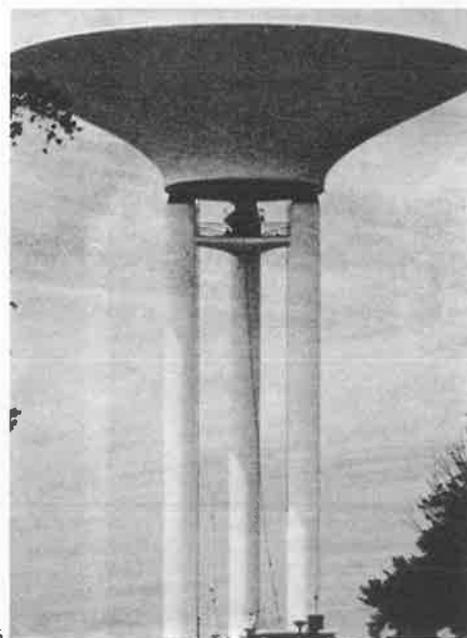
25



23



26



27

cante, quello strutturalmente continuo (figg. 21, 22). Un bel risultato, tanto più se si pensa che per far tutto questo è sufficiente un cantiere di ingombro ridottissimo da potersi coprire tutto sotto un modesto capannone. E' richiesta peraltro una gestione molto accurata sia a livello progettuale che esecutivo. Questa bella tecnica costruttiva ha però un campo d'applicazione piuttosto ristretto perché soffre, nel senso che il procedimento si complessifica troppo, l'eccessiva lunghezza del viadotto e le luci maggiori e, infine, resta alquanto penalizzata nella velocità d'avanzamento. Penso comunque che essa meriti ogni sforzo affinché recuperi sotto quest'ultimo aspetto che è quello che più la condiziona.

Ancora in tema di sistemi costruttivi per impalcati, accenno alla memoria Segre che descrive un intervento prefabbricativo in termini di ingombri minimi da rispettare per l'altezza della travata e tempi ridottissimi a disposizione nella realiz-

zazione di un impalcato in c.a.p. in sostituzione di un vecchio ponte ferroviario in acciaio. E' un caso abbastanza singolare in cui si rende necessario il ricorso alla prefabbricazione pur trattandosi di un esemplare solo.

Un accenno è dovuto anche alla memoria Gasperi che propone un certo tipo di prefabbricazione per pile e spalle di ponti di piccola luce. Non mi sento di poter condividere in pieno i suggerimenti dell'Autore in quanto non mi convince, per il calcestruzzo, la logica di una tecnica di collegamento mutuata dalla pratica della carpenteria metallica, facente uso cioè di corte barre filettate con un compito da post-compressione ma in realtà, data la loro localizzazione, con funzione pratica di tirafondi applicati ad un materiale di per sé fragile come appunto deve considerarsi il calcestruzzo.

E ancora, la memoria Migliacci - Bono - Vaselli - Gianfiori - Tognoli - Cremaschi - Pezzoli descrive una soluzione prefab-

bricativa in tema di armamento ferroviario interessante anche per gli scopi che si prefigge: migliorare le prestazioni dell'armamento e ridurre le manutenzioni. Propone in definitiva la sostituzione delle traversine e del ballast con piattaforme di dimensione discreta prefabbricate in c.a.p. E propone l'utilizzo di analoghi elementi, più lunghi e irrobustiti, per lo scavalco di piccoli attraversamenti. Agli Autori il compito di descrivere in dettaglio la proposta con la preghiera però di dirsi se e quanto, a loro giudizio, possa influire sul comportamento a fatica delle piattaforme l'insolito rapporto — permanente/accidentale — che nel caso degli attraversamenti vede la massa dinamica transiente maggiore di quella statica e di molto, da 4 a 6 volte, mentre in un comune impalcato di tutta larghezza è la massa statica che prevale, e tutto ciò in un sistema ove è grandissima la frequenza dei massimi valori dei sovraccarichi (locomotori) quindi del massimo cemento dei materiali; di informarci poi se quando la linea corre su importanti rilevati, quindi in presenza di possibili cedimenti, s'è già pensato all'intervento più adatto per il recupero delle quote, recupero che con il ballast è abbastanza semplice.

E lasciamo i ponti per altre singolari tecnologie costruttive.

Rappresentato in fig. 23, è un serbatoio di dimensioni ragguardevoli, capacità 2.000 m<sup>3</sup>, realizzato con una particolare applicazione della tecnica del « lifting ». La vasca è stata eseguita a terra in continuità di getto quindi nelle condizioni migliori per ottenere il risultato migliore. Il manufatto, del peso di 1.300 t, è stato poi movimentato (fig. 24) con un impiego originale della tecnologia del precompresso utilizzando cioè martinetti da precompresso disposti in sommità del fusto e solidarizzando poi vasca e fusto con un getto supplementare e con gli stessi cavi utilizzati per il sollevamento.

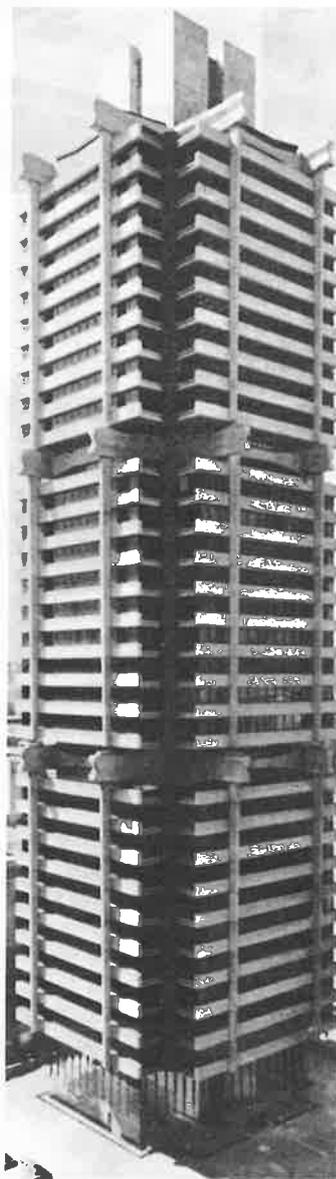
Altro interessante esempio di prefabbricazione di questo tipo, ma realizzato con tecnica diversa, è il serbatoio della fig. 25. E' stato costruito in Svezia. Il prefabbricato è ancora più imponente ed il sistema di movimentazione, per contro, si minimizza fin quasi a scomparire. La grande vasca in c.a.p., 50 mt di diametro, anche qui viene eseguita a terra, finita e collaudata alla tenuta dell'acqua. Inizia quindi la movimentazione, operazione impegnativa e delicata che richiede la perfetta orizzontalità della vasca durante il sollevamento ossia l'auto-bilanciamento del suo peso sui martinetti di spinta, e richiede quindi un continuo controllo e l'impiego di sofisticati accorgimenti tecnici. I martinetti sono inseriti nel corpo stesso dei pilastri; un alternarsi giornaliero di cicli di sollevamento e cicli di indurimento consente questo difficile exploit (fig. 26). La struttura cresce come un fungo gigante fino a 60 mt d'altezza (fig. 27), la sua cappella pesa 3.300 t.

A parte l'economia conseguita realizzando a piè d'opera e poi sollevando l'intera vasca per l'affrancamento da costose attrezzature, va sottolineata la drastica riduzione dei tempi costruttivi che sembra possano essere dimezzati. Indubbiamente trattasi di prefabbricazione dal momento che la vasca, è stata pur sempre realizzata in luogo diverso dalla sua collocazione finale, in luogo più comodo ed accessibile e quindi più adatto per ottenere in tempi più brevi un risultato qualitativamente ed economicamente migliore: attributi questi tutti della prefabbricazione.

Sempre nel campo della prefabbricazione che vede la movimentazione in verticale, rientra la tecnologia degli edifici a corpo « appeso ». Interessante sotto il profilo ingegneristico questo procedimento sembra peraltro giustificato solo in applicazioni particolarissime. Si può dire che la sola esigenza che appare lo possa determinare è quella di voler disporre nell'architettura finale, del massimo fruimento possibile dello spazio a piano terra e al di sotto di questo per sfruttare al meglio

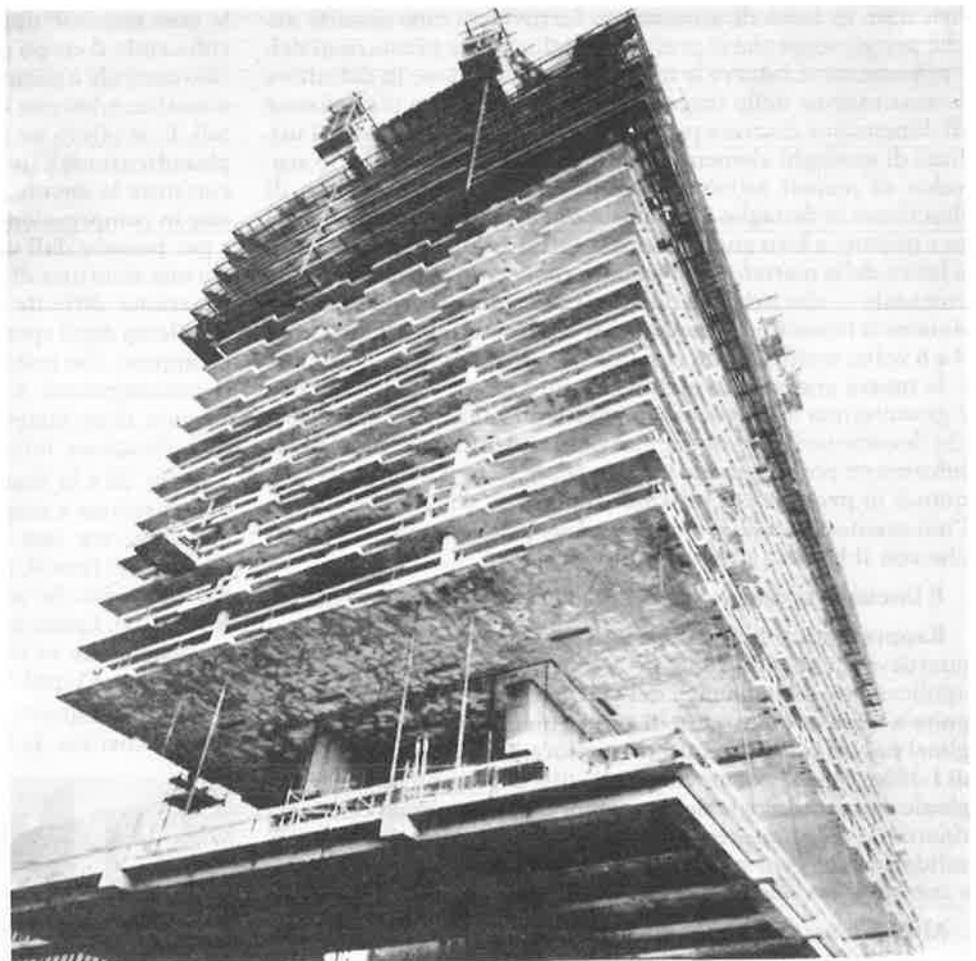
le aree preziose di prestigiosi centri urbani; il che si ottiene riducendo il corpo portante e le reali fondazioni ad un nucleo centrale e compatto, eliminando cioè i pilastri perimetrali e sostituendoli con tiranti ancorati a robuste crociere sommitali. E' in effetti un procedimento fin troppo complesso. Complessificazione a livello di schema statico poiché i carichi, pur con tutte le dovute considerazioni, vengono tenuti due volte, una in compressione dal nucleo, l'altra in trazione dai tiranti e per passare dall'uno agli altri si rende indispensabile in testa una struttura di transizione delle forze imponente e di realizzazione difficile. A livello deformativo, poiché nasce il problema degli spostamenti relativi verticali fra nucleo e corpo appeso, che restano notevoli nonostante il ricorso ai tiranti precompressi. A livello costruttivo, anche per l'impiego, sovente, di un materiale in più, il calcestruzzo leggero. E complessificazione infine a livello di progetto.

In fig. 28 è la Standard Bank di Johannesburg. Le crociere di transizione e sospensione, data la notevole altezza, 140 mt, diventano tre, non solo per ridurre l'impegno delle crociere stesse e dei tiranti, ma anche per ridurre gli spostamenti relativi verticali. Se ne avvantaggiano indirettamente i tempi costruttivi. I piani sono stati montati in prefabbricato contemporaneamente su tre tralicci metallici sospesi alle tre crociere (fig. 29). Completato il piano con relativa quota-parte dei tiranti, pure questi prefabbricati, i tralicci scendono d'un livello, e così via. In fig. 30 invece è la Clinica Universitaria di

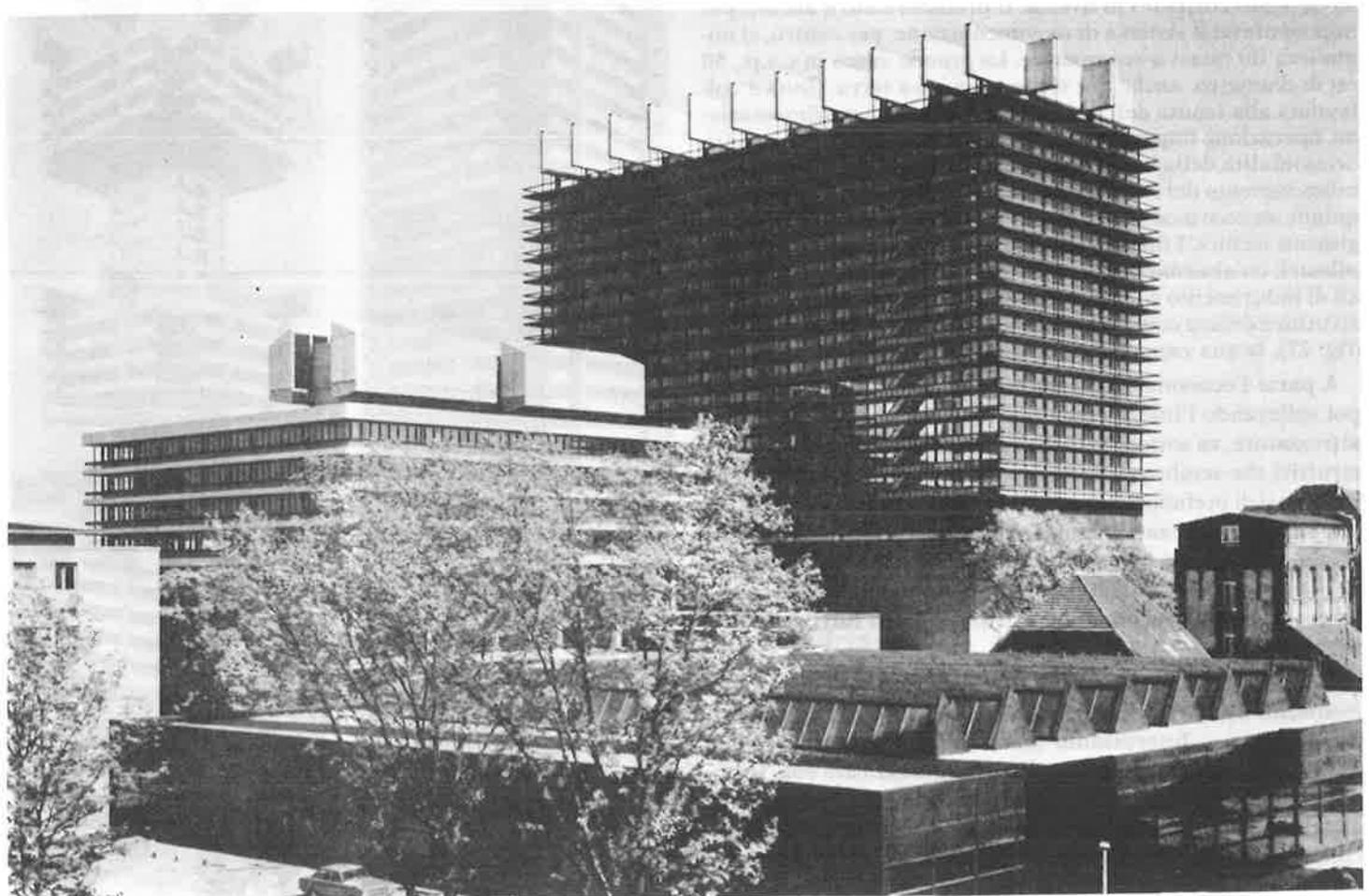




32



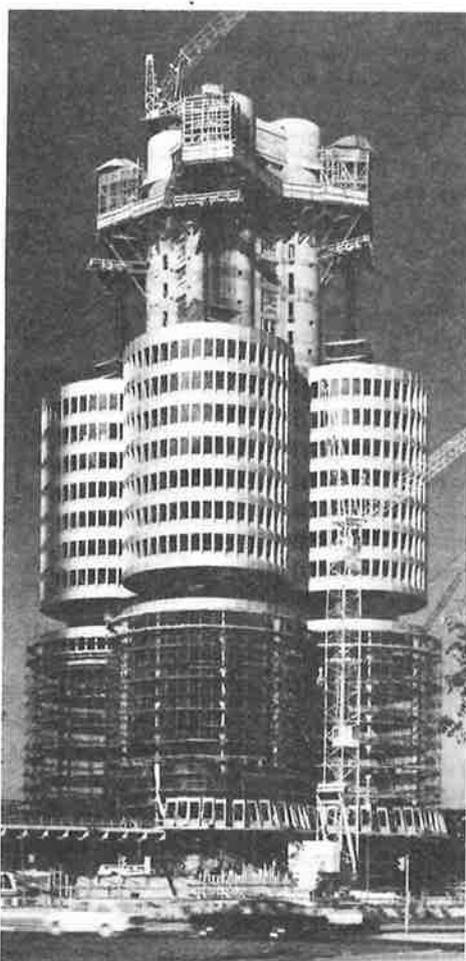
31



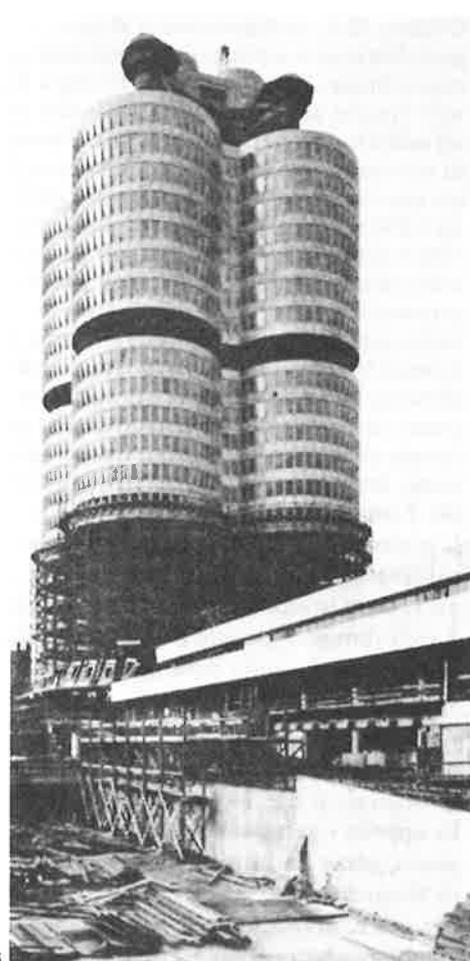
30



34



35



36



37



33

Colonia. Qui contrariamente al caso precedente, i piani sono prefabbricati a terra, quindi, uno alla volta, sollevati sino alla quota finale. E' un sistema « lifting » (fig. 31). Val la pena di soffermarsi un attimo sulla struttura di sospensione in testa all'edificio (fig. 32). Ci si rende facilmente conto dell'impegno di attrezzature e meccanismi che essa può richiedere. In questo caso la crociera in c.a.p. è stata prefabbricata in 10 trince da 1.000 t ciascuna nella parte centrale della sommità del nucleo (visibili i casseri) e fatta via via avanzare su pattini come struttura continua a sbalzo dal centro verso le due opposte estremità. E' stata cioè adottata la stessa tecnica costruttiva impiegata nei ponti realizzati a spinta. In fig. 33 poi è rappresentata la sede della BMW a Monaco di Baviera. Qui il procedimento è ancora diverso; i primi sette livelli poggiano su un piano particolarmente robusto detto « piano tecnico » e si realizzano di seguito l'uno sopra l'altro; lavorano cioè in compressione. Inizia quindi il sollevamento del piano tecnico e con esso dei 7 piani già fatti e si libera così lo spazio sottostante per la realizzazione di un nuovo piano. Ogni piano, un sollevamento equivalente. E se ne fanno altri 11 che, contrariamente ai primi 7, sono invece appesi al piano tecnico. La fase finale vede il sollevamento globale dell'intero edificio, 13.000 t, fino alla crociera di sommità dove questa originale gabbia resterà sospesa (figg. 34, 35, 36, 37).

Tre grandi realizzazioni dunque tutte inquadrabili nella tecnologia del « corpo appeso », ma tre logiche costruttive del tutto diverse. E c'è anche chi trova più conveniente realizzare l'« appeso » gettando in opera, partendo dall'alto, piano dopo piano, come ha fatto il progettista della Cassa di Risparmio di Wuppertal (fig. 38), o quello delle Torri di Colòn a Madrid (fig. 39). E' in conclusione, una tecnologia prefabbricativa molto singolare che, nonostante alcune applicazioni di indubbio pre-

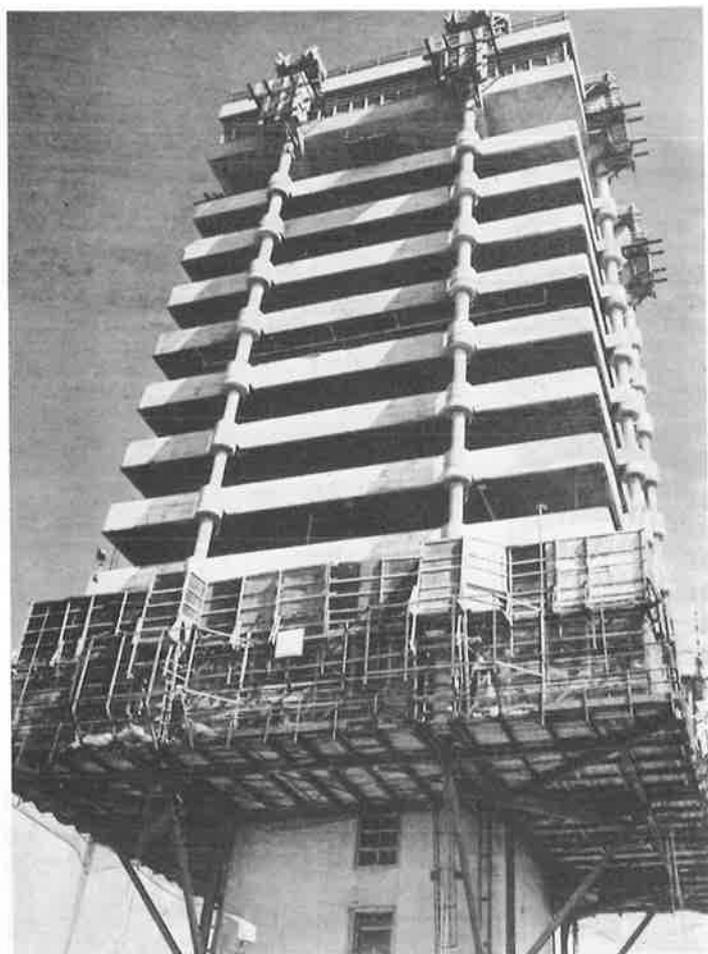
stigio e risonanza, lascia penserosi e sembra ancora da verificare.

Altro campo della prefabbricazione strutturale interessante per i mezzi impiegati e per le logiche costruttive, è quello delle opere marittime o, comunque, realizzate in presenza del mare, ove appunto il mare viene sfruttato come mezzo di sollevamento e di movimentazione. Qui, essendo grande, anzi illimitata la potenza del mezzo a disposizione, inevitabilmente grandi, a volte grandissime, diventano le dimensioni del manufatto prodotto e manovrato. Nelle opere di difesa e di attracco e nei bacini di carenaggio, si sono da tempo imposte le strutture a cassoni cellulari in calcestruzzo armato che hanno sostituito, migliorando la qualità dell'opera grazie alla conseguita monoliticità, e l'economia per l'utilizzo di materiali di zavorra a portata di mano e per l'impiego d'un mezzo d'opera estremamente potente e di basso costo, le classiche strutture a massi artificiali posti in opera a mezzo pontone.

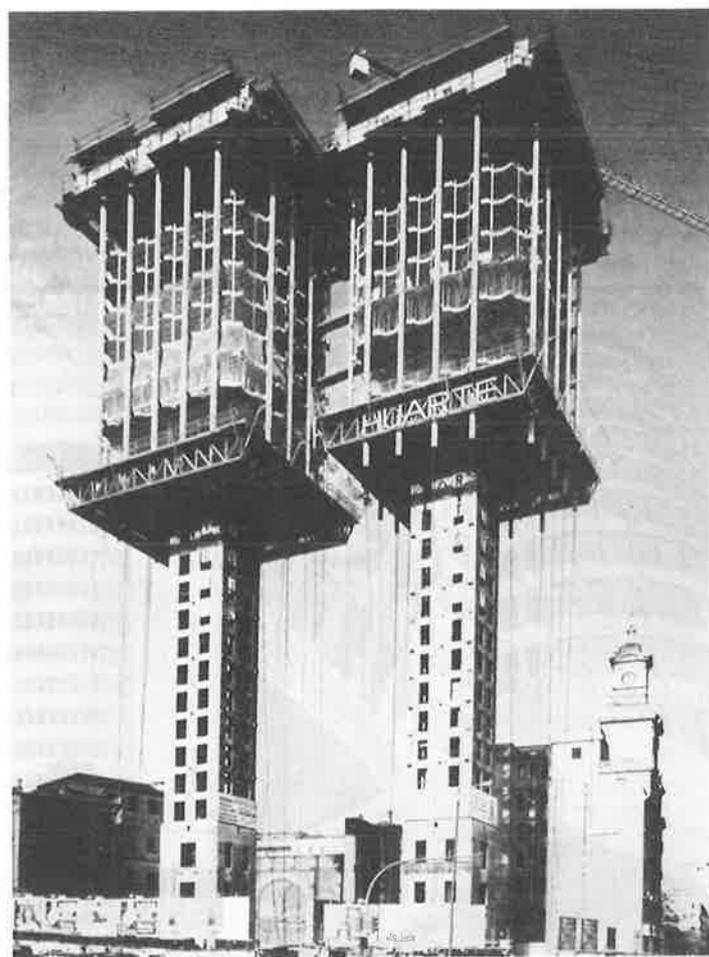
Una delle opere più recenti realizzate con questa tecnica è la diga del nuovo porto di Voltri a Genova, molto ben descritta nella memoria Noce - Fedolino. I cassoni cellulari di dimensioni record, misurano in pianta 18,50 m x 30 m e sono alti oltre 20 m. Interessante anche la prefabbricazione e la solidificazione dei muri paraonde in elementi da 100 t.

Ed ancora prima della realizzazione del porto di Voltri, cassoni cellulari in calcestruzzo armato non meno imponenti, pesanti circa 5.000 t ciascuno, sono stati realizzati con analoghe metodologie a Genova e trasportati per oltre 2.500 km a costituire una diga foranea per il porto industriale di Marsa el Brega in Libia.

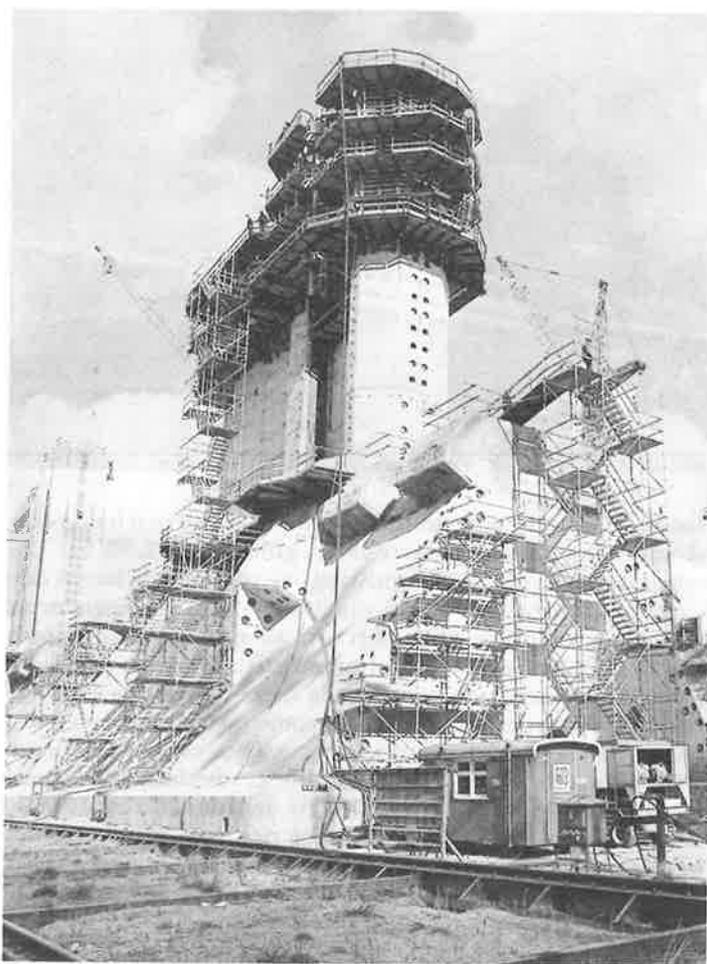
Per la realizzazione di questi casseri è stata impiegata in en-



38

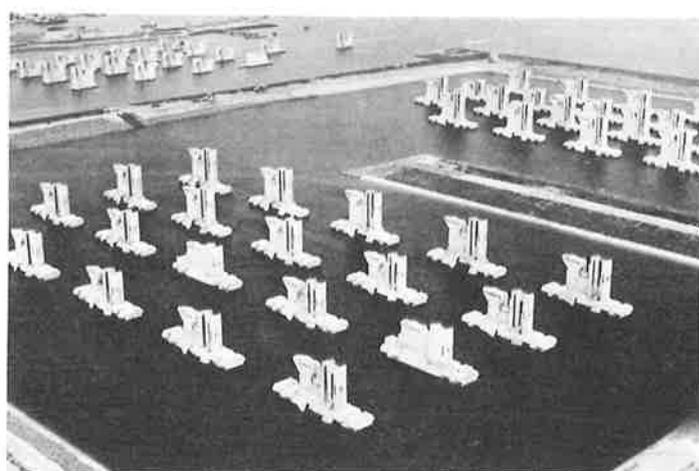


39

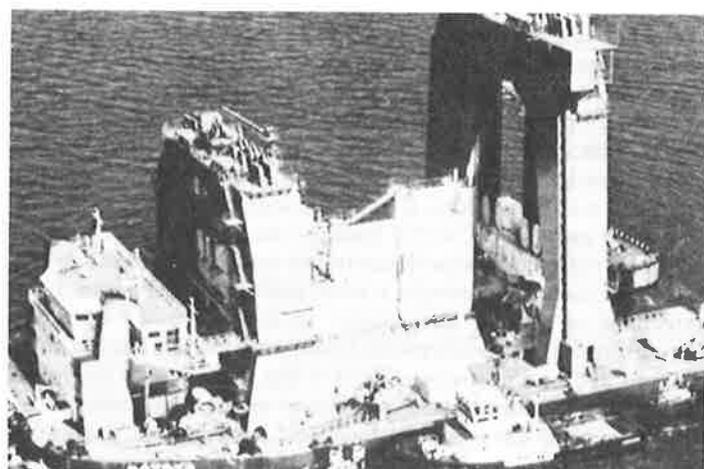


40

In tutti i casi una speciale attrezzatura, un vero e proprio impianto galleggiante, la cui piattaforma di base sulla quale si costruisce il cassone viene gradualmente affondata via via che procedono su di essa i getti del grande prefabbricato; in tal modo si alleggerisce l'impianto con la sottospinta corrispondente al volume del già fatto che si va immergendo, e il cassone, appena ultimato, si ritrova già posto in totale galleggiamento. In definitiva la logica costruttiva della struttura cellulare in calcestruzzo armato capace di navigare e poi di appesantirsi tanto da affondare conservando peso sufficiente a fronteggiare il mare, s'è imposta in forme diverse ed attraverso applicazioni di grandissimo interesse tecnico ed economico. In fig. 40 le grandi pile-cassone prefabbricate in bacino per la realizzazione della Barriera sullo Schelda ancora in Olanda: 25 m x 50 m in pianta, 40 m in altezza. Ogni elemento 18.000 t. Vediamo i bacini allagati con i manufatti resi appa-



41



42

rentemente piccoli dall'accostamento seriale (fig. 41); il trasporto di un elemento tramite un gigantesco pontone ad U costruito per lo specifico scopo (fig. 42); il posizionamento sulla barriera delle sovrastrutture pur'esse prefabbricate (fig. 43), e infine una veduta aerea di questa formidabile opera che la prefabbricazione strutturale ha reso possibile (fig. 44).

In figg. 45, 46 vediamo l'arrivo e il posizionamento di un cassone prefabbricato per la chiusura del Lawerszee in Olanda.

Sempre in presenza del mare, è interessante il modo in cui sono stati realizzati alcuni importanti tunnel sommersi. Qui il mare come mezzo d'opera è stato sfruttato non solo per sollevare, trasportare e posizionare i giganteschi manufatti, ma anche per forzarli in posto l'uno contro l'altro. In fig. 47 è il cantiere di prefabbricazione sistemato in bacino per la Metropolitana di Hong Kong che collega, con 1.400 m di sviluppo, l'isola alla terraferma. Il prefabbricato che accoglie nel suo



43



44



45

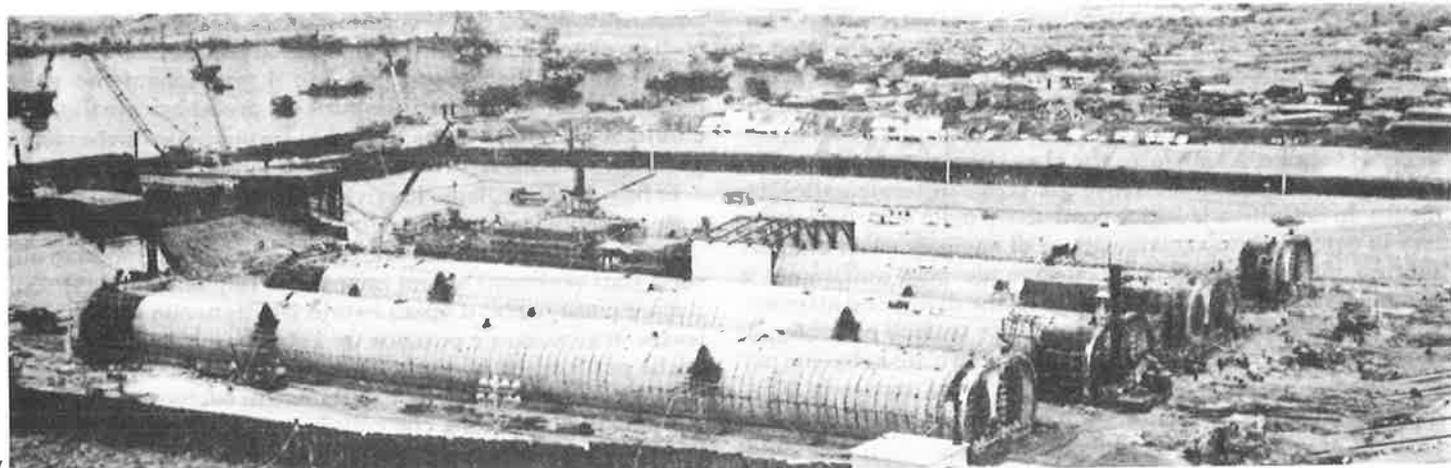


46

corpo un doppio tunnel, è largo 13 m, lungo 100 m e pesa 7.800 t. Il riempimento del bacino consente poi lo stacco ed il sollevamento da terra per galleggiamento dei manufatti predisposti allo scopo con chiusure stagne terminali (fig. 48). Nella fig. 49 vediamo in sezione trasversale la geometria di un analogo gigante utilizzato per l'attraversamento autostradale sottomarino del porto di Tokyo. Il prefabbricato è largo 37,40 m, lungo 115 e pesa 38.000 t, e il bacino-cantiere è stato attrezzato per costruire contemporaneamente tutti gli elementi del tunnel. Con concetti analoghi è stato realizzato nel porto di Amsterdam un tunnel ferroviario. In questo caso i manufatti prefabbricati, consentendo la dimensione del bacino, erano lunghi 268 m e pesavano 50.000 t (fig. 50). Queste tre importanti realizzazioni hanno in comune anche il concetto di giustapposizione dei prefabbricati sul fondo del mare. Una speciale piattaforma prende in consegna il manufatto, lo po-

siziona e lo guida, appesantito quanto basta, verso il fondo dove si adagia in linea con la parte già eseguita (figg. 51, 52, 53). Tramite martinetti idraulici si giustappone poi il manufatto. A questo punto le paratie di testata predisposte per il galleggiamento vengono a costituire, l'una di fronte all'altra, una camera stagna in cui l'acqua si trova al momento alla stessa pressione idrostatica esterna. Si consegue la forza necessaria a spingere il manufatto per serrare definitivamente il giunto, con il drenaggio dell'acqua della camera stagna. La pressione dell'acqua contenuta allora scende e si mobilita gradualmente la spinta idrostatica agente sul fronte libero del tunnel: circa 6.000 t nel caso di Tokyo. E cioè, a semplice richiesta, attraverso una buona idea, si ottiene subito la spinta necessaria, 6.000-60.000.600.000 t: il mezzo d'opera mare non fa questione di zeri.

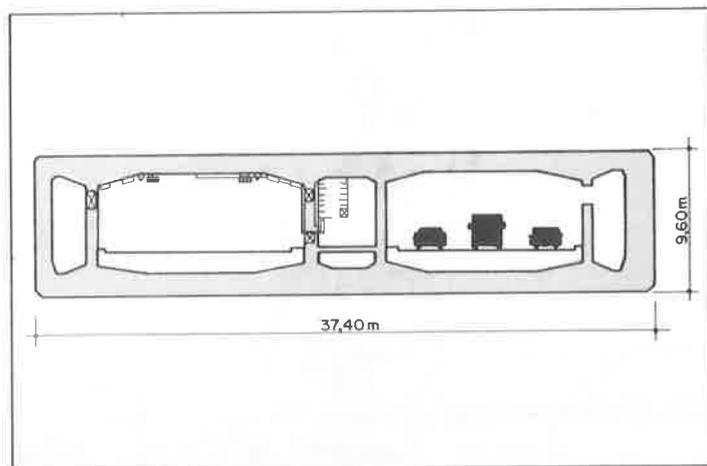
Alle strutture rese possibili da procedimenti prefabbrica-



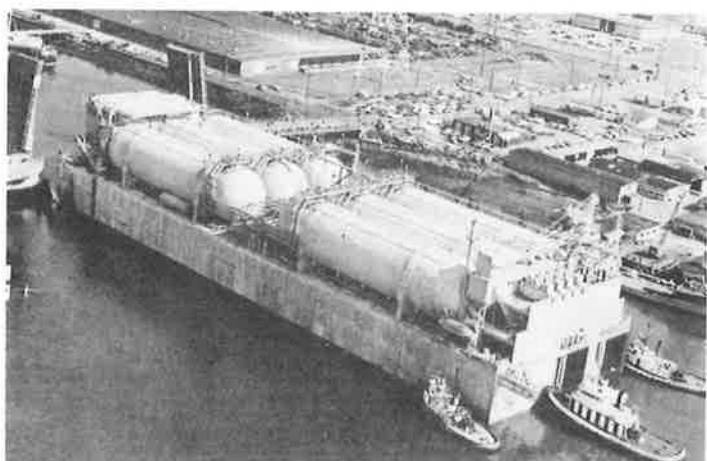
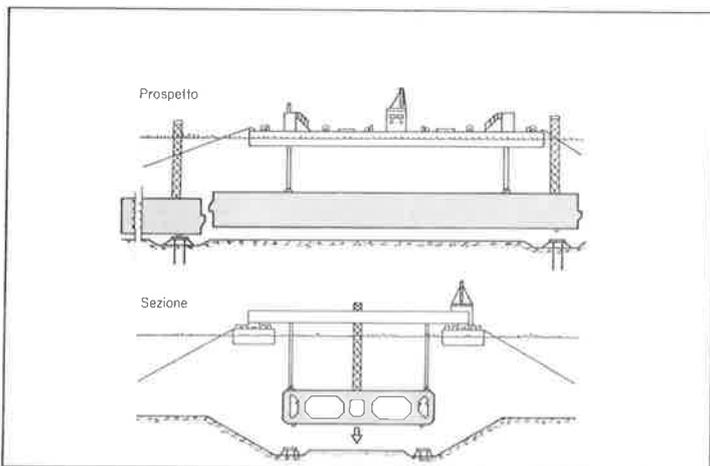
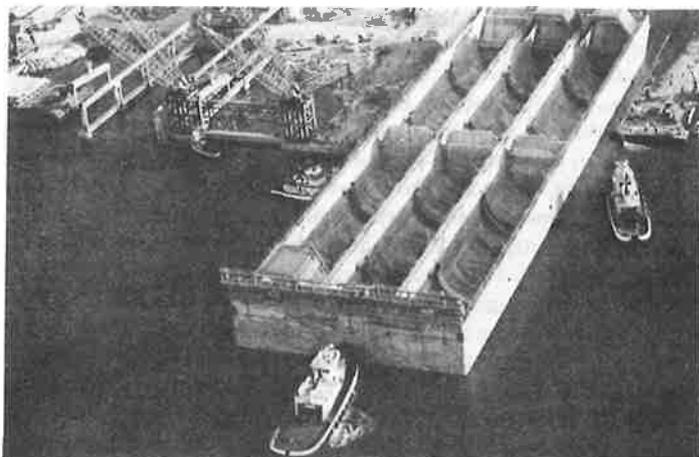
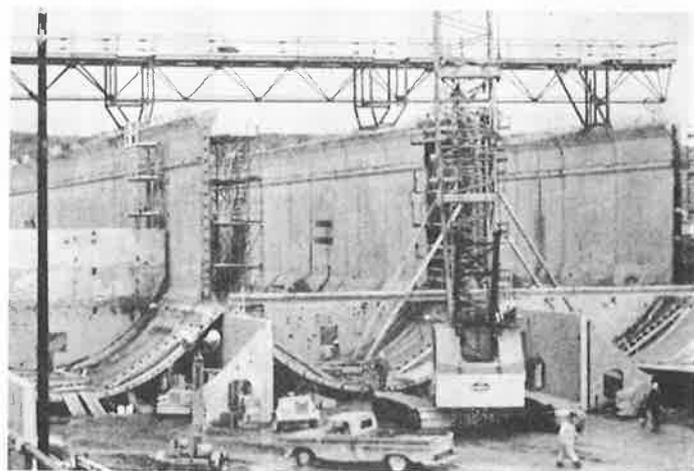
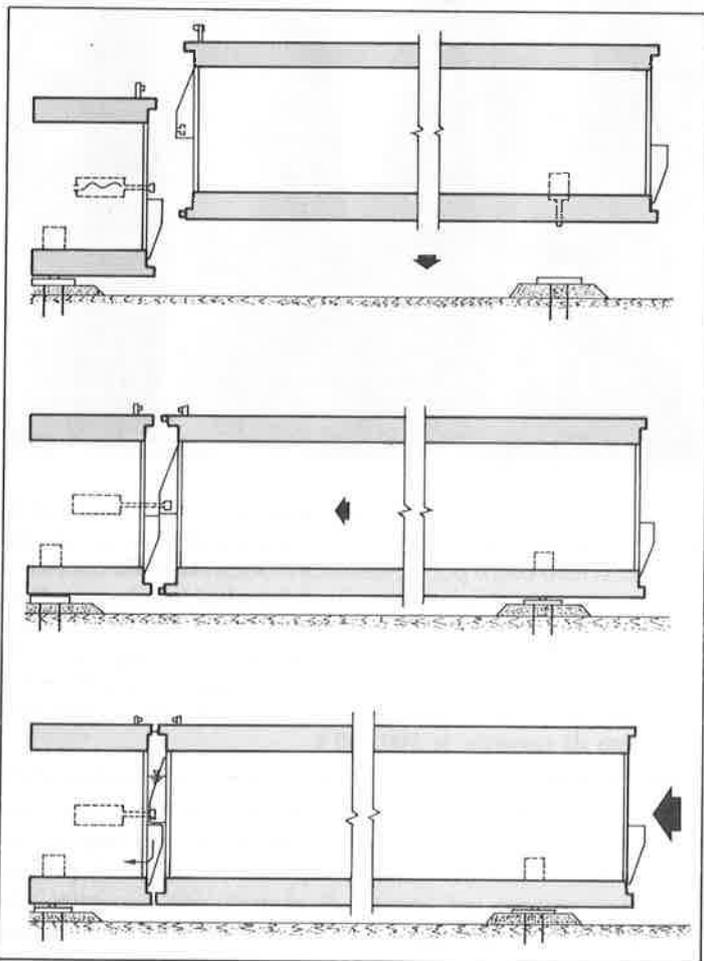
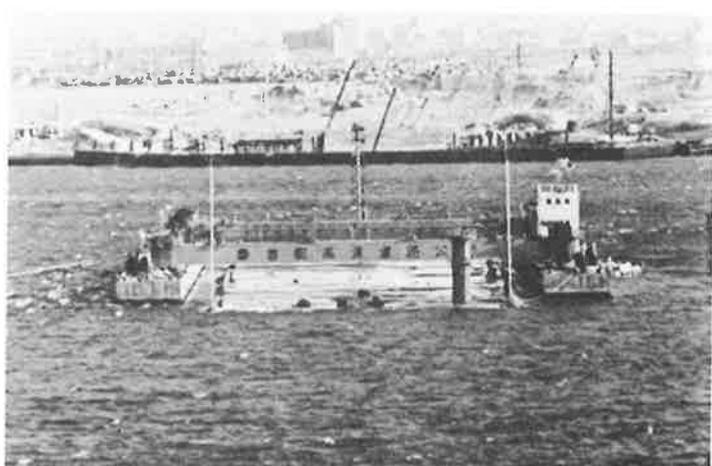
47

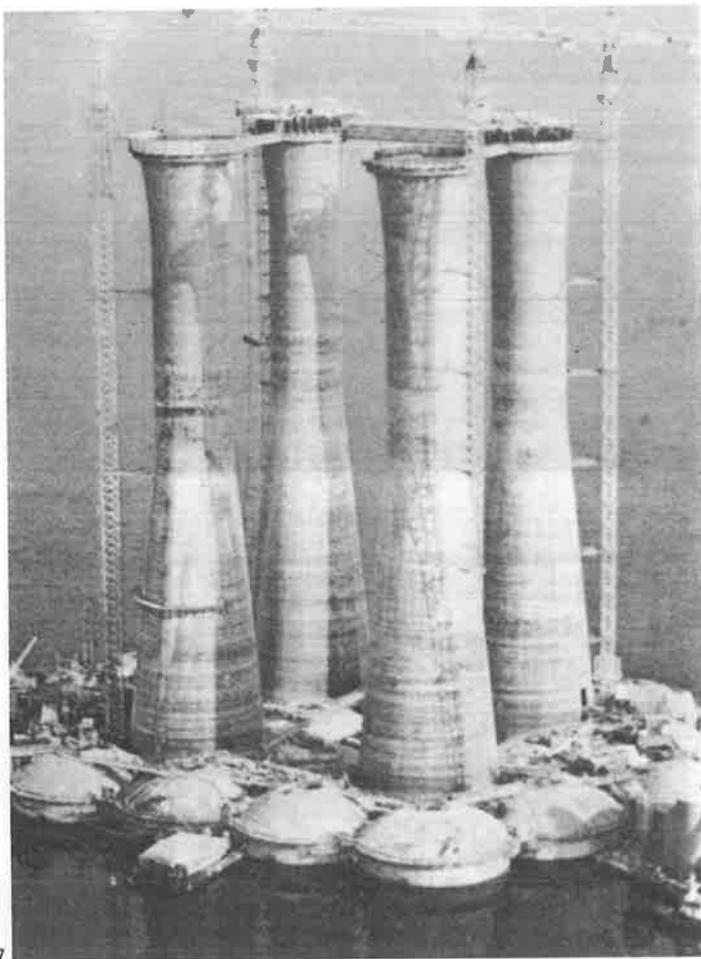


48

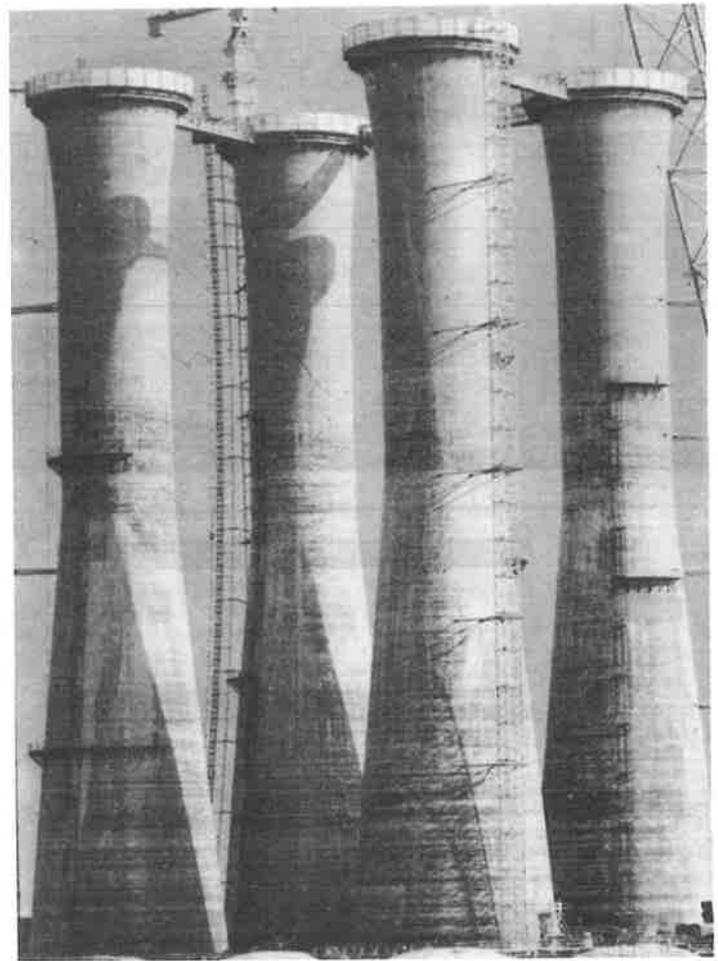


49





57



58

tivi condotti in presenza e per mezzo del mare sono quelle « galleggianti » anche nel loro impiego finale. La fig. 54 mostra una piattaforma per lo stoccaggio del gas liquido. Anche qui è prefabbricazione in bacino. Una prefabbricazione duplice, frazionata e globale, che investe parte dei costituenti e l'insieme. Avviene in due tempi. Nel bacino la metà inferiore della piattaforma (fig. 55); allagato il bacino e sospinta la struttura in mare ove la profondità disponibile è maggiore, viene completata la parte superiore (fig. 56). Questo imponente manufatto stazza 60.000 t. Una movimentazione oceanica di 16.000 Km lo ha portato dagli Stati Uniti all'isola di Giava.

Il mezzo d'opera mare ci regala infine anche l'estremo limite dimensionale in tema di prefabbricazione di opere in calcestruzzo armato. Lo si tocca nel campo tecnologico specializzatissimo delle piattaforme off-shore per l'estrazione e lo stoccaggio del greggio. Queste strutture, prefabbricate e rimorchiate sul posto, vengono poi impostate su fondali profondi a volte diverse centinaia di m. Sono manufatti eccezio-

nali che lasciano incredulo l'osservatore. Le loro dimensioni infatti sono confrontabili solo con l'ardimento di chi osa concepirle. Il loro costo poi è giustificato soltanto dalla necessità di dover estrarre il petrolio anche dal profondo del mare. Questa che le figg. 57 e 58 rappresentano, ancora in costruzione e solo nella sua parte emergente che non è la maggiore, è la Stratfjord Platform B realizzata in Norvegia; è circa 300 volte più pesante dei già enormi impalcati di Bahrain e raggiunge, completa di zavorra, le 500.000 t.

Appare a questo punto evidente come il concetto di prefabbricazione strutturale si sia via via sviluppato e dilatato con un processo di germogliazione spontanea, dando luogo a forme e dimensioni le più diverse: segreti e limiti di tale processo rappresentano un campo di ricerca non esaurito, che promette ancora sorprendenti risultati. E sull'immagine di questa struttura che non richiede ulteriore commento, concludo la mia relazione e vi ringrazio.

# Problemi sismici connessi con l'opera di attraversamento dello Stretto di Messina

Relazione su invito: Prof. Ing. Giuseppe Grandori

## 1. Introduzione

La definizione dell'input sismico per lo studio di fattibilità dell'opera di attraversamento dello Stretto di Messina si è basata su di una serie di indagini specifiche, imposte sia dalla eccezionale importanza dell'opera sia dalla particolare pericolosità sismica della zona. La normativa sismica valida per le costruzioni ordinarie non poteva, ovviamente, essere ritenuta sufficiente, anche se essa costituisce un elemento di riferimento per alcuni confronti significativi ai fini decisionali.

Gli studi ai quali mi riferisco nella presente relazione riguardano, appunto, la definizione del terremoto di progetto per lo studio di fattibilità dell'opera. Tenuto conto di tale finalità, nonché del tipo e della quantità dei dati geofisici e sismologici che erano stati raccolti all'epoca della effettuazione degli studi stessi (1984), i risultati sono da considerare, da alcuni punti di vista, di prima approssimazione, validi per una definizione cautelativa delle condizioni di progetto.

Fra i dati di input che sono stati considerati, i principali sono:

- l'accelerazione di picco della componente orizzontale del moto del terreno;
- la forma dello spettro di risposta di progetto;
- i valori attesi dei rigetti di faglia in superficie.

## 2. Accelerazione di picco del terreno

È stata considerata significativa, per orientare le scelte progettuali, la correlazione fra accelerazione di picco  $A$  e periodo di ritorno, cioè la funzione  $T_A(a)$  definita come tempo medio di intercorrenza fra due terremoti con  $A \geq a$ .

I dati di partenza utilizzati per la funzione  $T_A(a)$  sono:

— il catalogo degli eventi storici verificatisi, negli ultimi tre secoli, nella zona sismogenetica i cui terremoti possono influenzare il sito dello Stretto in modo ingegneristicamente significativo;

— la legge di attenuazione della intensità macrosismica con la distanza epicentrale;

— la correlazione fra intensità macrosismica e accelerazione di picco, al sito.

La zona sismogenetica e la legge di attenuazione sono state definite dagli specialisti di sismologia operanti nel gruppo di studio.

Il catalogo usato è quello a suo tempo pubblicato dall'ENEL e revisionato dal Progetto finalizzato Geodinamica del CNR.

Per la correlazione fra intensità macrosismica e accelerazione di picco è stata usata la legge proposta dal Neumann, corretta per tenere conto delle differenze fra l'intensità nella scala Mercalli modificata (alla quale il Neumann si riferisce) e l'intensità nella scala adottata nel nostro catalogo.

Per l'elaborazione dei dati, al fine di determinare la funzio-

ne  $T_A(a)$  nel sito dello Stretto, è stato usato un modello probabilistico che contiene alcuni elementi di originalità, sia per quanto riguarda l'eliminazione delle repliche sia per le procedure di passaggio dalla sismicità regionale alla pericolosità locale. Sarebbe troppo lungo, in questa sede, descrivere in dettaglio le caratteristiche del modello probabilistico; mi limiterò pertanto a riportare i risultati salienti, con qualche commento, ed i controlli effettuati.

Nella seguente tabella sono indicati i valori ottenuti per l'accelerazione di picco in corrispondenza di alcuni significativi valori del periodo di ritorno.

$T_A(a)$ (in anni)	50	500	1000	2000
a/g	0,08	0,33	0,47	0,64

Vale la pena di confrontare tali risultati con quanto prescritto dalle norme sismiche vigenti per le costruzioni ordinarie. Come è noto, il coefficiente  $C = 0,1$  valido per le zone classificate di prima categoria non rappresenta l'accelerazione del terreno, ma è già comprensivo della amplificazione dinamica della risposta strutturale rispetto al moto del terreno. Il rapporto di amplificazione è mediamente, per le costruzioni ordinarie, pari a circa 2,5. Ciò significa che le norme prescrivono di progettare le costruzioni ordinarie con  $a = 0,04$  g (e con verifica delle tensioni ammissibili).

Poiché le tensioni di snervamento sono circa il doppio di quelle ammissibili, le costruzioni raggiungono il limite elastico (e quindi sono ancora praticamente senza danni) per  $a = 0,08$  g, che corrisponde ad un periodo di ritorno  $T = 50$  anni.

Si può ritenere che le costruzioni ordinarie presentano in media un fattore di duttilità « sfruttabile » dell'ordine di 4 (con danni ma senza collasso) e che un fattore di duttilità 6 conduca in generale alla soglia del collasso. Ciò significa che danni, eventualmente anche gravi, si producono per  $a = 0,32$  g e che per  $a = 0,48$  g (cui corrisponde per il sito dello Stretto  $T = \sim 1000$  anni) si raggiunge la soglia del collasso.

Tenendo conto del fatto che la zona dello Stretto è certamente una delle « punte » di pericolosità sismica fra quelle di prima categoria,  $T = 50$  anni per il terremoto che non produce danni e  $T = 1000$  anni per quello che conduce alla soglia del collasso appaiono del tutto realistici ed in linea con la « filosofia » comunemente ritenuta valida per le costruzioni ordinarie.

Fra i controlli eseguiti citerò innanzitutto una verifica indipendente eseguita da E. Rosenblueth. La verifica si è basata su un modello probabilistico del tutto diverso da quello da noi adottato, ma ha condotto a risultati praticamente coincidenti, solo leggermente più ottimistici.

Un secondo controllo si fonda sulla valutazione, largamente condivisa dagli specialisti di sismologia, che la massima magnitudo attesa per i terremoti dello Stretto sia  $M = 7,1 \div 7,2$ , nonché sul fatto che la distanza minima dal sito alla zona di rottura è, per i terremoti dello Stretto, sicuramente maggiore di 5 km. Orbene, una estesa ricerca eseguita da K.W. Campbell su numerosissime registrazioni mostra che il valore atteso della accelerazione di picco per magnitudo  $7,1 \div 7,2$  e distanza 5 km è dell'ordine di 0,43 g, mentre tenendo conto della dispersione (al percentile 84) si sale a 0,64 g. Quest'ultimo valore deriva dunque dall'assumere sistematicamente l'ipotesi più cautelativa di fronte alle principali incertezze del problema.

Data la rilevanza economica dell'opera e l'importanza delle sue funzioni logistiche anche in caso di terremoto, le condizioni di progetto da noi proposte per quanto riguarda l'accelerazione di picco del terreno sono le seguenti.

1) L'opera sia verificata al limite di duttilità accettabile con  $a = 0,64$  g che corrisponde ad un periodo di ritorno  $T = 2000$  anni. Si tratta di un valore che è circa il doppio delle massime accelerazioni registrate in occasione dei recenti terremoti violenti italiani (Friuli, Irpinia) ed è anche il doppio di quanto implicitamente imposto dalle norme per le costruzioni ordinarie.

2) L'opera si mantenga sicuramente in campo elastico per  $a = 0,32$  g, che corrisponde ad un periodo di ritorno di circa 500 anni. Si è ritenuto cioè, per tener conto delle funzioni logistiche in caso di terremoto, che per la verifica elastica fosse opportuno assegnare all'opera una sicurezza ancora maggiore rispetto alle costruzioni ordinarie: quattro volte.

Se il confronto con le costruzioni ordinarie viene fatto in base al periodo di ritorno anziché in base all'accelerazione di progetto, si riconosce che per la verifica al limite di duttilità accettabile è stato scelto un periodo di ritorno quattro volte più grande (2000/500) e per la verifica elastica dieci volte più grande (500/50).

Le proposte ora dette sono state sostanzialmente accettate dal gruppo di progettazione: solo per la verifica elastica l'accelerazione di progetto è stata ridotta da 0,32 g a 0,29 g (periodo di ritorno ridotto da 500 a 400 anni).

### 3. Spettro di risposta di progetto

Per la definizione della forma dello spettro di risposta si è fatto riferimento alla consueta rappresentazione in diagramma log-log (periodo-velocità spettrale) con le conseguenti scale diagonali per l'accelerazione e gli spostamenti. Lo spettro è normalizzato ad una accelerazione del terreno  $a = 1$  g ed è definito per tre valori del fattore di smorzamento: 0,02, 0,05, 0,10.

Oltre alle fonti reperibili nella letteratura internazionale, erano disponibili alcune informazioni ricavabili dalle registrazioni accelerometriche eseguite in Irpinia. Fra queste ultime (in totale 16 registrazioni significative) 8 componenti registrate ad Auletta, Bagnoli Irpino, Calitri e Sturmo, sono state prese in particolare considerazione sia perché si tratta delle località con minore distanza dall'ipocentro fra tutte le registrazioni dell'Irpinia (rispettivamente 31, 28, 26, 37 km), sia perché una analisi comparativa delle situazioni geologiche sulle due sponde dello Stretto e quelle delle suddette località aveva messo in luce particolari affinità. Nella costruzione dello spettro di risposta normalizzato i parametri più significativi sono, come è ben noto, il rapporto  $S_d/a$  fra l'accelerazione spettrale e quella di picco del terreno ed il rapporto  $S_d/a/g$  fra il valore spettrale dello spostamento e l'accelerazione del terreno espressa come frazione dell'accelerazione di gravità.

L'analisi dei dati disponibili ha condotto ai confronti ed alle scelte finali riportati nelle seguenti tabelle.

Valori di $S_d/a$			
Fattore di smorzamento	0,02	0,05	0,10
Dalla letteratura	3,50	2,50	1,50
Da 16 comp. Irpinia (media + 1 scarto)	3,30	2,49	1,90
Da 8 comp. Irpinia (media + 1 scarto)	3,05	2,35	1,90
Scelta finale	3,30	2,50	1,90

Valori di $S_d/a/g$ (cm)			
Fattore di smorzamento	0,02	0,05	0,10
Dalla letteratura	220	190	160
Da 16 comp. Irpinia (media)	182	142	113
Scelta finale	200	160	135

Per la fase di progettazione di massima, successiva allo studio di fattibilità, sarà necessario procedere ad una revisione critica della funzione  $T_A(a)$  e della forma dello spettro di risposta in base a nuovi e più accurati studi. In particolare è di grande importanza, data la natura dell'opera, una più precisa determinazione del rapporto  $S_d/a/g$  per i lunghi periodi ( $> 10$  sec).

Sembra inoltre opportuna una analisi costi-benefici per addivenire ad una più consapevole scelta della accelerazione di picco.

### 4. Sul pericolo di fagliazione superficiale

Gli esami di campagna e le prospezioni geofisiche hanno consentito di individuare nella zona dello Stretto circa 280 faglie attive o potenzialmente attive. Per ciascuna faglia, dal rigetto totale osservato e dall'età stimata è stato possibile ricavare un valore dello slip-rate medio  $S$ . I risultati variano da  $S = 0,01$  mm/anno per le faglie più « lente » a  $S = 0,125$  mm/anno per quelle più « veloci ». Si tratta però di valori medi relativi a periodi molto lunghi: da 20.000 a 1.000.000 di anni.

Il problema che si poneva era allora: qual'è il rigetto in superficie  $R$  atteso in occasione di un singolo evento sismico? Più precisamente: qual'è la correlazione fra rigetto  $R$  e periodo di ritorno  $T_R(r)$ ?

Si noti che, a seconda della soluzione costruttiva che verrà adottata per l'attraversamento, interessano diverse definizioni del periodo di ritorno  $T_R(r)$ . Ad esempio, nel caso della soluzione a ponte sospeso interessa il periodo di ritorno relativo ai rigetti attesi sulla singola faglia che può attivarsi in corrispondenza della limitata zona di appoggio di un pilone. Nel caso invece della soluzione in galleria subalvea interessa il periodo di ritorno ai rigetti attesi su una qualunque delle  $n$  faglie attraversate dalla galleria.

La letteratura non offriva trattazioni del problema adatte al nostro caso. È stato allora studiato un modello probabilistico basato essenzialmente sulle seguenti quattro ipotesi.

1) I rigetti totali osservati si sono prodotti per scarti successivi in occasione di eventi sismici; si trascura cioè il contributo dovuto al creep.

2) Ogni evento nell'area comprendente le faglie considerate ( $\sim 500$  km<sup>2</sup>) attiva una e una sola faglia.

3) Il rigetto  $R$  in superficie, in corrispondenza della faglia attivata, dipende dalla magnitudo  $M$  dell'evento secondo la relazione:

$$\log_{10} R = 0,534 M - 3,507 \quad [R \text{ in m}]$$

4) La magnitudo degli eventi storici è legata alla intensità epicentrale  $I_0$ , riportata nel catalogo, dalla relazione:

$$M = 0,5 I_0 + 1,1 .$$

In base a tali ipotesi è stato possibile calcolare lo slip-rate medio sul totale delle faglie presenti nella zona (cioè il valore atteso della somma degli slip-rate di tutte le faglie). Si è ottenuto  $\Sigma S = 5,6$  mm/anno, mentre la somma dei valori osservati è 7,97 mm/anno.

Il confronto è del tutto soddisfacente perché in realtà un evento può aver attivato più di una delle faglie individuate (cioè, ad esempio, due di queste possono essersi comportate in passato come una faglia unica) ed inoltre perché nel dato osservato è in realtà compreso il contributo del creep, peraltro difficilmente precisabile in termini quantitativi.

Il modello probabilistico è stato pertanto ritenuto accettabile. Da esso è stato possibile ricavare la funzione  $T_R(r)$  per

ciascuna faglia. Per le faglie più veloci ( $S = 0,125$  mm/anno), il rigetto corrispondente a 2000 anni di periodo di ritorno è risultato  $R = 8$  cm, valore che si è ritenuto adeguato per le verifiche di elementi strutturali di dimensioni contenute, tali cioè da poter al massimo essere interessati da una sola faglia.

Per un complesso di  $n$  faglie, supponendo che esse siano ugualmente « veloci » e quindi abbiano la stessa funzione  $T_R(r)$ , si dimostra che il periodo di ritorno  $T_{R,n}(r)$  di un rigetto  $R \geq r$  su una qualunque delle  $n$  faglie vale:

$$T_{R,n}(r) = \frac{T_R(r)}{n} .$$

Ad esempio, per un gruppo di 17 faglie (che è il numero di faglie che una galleria subalvea sarebbe chiamata ad attraversare) il rigetto corrispondente a 2000 anni di periodo di ritorno vale, se le faglie hanno tutte  $S = 0,1$  mm/anno,  $R = 50$  cm.



« ATTI DELLE GIORNATE A.I.C.A.P. 1987 » - Stresa, 23-25 Maggio

## Saudi Arabia-Bahrain Causeway

Relazione su invito: ir. Hendrick van Tongeren (\*)

Parte I (\*\*)

### Summary

#### Saudi Arabia-Bahrain Causeway

The Saudi Arabia-Bahrain Causeway is a 25 km long road connection between the island of Bahrain and the mainland of Saudi Arabia.

The water attains a maximum depth of 12 m. The causeway comprises seven stretches of embankment and the intermediate island of Umm Nasan, linked by five sections of prestressed concrete bridges.

Two parallel bridges each constituting a two-lane highway of 12,5 km in length are designed in prestressed prefabricated concrete totalling 25.000 metres of box-girder.

Piers are designed 50 m centre to centre. Cantilever girders of 66 m length and suspended girders of 34 m are positioned by a heavy lifting vessel specially built for the 1350-tons elements.

The 500 pier piles with a diameter of 3,50 m are positioned in 3,90 m diameter holes to be predrilled in the irregular soil.

The drilling is done from two custom-built constructed jack-up platforms. The piles varying in length from 18 to 40 m have a weight up to 350 tons.

Saudi Danish Consultants were appointed as consulting engineers for the tender design. Starting in September 1981 the time schedule for the total alternative design and construct-contract provided for 225 weeks that is about 4 years time.

That meant that a production of 500 metre bridge per contract-month and 250 metre of embankment had to be performed including design, fabrication, testing and mobilization of the heavy equipment! Ballast Nedam had to call on its extensive marine experience obtained with the construction of the sea-defence structures along the coast of Holland.

In one of the bridges a main span was required with a 150 metre wide span, constructed by balanced cantilever from the two main piers using glued 4 m long segments.

Concrete durability is a serious problem on the Gulf coast and precautions are taken at every stage to combat aggressive chloride attack. Special blast furnace cement is being imported from Holland.

(\*) Managing Director Engineering - Ballast Nedam Groep N.V. - Astelveen - The Netherlands.

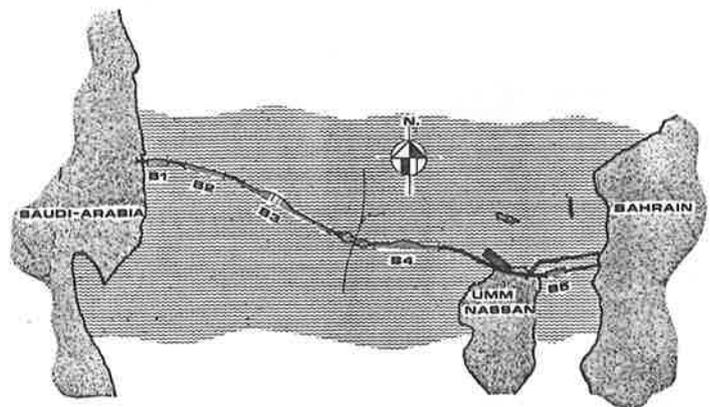
(\*\*) La seconda parte della relazione sarà pubblicata nel Notiziario di Settembre 1987.

All but 50.000 m<sup>3</sup> of the 325.000 m<sup>3</sup> of concrete for the project is precast, using 140.000 t of cement. Over 30.000 t of reinforcement steel and 10.000 t of prestressing steel will be incorporated in the bridge sections.

The about US \$ 600 million project was completed mid-December 1985 after about 220 weeks.

### Introduction

The Saudi Arabia-Bahrain Causeway links the main island of Bahrain to the vast Kingdom of Saudi Arabia crossing the Gulf of Salwa (fig. 1). The dual two-lane roadways have a length of 25 km of which 12,5 km bridges while the rest consists of fill embankments, an artificial island for customs facilities and a hop across tiny Umm Nasan Island near Bahrain.



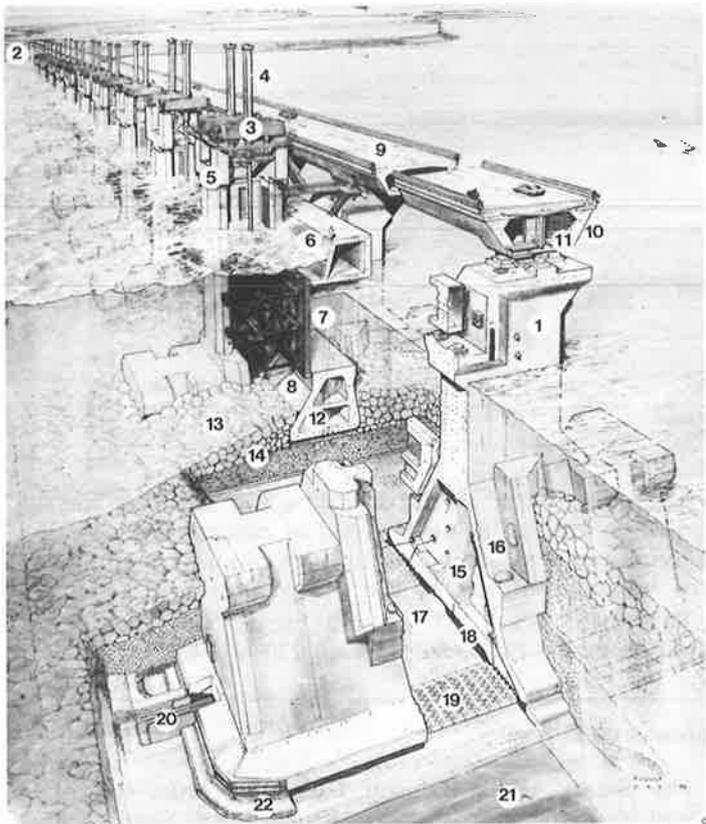
1 - Location area of the causeway.

While the embankment design was only slightly modified, the bridges, as a result of awarding on an alternative design, had to be performed under a « design and construct » contract.

Designing and construction of the total project had to be completed in only 225 weeks, which is about 4 years.

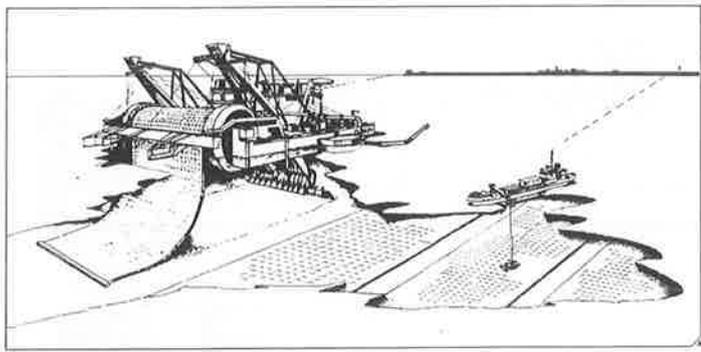
The US \$ 564 million contract, awarded after firm competition, was signed June 1981 and work started in September that year heading for completion mid-December 1985, after 220 weeks.

Though the original tender included only a steel design, a Panel of World Bank Experts advised the Client, the Ministry of Finance and National Economy of Saudi Arabia to allow for a concrete tender as well.



- Key:**
- |   |   |  |
|---|---|--|
| 1 pier  | 6 upper beam  | 15 sand filling of pier base slab                      |
| 2 quarry stone dam for land abutment construction | 7 gate  | 16 sill beam stopbearings                              |
| 3 beam supporting operating equipment             | 8 sill beam   | 17 upper mattress                                      |
| 4 hydraulic cylinders                             | 9 road  | 18 grout filling                                       |
| 5 capping unit                                    | 10 road box girder and machinery for gate operation | 19 block mattress                                      |
|   | 11 power supply duct                                | 20 bottom mattress                                     |
|   | 12 sand filling of sill beam                        | 21 compacted sand under the bed of the Eastern Scheldt |
|   | 13 top layer of sill                                | 22 gravel bag  |
|   | 14 core of sill                                     |  |

1a - The Storm Surge Barrier in detail.



1b - The protection of the non cohesive sandy soils under severe conditions of waves and currents was effected by means of foundation mattresses.

It followed that Ballast Nedam could call on its extensive marine experience and use of specific floating equipment as the company was involved in the construction of the series of heavy concrete structures for the defence of the Dutch delta area against the North Sea (fig. 1a). Most recently the last of the series, the Storm Surge Barrier in the Eastern Scheldt, was completed and put into operation by the Queen of Holland in the presence of many guests also from Italy.

Essentials of this project are:

- protection of the non-cohesive sandy soils under severe conditions of waves and currents (fig. 1b);
- large scale prefabrication of the giant piers and the sills in prestressed concrete;
- the use of blast-furnace cement;

— the use of custom-designed floating equipment for the purposes of soil improvement, transport and installation of the prefabricated piers, sills and gates, transport and installation of mattresses for the protection of the sandy soils.

Besides it must be emphasized that this innovative project could only be developed with the results of the continuous research activities as these were carried out by the 2 excellent Delft laboratories on Hydraulics and Soils.

The Eastern Scheldt Barrier was constructed under severe marine conditions. No doubt that a lot of what we learned here is applied in the Bahrain Causeway.

The Causeway had to be constructed in a marine environment also though the waterdepth was restricted to 12 metres maximum and waveheight and current to 1,30 m and 1,50 m/sec respectively.

Lay-out and alignment of the bridges were specified by Saudi Danish Consultants, a group of Denmark's Christian & Nielson A/S and Kampsax International A/S, along with the Saudi firm Al Muhandis Nazar Kurdi. They were involved successively in the feasibility study, the tender design and appointed in a later phase as engineers for supervision.

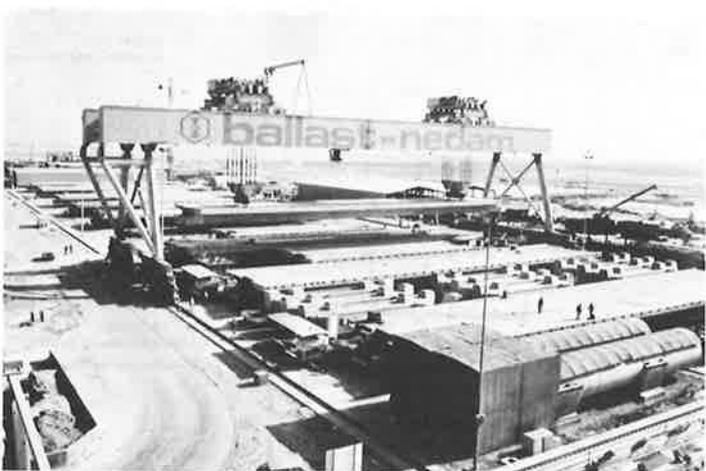
The 5 dual bridges have lengths of 934, 2034, 5194, 3334 and 934 metres. For 60% of the total length a clearance of 5 metres is prescribed between superstructure and mean sea level.

To accommodate a shipping passage in 4 of the 5 bridges a higher level of the bridges is specified. For 3 of these 4 bridges it is allowed to have the standard span but for the main shipping lane after various studies





3



4



5

2 - A 1.500 tons self-propelled lifting vessel for offshore transport and construction; 3 - 2 types of box-girders weighing max 1.350 tons and spanning 50 m were used; 4 - An 80 m long travelling crane, 20 m tall and having a capacity of 1.400 tons was used for the hauling of the finished units; 5 - The drilling and placing of the piles.

a 150 metre wide span was adopted. This main span was the only deviation from the standard design as it has been applied for the project.

The key-factors to Ballast Nedam's performance of the Causeway can be found in the adoption of (fig. 2):

- the use of high-quality prestressed and prefabricated concrete to meet the extreme aggressive environment;
- a simple design using structural elements to be assembled easily;
- a maximum degree of repetition in the design using standard elements;
- using large standard elements to be transported and assembled by heavy equipment to be custom designed;
- project-management on the basis of integrated engineering, logistics and construction.

The two major large standard prefab-elements are:

- 1 - 2 types of boxgirders weighing max. 1350 tons to span 50 metres, being the specified minimum distance from pier to pier c.t.c. (fig. 3);
- 2 - a 3,50 metres diameter, cylindrical pile, weighing up to about 350 tons.

The major custom-built equipment:

- 1 - For the boxgirders:
  - a 1400 tons gantry-crane on the prefab-yard (fig. 4);
  - a 1500 tons self-propelled lifting vessel for transport and construction offshore (fig. 2).
- 2 - For the piles:
  - 2 jack-up barges equipped with a pair of drills to drill holes in the seabottom (fig. 5);
  - a floating stiffleg derrick to place the piles in the holes (fig. 6);
  - a twin-hull barge for transporting the piles from prefab yard to location on site.

Total investment in plant and equipment was not less than 20% of the contract sum. Design and manufacturing mainly took place in the Netherlands due to the extremely short construction time and due to all the necessary interaction with the design of the major prefab-elements being developed all at the same time.

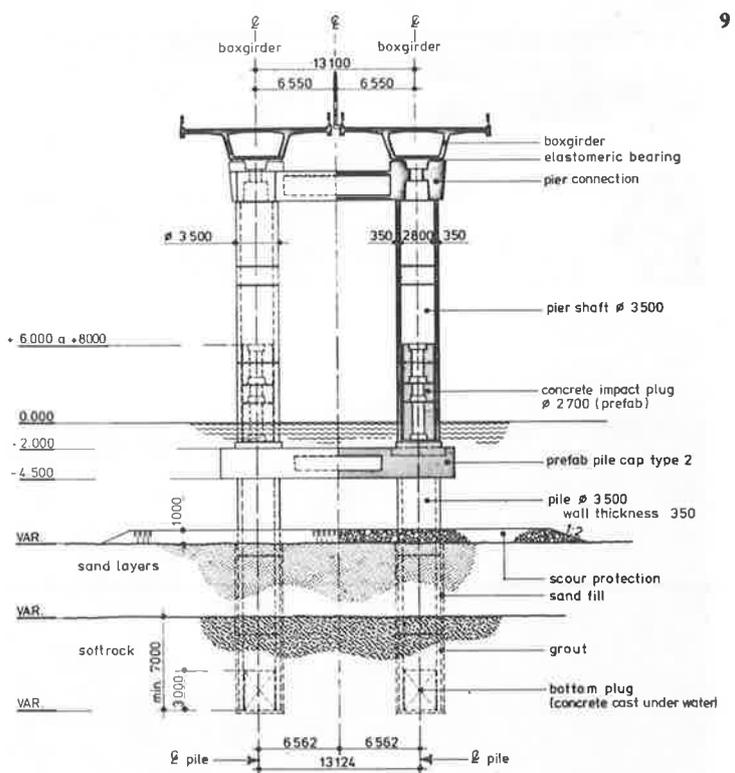
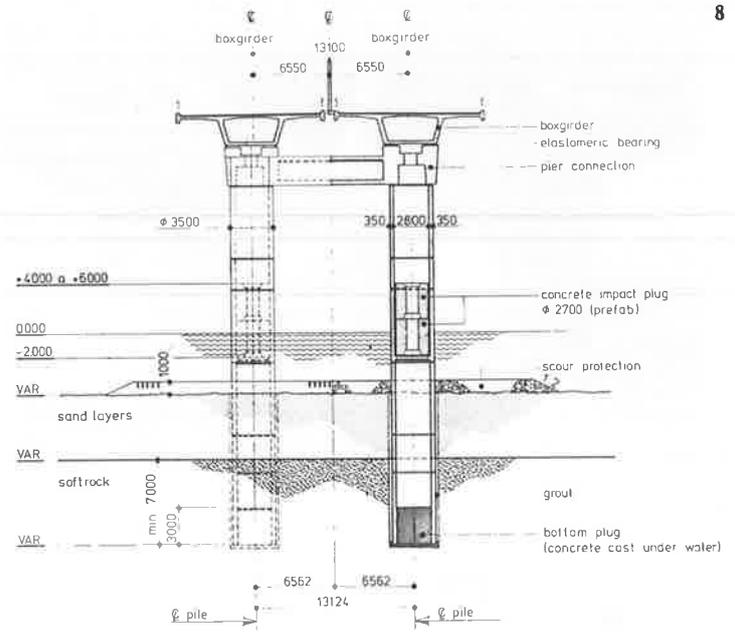
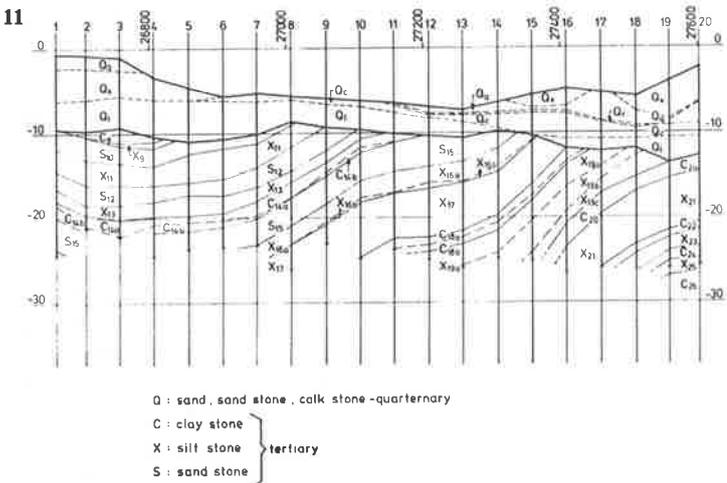
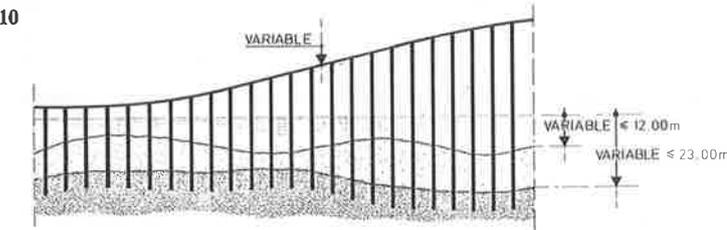
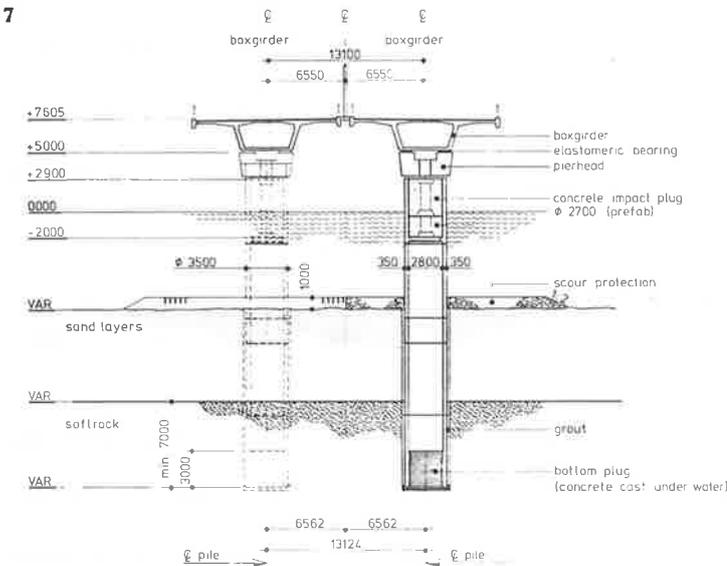
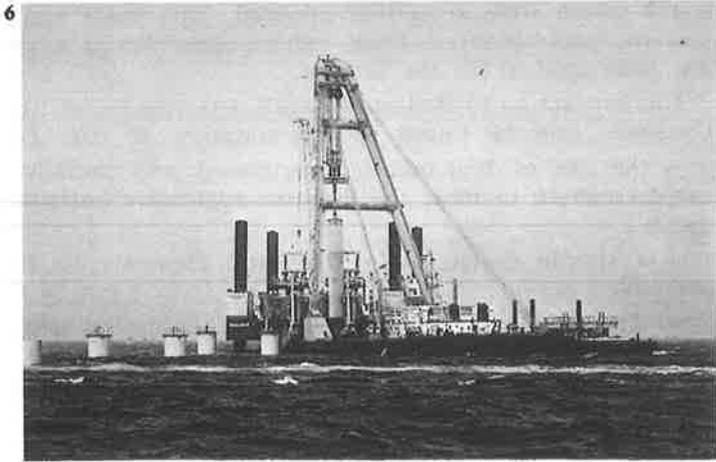
On top of that a lot of dredging had to be performed for construction of the embankments. Additionally a vast prefab-yard area of 800 × 500 m was reclaimed at the coast of Umm Nasan Island and a temporary sand-dam to connect this prefab yard to Bahrain was constructed and closed in tidal waters (fig. 1).

**Standard design concept**

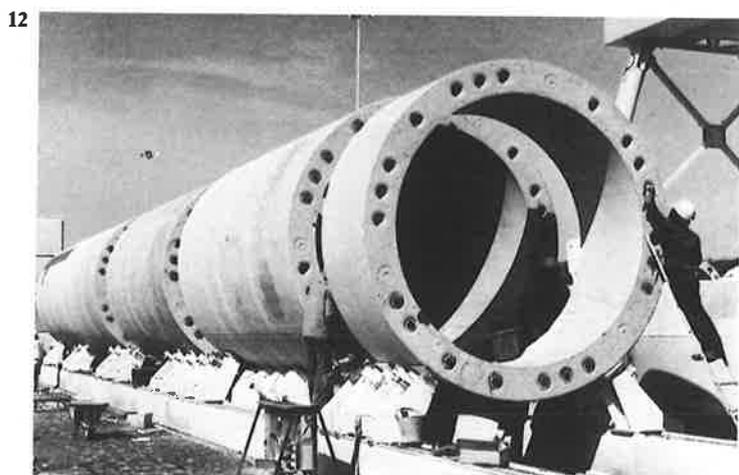
On the lower bridge sections, 7,60 metres above mean sea level, single piers stand independently every 50 metres for each of the dual bridges (fig. 7). Pierpiles are topped by a prefabricated pier-head.

But where to accommodate a shipping passage the deck climbs higher adjacent pier-piles are connected by a prefabricated girder (fig. 8). Higher yet a capping beam is added below water level (fig. 8). The capping beam provides for another beam in the total framework and at the same time overtops the 4 foundation piles which are needed in this section of the alignment.

Choice of the single-pile piers had to be assured for quite a length of the alignment where water-depth and



6 - In situ positioning of the pile piers lifted by a special floating derrick; 7 - Typical pier type 1 elevation - Section; 8 - Typical pier type 1A elevation - Section; 9 - Typical pier type 2 elevation - Section; 10 - Choice of the single-pile piers had to be assured for quite a length of the alignment where water-depth and soil conditions were variable; 11 - Geological profile bridge 1; 12 - Lining up for assembly of the pile piers for the causeway; 13 - Typical cross section girder; 14 - Cross section girder at support; 15 - Elevation of the 50 m span; 16 - Halving joint; 17 - Test programme and characteristic cracks.



soil-conditions were variable (fig. 10). Though the results of the soil investigations as had been submitted by the consultants provided for some good information, it was clearly insufficient to detail the independent single pile-piers to be loaded vertically as well as horizontally (fig. 11). A great number of small piles gives the designer much more flexibility to adapt to varying conditions. It makes the designer sleep better. Notwithstanding that, but after careful consideration the one diameter single-pier system was adopted. As a consequence an extensive soil investigation program had to be provided as an integral part of the further detailing of structures when starting the works. By doing so, the one diameter single pile-piers could be individually designed, but under the pressure of the time-schedule!

The pier-pile is assembled from prestressed sections (fig. 12).

For increasing pier elevations the specified earthquake load is determinant in comparison with loads due to wind and eccentric traffic. But even for the determinant earthquake loads, with a lateral acceleration of  $0,069 \text{ (m/s}^2\text{)}$  to be taken into account, no tensile stresses occur in the pile joints and deformations of the structure are allowable.

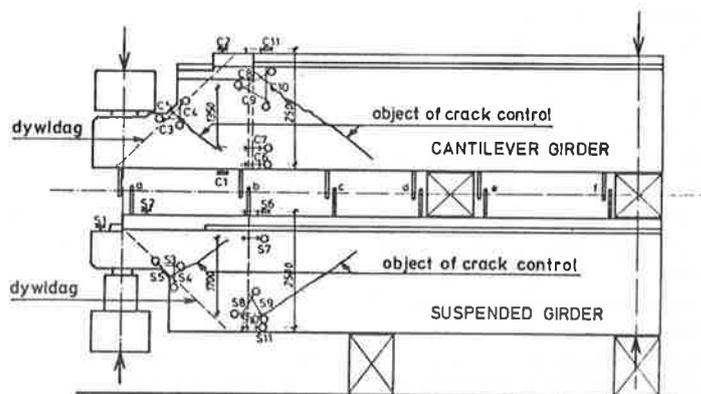
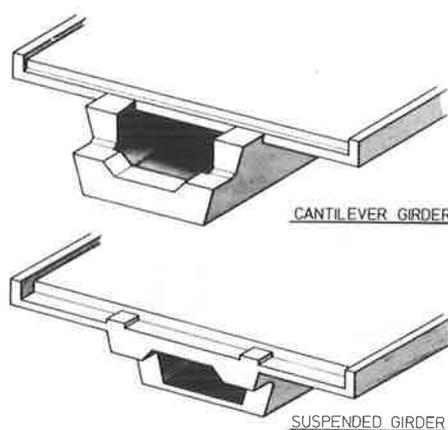
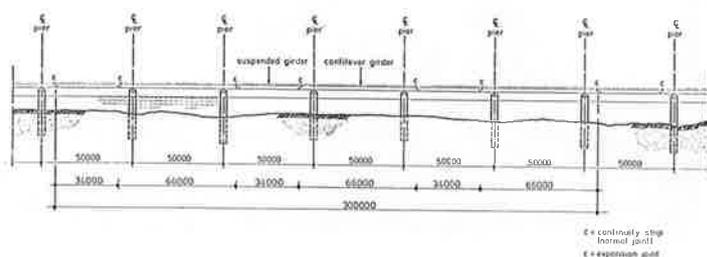
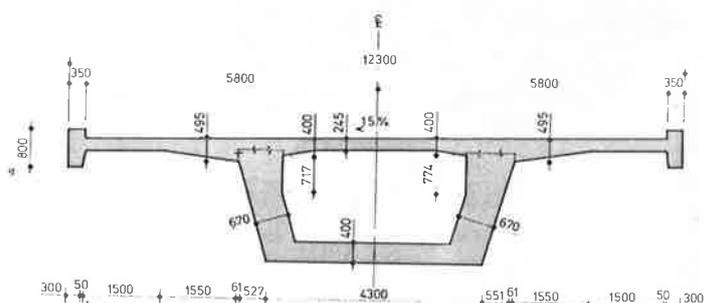
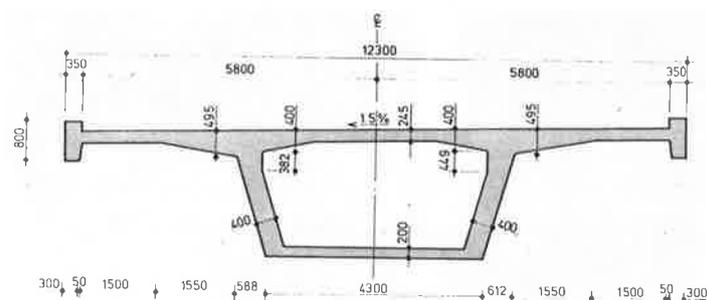
Choice of the relatively slender single-pile piers for most spans led to superstructure design. To avoid eccentric loading on the slender piers and to achieve a smooth alignment a solution is made for the superstructure on the basis of the system with cantilevering and suspending girders. A trapezoidal boxgirder of 2,5 metres depth transfers the loads by bearing-pads and a prefabricated pile-cap to the piers (figs. 13-14).

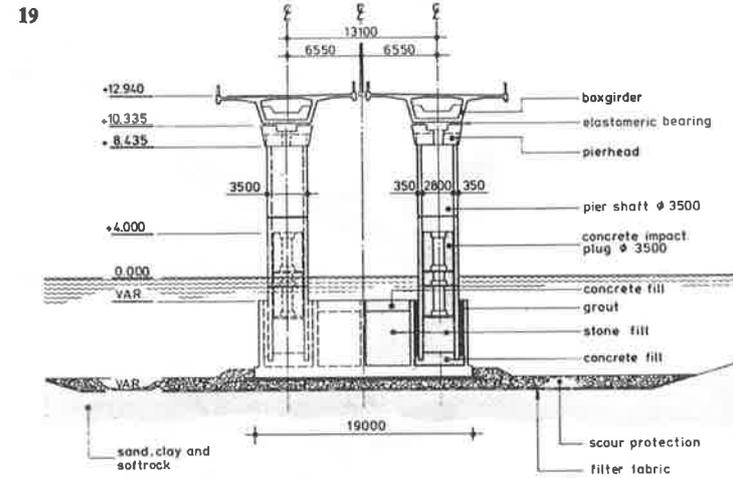
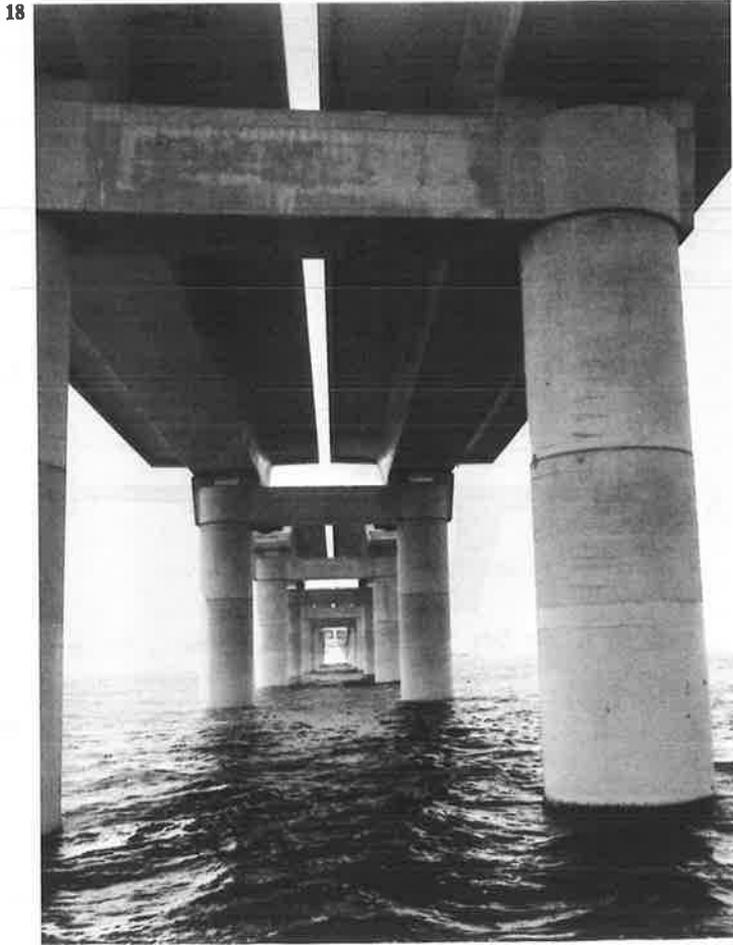
A cantilever girder of 66 m and a suspended girder of 34 m appeared to meet the load-distribution satisfactorily (fig. 15).

The suspended girder is supported by cantilever girders using halving joint structures. It should be noted that a halving joint design in itself always creates complications for both engineering and construction (fig 16).

This is especially so in the case where the halving joint is designed for a boxgirder which in addition has slightly slanted webs. In the overall system, the superstructure is formed by a boxgirder which is relatively stiff against torsion and is carried by 4 teeth, while the substructure consists of only single pier piles restrained by the (spring) rigidity of the soil for which relatively few parameters were definitely established.

Thus the halving joint was a very critical « detail » in the basic structural design. A very repetitive detail

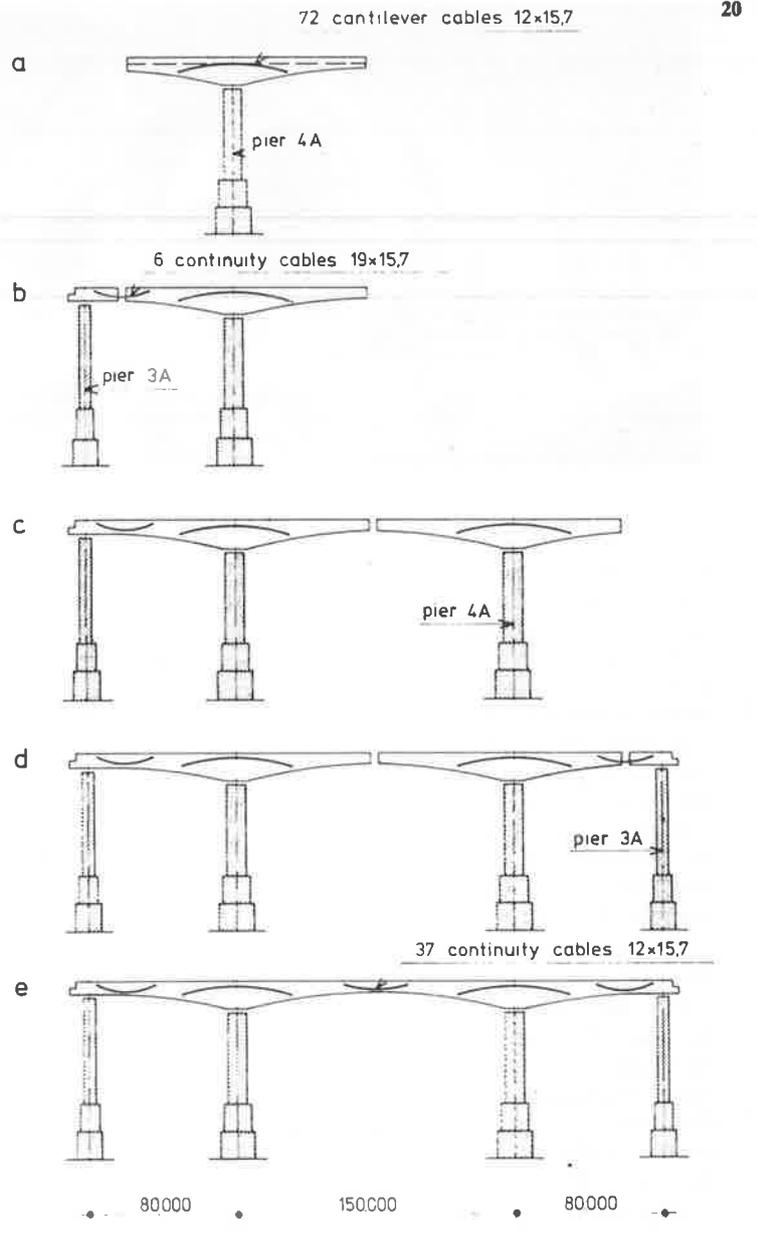




however, permitting provision of adequate measures for design and construction.

To be most certain about the sizing of these vital structural elements, it was decided to carry out a full size load test (fig. 17). The test programme was executed by the Stevin Laboratory of Delft Technical University. Although the test results gave cause for only minor alteration of the reinforcement, these could be implemented only at the time, one year after the start of the final engineering for the permanent structures as well as for the formworks.

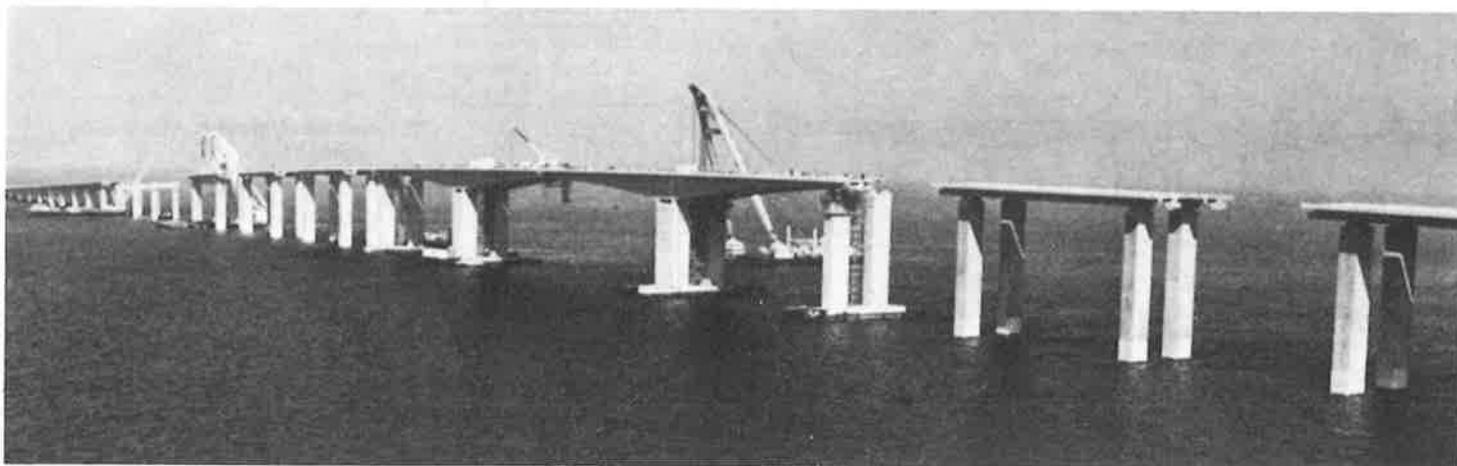
All elements in the various structural configurations are prefabricated. The pile-caps topping the single type piers, the connection-girders for the higher levels of bridges and even the underwater capping beams for the highest bridge-sections (fig. 18). In the prefab-production the



18 - The pile caps topping the single type piers, the connection girders and the underwater capping beams for the highest bridge sections are prefabricated; 19 - Pier type 6, caisson foundation elevation - Section; 20 - Cantilevered extension of the main span.

prefabrication of the mild steel sections turned out to be vital. The formwork was optimized to a high degree and manufactured in Holland. All the complicated halving joint structures were executed as pre-prefabricated end-blocks in order to ensure quality.

All that remained were the structures for the main shipping lane and for the bridge between Bahrain and Umm Nasan island (fig. 19). For this last bridge the 3,50 m diameter piers are again used, though in this case they are not placed in boreholes but in «caisson footings» installed in advance. This adaptation of the design was necessitated by the presence of underground layers containing water which are of vital importance for the Bahrain water supply. The risk of these layers being penetrated if the standard foundation design were continued, was regarded as too high by the client.

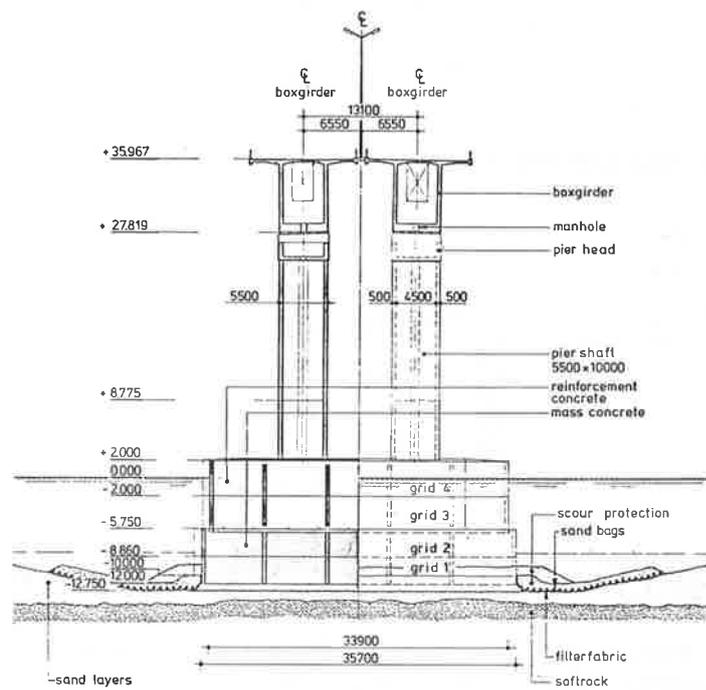


**Main span**

The main span was planned after various changes and negotiations at bridge B3 with a span of 150 m (fig. 1 and figs. 7-20). It was designed as a cantilevered extension bridge whereby the prefabricated segments measuring 4 m were glued together (fig. 21).

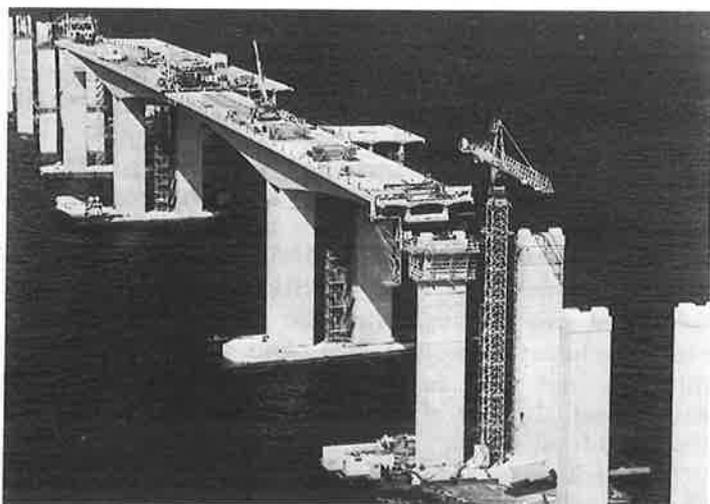
A substantial ship-collision-load of 5600 tons had to be absorbed by the bridge piers themselves. Instead of a cap structure to be founded on a very large amount of 3,50 m diameter piles, a choice was finally made for a massive gravity structure (fig. 22).

This foundation structure was also designed on the basis of maximum prefabrication. Sizing for these piers and for the caissons was based on the availability of a 1000 tons floating derrick, which had meanwhile become part of the equipment fleet (fig. 23). The piers in this case supporting the main span and secondary spans were designed with a square cross section. Four pairs of square columns founded on caissons support the main spans. Each base has four precast honeycomb grids stacked up 14,75 m high on the gulf bed. Two grids — 20 × 35,70 m in the largest foundations — are filled with mass concrete that locks in two smaller grids atop them. They are filled with reinforced structural concrete. The contractor jump-formed the columns in place.



22 - Pier type 4A - Elevation - section.

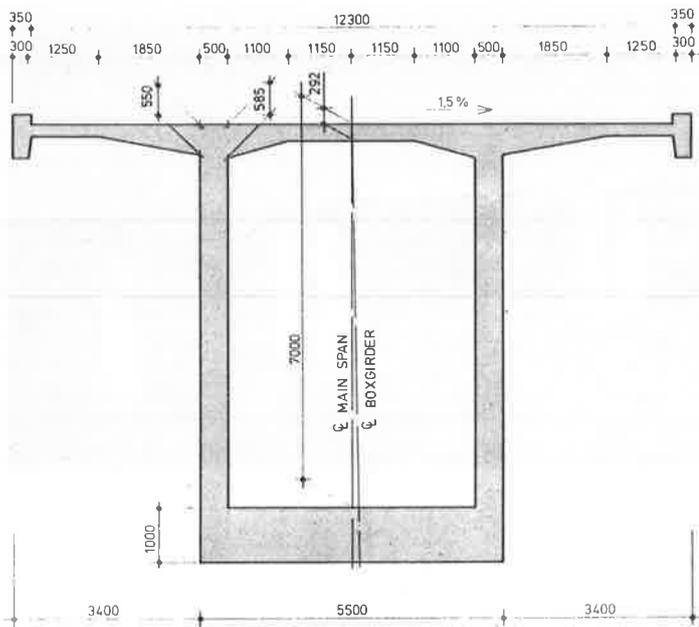
(\*) Managing Director Engineering - Ballast Nedam Groep N.V. - Anstelveen - The Netherlands.



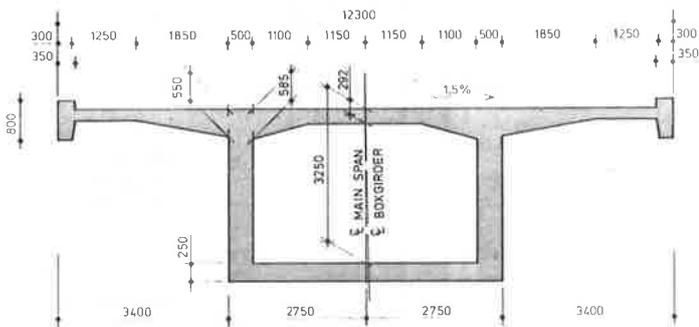
21 - The continuous girder has a depth varying from 8 m over the main piers to 3,5 m at midspan, and 2,5 m over the lateral piers.



23 - In situ assembly of the 4 m long box section deck segments forming the 3 span continuous girder.



24 - Section at support.



25 - Section at midspan.

Then a floating derrick set 12 m long hammer-head-sections weighing more than 700 tons on the center piers and added two smaller segments to extend the balanced cantilevers. The boxgirders taper from 8 m deep haunches near the piers down to a depth of 3,5 m in the midspan (figs. 24-25). Cantilevering left 5 m deep gaps at the end of the back spans and a 2 m gap in the middle of the main span. The big derrick placed tail pieces 14 m long completing the back spans and extending far enough to support the first suspended sections in adjacent standard spans.

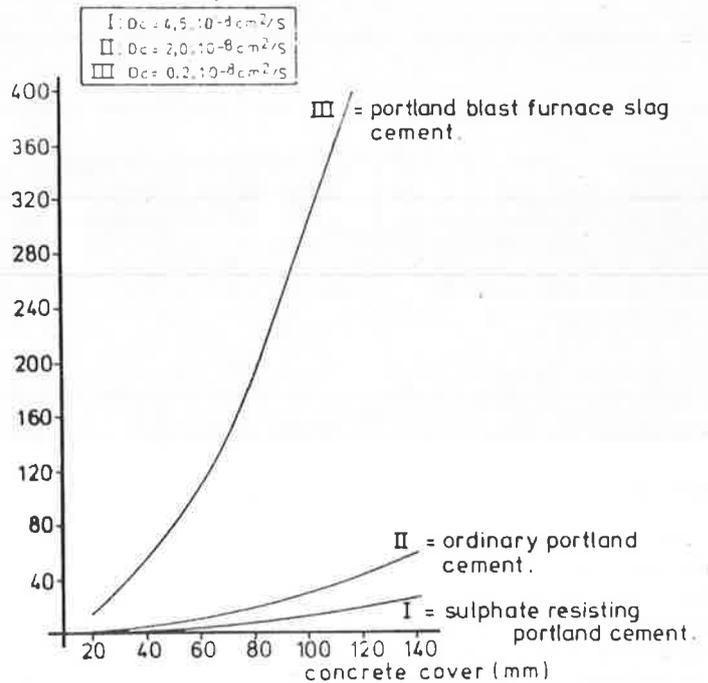
The main span closure is cast in place (fig. 20).

### Durability aspects

The environment is very aggressive. The water is very salty and the air has a high content of moisture, salt and sand. These conditions together with the high temperatures of the water and the air led to the decision to use prestressed concrete and to prefabricate structures to a maximum extent.

A « Durability Study Group » was formed to develop as quickly as possible the relevant measures to be taken. INTRON Research Institute from Maastricht Netherlands and Messrs. Sanbergs from London participated. The decision to increase the concrete cover resulted

Initiation time (years)



26 - Comparison between Portland blast furnace cement and two types of Portland cement.

Indication period of corrosion-initiation by chloride penetration at 35°C for concrete made with sulphate resisting Portland cement, respectively Portland cement and Portland blast furnace slag cement (65% of slag) under next assumptions:

- penetration controlled by Fick's second law of diffusion
- effective diffusion coefficients:  
 $D_c$  for SRPC =  $4,5 \times 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{S}$   
 $D_c$  for PC =  $2,0 \times 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{S}$   
 $D_c$  for PBFC =  $0,2 \times 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{S}$
- concentration of corrosion-initiation for all types of cement at 0,3% chlorides calculated on the quantity of cement
- surface concentration 3% chlorides calculated on the quantity of cement.

in weight increases of the prefab elements already engineered, which in turn had its consequences on the lifting equipment for both on-shore and off-shore operations, and this equipment was already in the design stage or even in the process of being manufactured.

A very important question in the context of durability was whether instead of epoxy-coating for all reinforcement, approval could be obtained, and if so, could it be obtained in time for the use of blast furnace cement. Portland blast furnace cement, compared with other types of cement, is much more resistant to chloride penetration (fig. 26). As a result of negotiations 160.000 tons of it were imported from The Netherlands.

It was not easy to obtain a high quality aggregate for the concrete. Closer examination and long negotiations finally resulted in procurement of very high quality aggregates from the United Arab Emirates. It then appeared however that the specific weight of the rock concerned was too high, that the concrete had a 7,5% higher volumetric weight than had been allowed for till then, not only in calculations for the structural design, but also for all the lifting equipment both on-shore and off-shore.

That took place 9 months after final engineering had been started.

Furthermore a great many measures were taken to ensure quality under the governing severe conditions.

**Structural details**

*Standard bridges*

All box girders have both longitudinal and lateral (road deck) prestressing. Longitudinal prestressing consists of tendons made up of 18 or 19 strands with an ultimate capacity of 500 tons of the CONA MULTI system (figs. 27-28).

The number of cables for the cantilever and the suspended girders is 6 and 4 per web respectively. Lateral prestressing consists of 19 wires of 7 mm diameter of the BBR system (fig. 29). The wires are stressed alternately at one end, so a blind anchor is applied at the other end.

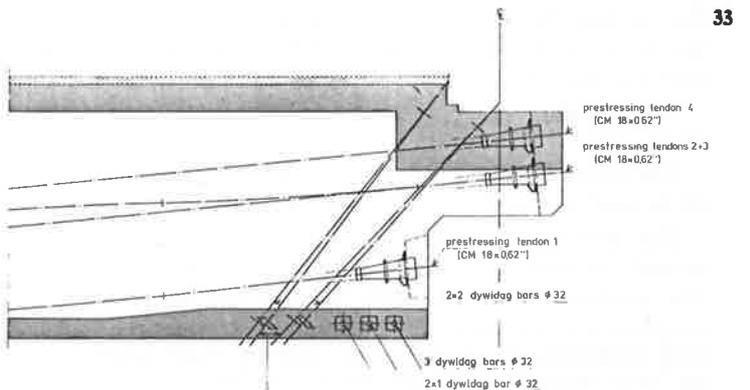
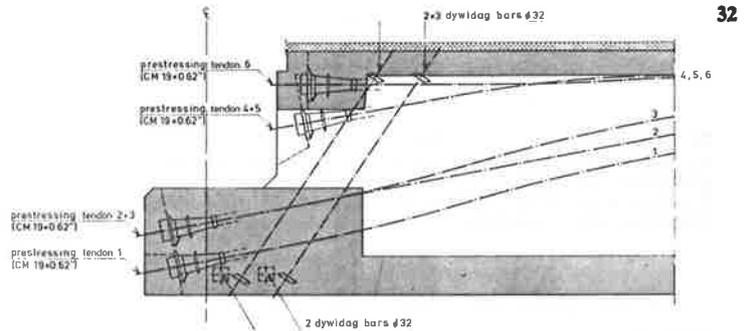
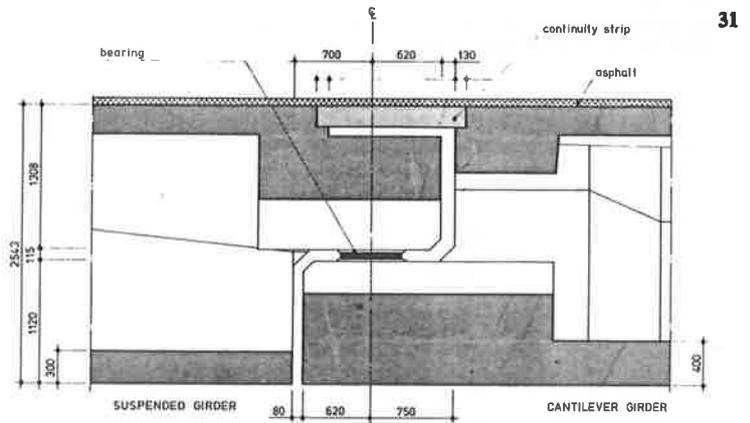
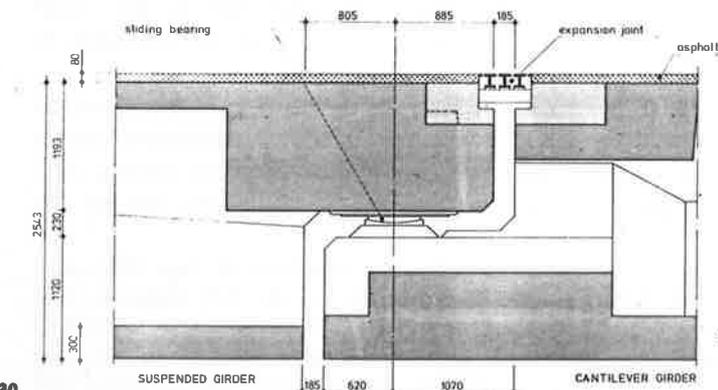
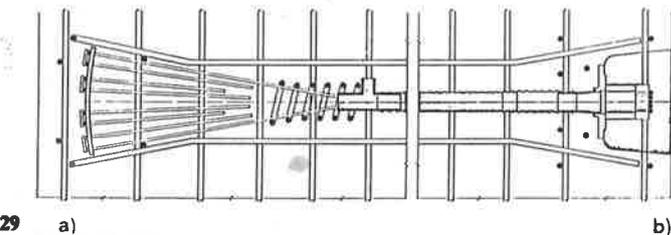
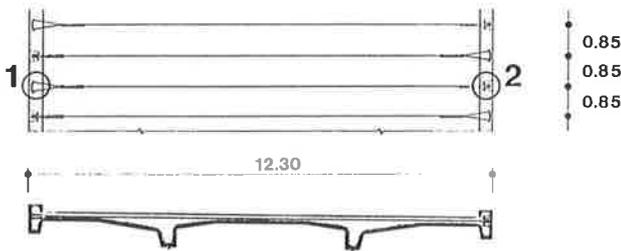
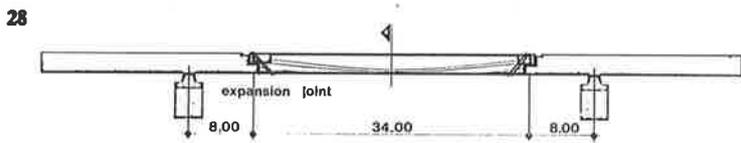
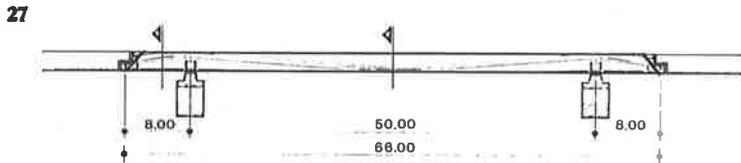
A minimum of 300 m is the specified distance between

the expansion joints (figs. 15-30). The road deck at the intermediate normal joint is made continuous by means of continuity slabs, cast in place (fig. 31).

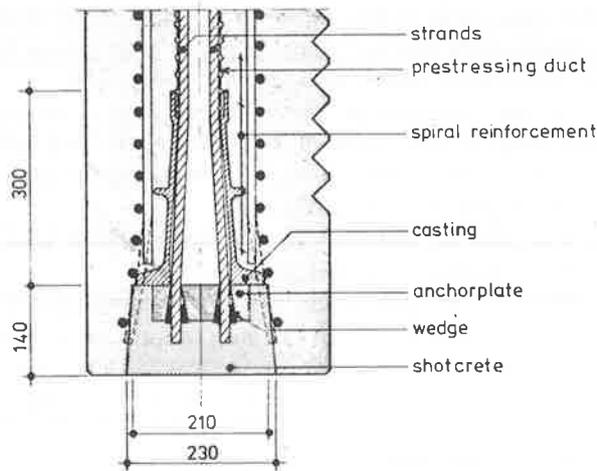
At the location of the halving joint, « vertical » prestressing in the walls of the boxgirders and some horizontal lateral prestressing in the bottom were installed by Dywidag bars (figs. 32-33).

The pile is installed into a hole drilled with a max. 3,90 m diameter in the soil (fig. 7).

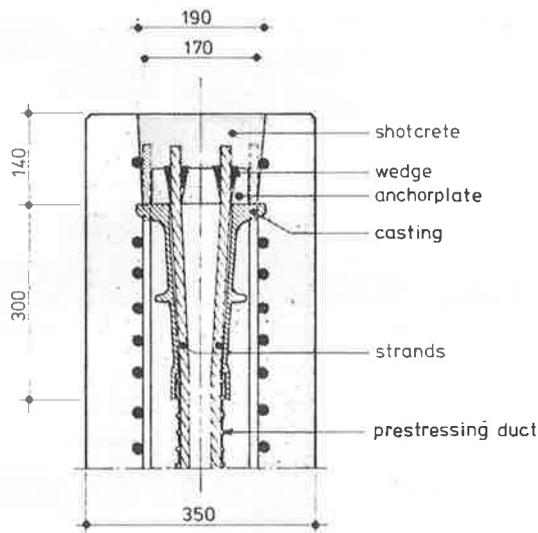
The lowest section of the pile is provided internally with an indentation of 25 mm depth over a length of 3,00 m to transmit loads to the cast in situ bottom plug (figs. 7-34). This lowest section has also a rough external surface to facilitate a sound bond between the grout and the pile wall.



27 - Prestressing in the cantilevered girder; 28 - Prestressing in the suspended girder; 29 - Transversal prestressing in the deck; a) detail 1; b) detail 2; 30 - Cross section - expansion joint; 31 - Cross section - normal joint; 32 - The cantilevered girder: prestressing at halving joint (normal joint); 33 - The suspended girder: prestressing, halving joint and normal joint.



34 - The lowest section of the pile is provided internally with an indentation of 25 mm depth over a length of 3 m to transmit load to a cast in situ bottom plug.



35 - The 20 mm wide joints between the sections, were made of foam rubber rings to prevent flooding of the ducts during grouting; 36 - The upper section of each pile is provided with 8 ducts 2 m long, ending at the top of the pile connected to Dywidag plate anchors.

For the grouting around the pile, 6 grout ducts are cast in.

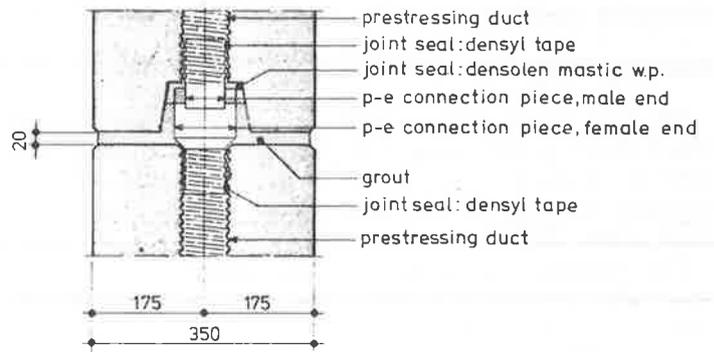
To make the pile more robust in the waterline zone, particularly with regard to collisions by small ships, the section between 2 m — C.D. and 4 m + C.D. takes the form of a prefab plug of 2,70 m diameter installed into the pile (fig. 7).

The annular space between pile and plug is grouted afterwards.

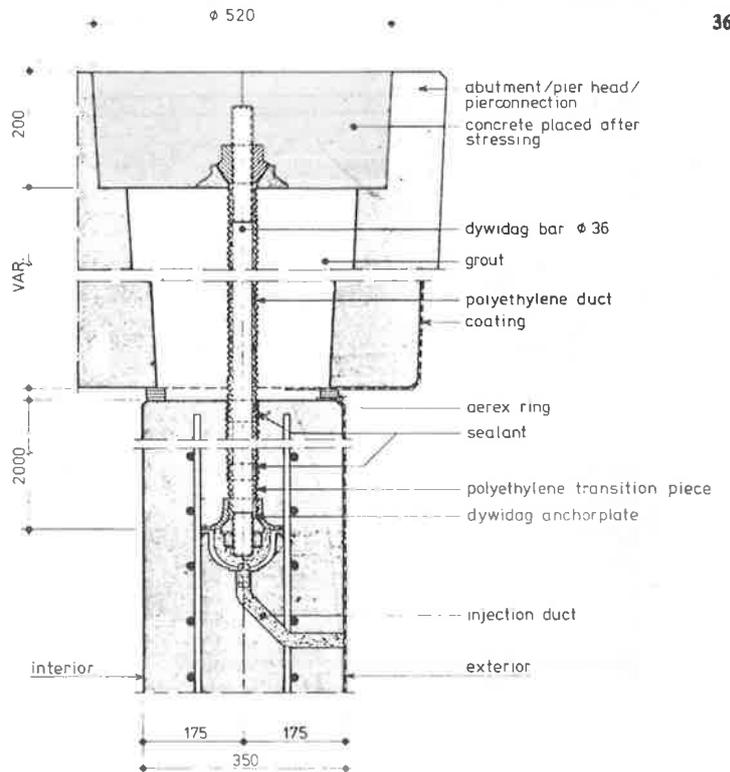
The longest pile used has a length of approximately 40 m and a weight of 350 metric tons.

The prestressing system applied used Cona-Multi 7-strand tendons with an ultimate capacity of 200 tons. The grouted joints of only 20 mm width between the sections are not reinforced (fig. 35). In view of the small wall-thickness, a special steel casting type anchor with an oval shaped pressure plate of 260 × 195 mm was developed and tested for acceptance by the ETH-Zürich, Switzerland.

The pier heads and the pier connections are prestressed to the pile by 4 Dywidag bars, diameter 36 mm (fig. 36).



35a - The special steel casting type anchor with an oval shaped pressure plate of 260 × 195 mm.



The cover on the reinforcement is 75 mm at any point of the pile.

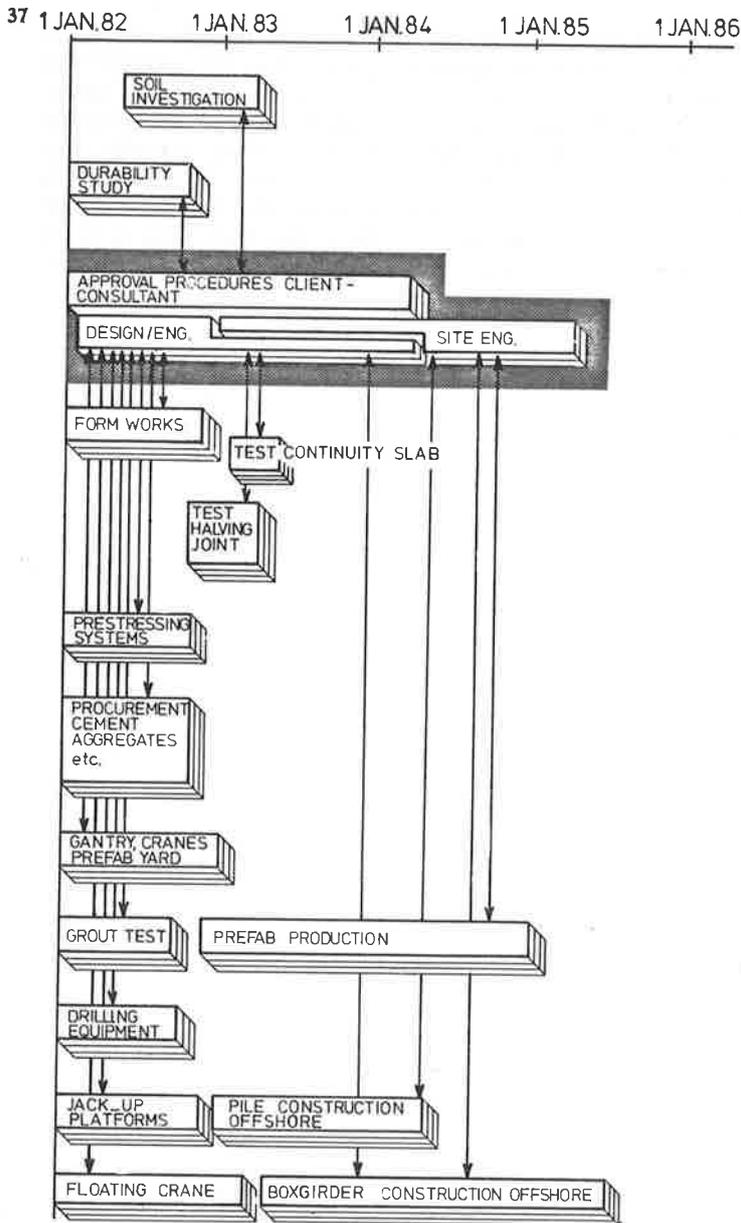
*The main span*

The 12 m long hammerhead pieces are prefabricated and installed on the 10 m wide piers, equipped with 2 rows of rubberbearing pads (fig. 23). Since the bearings allow for only some shortening and due to the large distance between the two rows, a kind of restraint is created.

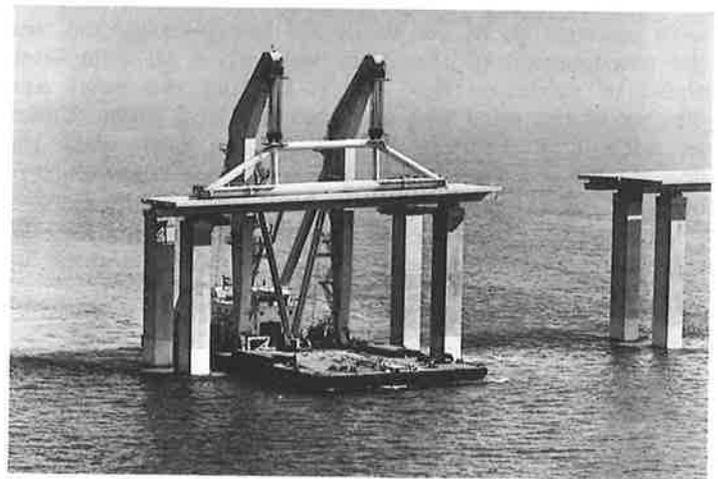
The freely supported superstructure can therefore be extended in both directions without additional provisions to compensate the imbalance moment arising during attachment of one element to either the one or the other cantilever (fig. 20).

The permanent prestressing consists of two 12-strand CONA MULTI type tendons up to the 8th element and one single cable per web for the subsequent elements.

The elements were prefabricated according to the long track system. The lateral prestressing to be provided



37 - A time schedule illustrating the constructional procedures; 38 - In the standard spans, the piers are driven to the rock substratum at a depth of 7 m, while in the main spans the pier foundations are of the caisson type; 39-40 - The sequence of bridges and embankments forming the 25 km long causeway connecting the Kingdom of Saudi Arabia to the island of Bahrain.



38



39



40

at the yard, consists of  $19 \times 7$  mm wires of the BBR system.

### The engineering process

After the signing of the contract the engineers had to proceed on the concept as it had been accepted by the client.

The engineering process for the bridges was actually started up in January 1982. The engineering process is complex by the many interdependencies to other activities to be developed all at the same time due to the extremely tight time-schedule. Activities as (fig. 37):

- the extensive additional soil survey which could and did bring to an end the designers nightmares about the stability of the single pier-piles along the 25 kilometer alignment;
- implementation of the quality-measurements developed by the durability study group;

- the design engineering, manufacturing, testing and mobilisation of all the formworks;
- the full scale test on the halving joint;
- the laborious investigations concerning procurement and logistics of high quality materials;
- the design engineering, manufacturing, testing and mobilisation of the custom built heavy equipment;
- the development of an industrial prefab production of reinforcement;
- the installation of pile tests etc.

With a total time in the contract of 225 weeks and subtracting 65 weeks of integral preparations and 35 weeks for the extensive finishings, the 25.000 metres of single bridges had actually to be constructed in 125 weeks. An average production progress of 200 metres per week! (fig. 38).

The drilling of the 3,90 m diameter holes in the seabottom and the placing of the almost 500 piles, the prefabrication and placing of the many prefab-elements

with amongst them the about 250 heavy boxgirders and the construction of the main span it is all completed ahead of program (figs. 39-40). Drilling the holes and placing of the piles was executed day and night. Under an additional contract Ballast Nedam performed the design and construction of the extensive customs facilities on the artificial island at both sides of the border.

Where the simplicity of the design-concept for the Causeway is the key factor to this success, it must be

emphasized that only by fully integrating the engineering-process into the project organisation this design- and construct contract could be completed within 4 years.

It must be said that after about 1 year of preparations the Client got nervous not seeing already any erected section of the alternative bridge. But, after all, the Arab client could festively open the bridge according to the plan, notwithstanding the fact that a fairy tale suggests an even more attractive prefab-alternative.