

LIMITI DI ALTEZZA RAGGIUNTI IN ZONE DI ALTA SISMICITA'

Argomento trattato dal Prof.Ing.Alberto CASTELLANI

Limiti in altezza raggiunti in zone di alta sismicità

Gli edifici più alti finora costruiti in regioni di sismicità intensa sono il Bunker Will Tower e lo Los Angeles Union Bank, che misurano rispettivamente 32 e 42 piani. Entrambi sono situati a Los Angeles, che può assimilarsi per quanto ci concerne alle zone di maggiore intensità sismica italiana. Entrambi hanno una struttura portante in acciaio che realizza lo schema fascio di tubi telaio, di cui si dirà tra breve, dotato di notevole duttilità. In calcestruzzo armato le realizzazioni più importanti sono contenute entro i 20 piani.

Sia i primi due edifici sia alcuni di quelli in calcestruzzo hanno già subito scosse di notevole intensità. Quattro edifici, tra i 12 ed i 14 piani, costruiti in accordo ad una normativa sismica, sono crollati nel '67 a Caracas, ed altri sono stati lesionati durante i terremoti di Alasca nel '64, Managua del '76.

L'esperienza raccolta tuttavia è da ritenersi ancora limitata per due motivi. Il primo è che grattacieli in zona sismica si costruiscono da pochi anni. In Italia la legge del '73 soltanto ha eliminato i vincoli in altezza. In California il primo edificio che ha superato il limite di legge dei metri è stata la cattedrale di San Francisco, progettata da L.Nervi e calcolata da E.Lauletta, nel 1967. Ed è posteriore in quella regione la revoca dei limiti in altezza agli edifici.

Il secondo motivo è che le uniche esperienze chiaramente analizzate si riferiscono a scosse "far field", cioè originate da sorgenti distanti qualche decina di Km dal sito. Sulla importanza di questo secondo motivo per quanto concerne le nostre zone si dirà in seguito.

Per aggiungere almeno qualche dato al problema limiti in altezza determinati da forze orizzontali, giova un confronto tra le zone sismiche e quelle prodotte dal vento. Si consideri al proposito due edifici aventi la stessa pianta tipo a tutti i piani, ma altezze H differenti. Sottoposti ad un cam

po uniforme di accelerazioni orizzontali, l'azione tagliante alla base risulta proporzionale ad H , ed il momento ribaltante ad H^2 , e cioè entrambe tali azioni crescono con la stessa legge con la quale dipendono le analoghe azioni prodotte da un campo uniforme di pressioni. In prima approssimazione riteniamo così rappresentata l'azione del vento.

Gli sforzi unitari crescono con l'altezza dell'edificio secondo un fattore compreso tra H ed H^2 .

Per meglio precisare questa dipendenza ricordiamo che le accelerazioni durante il sisma, dipendendo dal comportamento dinamico, dipendono a loro volta dall'altezza dell'edificio. Si consideri ad esempio un edificio alto, con struttura portante formata da un telaio in acciaio. Il primo periodo di vibrazione è valutabile in prima approssimazione mediante la

$$T_0 = 0.1 N$$

ove N è il numero dei piani. T_0 è cioè proporzionale, in questa approssimazione, all'altezza dell'edificio.

Ricordando ora che, nel campo dei periodi propri lunghi, come sono quelli che interessano gli edifici alti, il valore dello spettro di risposta è proporzionale a $T_0^{-2/3}$, si può ritenere che lo spettro di risposta è a sua volta

$$C \div H^{-2/3}$$

ed in conclusione, se le masse del piano tipo sono costanti, taglio e momento al piede dell'edificio crescono con l'altezza ma con una legge del tipo

$$T \div H^{1/3}$$

$$M \div H^{4/3}$$

cioè con una legge meno severa di quella con la quale crescono le analoghe azioni prodotte da un campo di pressioni costante con l'altezza.

In valore assoluto tuttavia le azioni sismiche sono di gran lunga preponderanti rispetto alle azioni prodotte dal vento.

Per edifici intelaiati, il rapporto tra il taglio risultante alla base dovuto al sisma, T_s , in zone italiane di prima categoria, e la analogo grandezza T_v prodotta dal vento, è rappresentata nella figura seguente, ove per il vento si è supposto un profilo con altezza tipico di agglomerati urbani densamente costruiti. Nel tracciare il diagramma sono state necessarie varie ipotesi, peraltro interamente rispecchiate dalle norme italiane per il calcolo delle azioni sismiche e del vento.

Il diagramma mostra che le azioni sismiche, per zone di 1^a categoria sono in ordine di grandezza maggiori delle azioni del vento, e dipendono linearmente dalla densità media dell'edificio: con strutture in acciaio, assumendo ad esempio $\delta = 0.5 \text{ t/m}^3$ e $p_{20} = 0.12 \text{ t/m}^2$ si ha che un edificio di 100 m presenta un rapporto $T_s/T_v = 46$. Valori ben maggiori si hanno per strutture in calcestruzzo armato, sia per il maggior peso della struttura portante, sia per il più breve periodo proprio. Si noti che un periodo proprio più lungo comporta azioni sismiche minori, e azioni del vento maggiori, a parità di ogni altro parametro.

Per far fronte alle azioni del vento e raggiungere altezze elevate si può in linea teorica, aumentare le dimensioni in pianta dell'edificio. In presenza di azioni sismiche invece, il beneficio di una simile soluzione è meno interessante. Si considerino infatti due edifici, geometricamente simili, tali cioè che ad ogni dimensione l_1 del primo possa farsi corrispondere una dimensione analoga l_2 nel secondo, in accordo alla legge $l_2 = \lambda l_1$

Spessori, altezza e dimensioni in pianta si corrispondono dunque nei due edifici secondo lo stesso fattore λ . I materiali siano invece gli stessi, e quindi la densità la stessa. I due edifici siano ora sottoposti ad un campo di accelerazioni che riterranno in prima istanza uniformi nello spazio. Le forze di inerzia nei due edifici si corrisponderanno allora nel rapporto λ^3 , e quindi, ad esempio, un'azione di taglio T in sezioni analoghe dei due edifici sarà

$$T_2 = \lambda^3 T_1$$

Con tali premesse è semplice constatare che gli sforzi si corrisponderan

no secondo lo stesso fattore λ ,

$$\sigma_2 = \lambda \sigma_1 \quad ; \quad \tau_2 = \lambda \tau_1$$

ovvero in edifici in similitudine geometrica gli sforzi prodotti da un campo di accelerazioni uniformi crescono linearmente al crescere delle dimensioni dell'edificio.

Considerando invece, per una miglior rappresentazione dei due fenomeni, la dipendenza delle forze di inerzia sismiche e delle forze eoliche dal periodo proprio, e considerando che nelle ipotesi detto è a rigore

$$T_0 \div H$$

risulta che in edifici simili geometricamente il rapporto tra azioni globali sismiche e le analoghe azioni eoliche è praticamente indipendente dall'altezza stessa. Tale rapporto è quindi ottenibile dal diagramma precedente notando che esso è stato ricavato per $B = 60$ m.

Con questa premessa si consideri la figura seguente, ove per diverse soluzioni strutturali sono state riportate le massime altezze finora raggiunte. I dati utilizzati si riferiscono a costruzioni nel Nord-Est degli Stati Uniti, cioè in zone di sismicità nulla o trascurabile. I carichi eolici sono peraltro più severi di quelli generalmente usati in Italia, secondo un fattore

$$1,2 \div 1,5$$

Per meglio comprendere la figura occorrerebbe precisare per ogni edificio la dimensione in pianta B , l'altezza dei piani e la rigidezza flessionale degli orizzontamenti. Mediante la dimensione in pianta si aggira attorno a $B=60$ m, e l'altezza dei piani a 4 m. Ove B è diversa da 60 m, si è corretto H onde rispettare il rapporto H/B . Riferendosi a zone di sismicità trascurabile è infatti questo il parametro più importante.

Si noti che il corpo di fabbrica statunitense è attualmente 60 m circa e con tali profondità si sono potute raggiungere altezze di 442 m, corrispondenti a 110 piani. In teoria altezze maggiori sono consentite ricorrendo a piante pluriconnesse, o ad una progressiva riduzione della superficie degli

orizzontamenti (mensola rastremata). Quest'ultima soluzione se spinta allo eccesso si è risolta spesso nella progettazione di "altezza inutile" come nei grattacieli degli anni trenta con guglia sommitale.

Venendo all'Europa, va rilevato che la dimensione del corpo di fabbrica è in generale tra la metà e la quarta parte di quella statunitense e quindi corrispondentemente ridotte sono le altezze massime raggiungibili con qualunque sistema costruttivo.

Un edificio di 200 m. in Europa può dunque per la sua altezza presentare problemi strutturali simili a quelli del World Trade Center di Manhattan. In entrambi i casi infatti, il progettista deve porre l'attenzione all'idea di strutture in grado di far fronte alle azioni orizzontali, le quali, per rapporti altezza/dimensioni in pianta attorno al valore 2 sono determinanti in sede di progetto, anche in assenza di azioni sismiche.

Le strutture del primo tipo sono formate da colonne e travi che nell'insieme costituiscono un telaio duttile spaziale. Sono tra i sistemi più affidabili in condizioni sismiche ma sono generalmente poco adatti per raggiungere notevoli altezze.

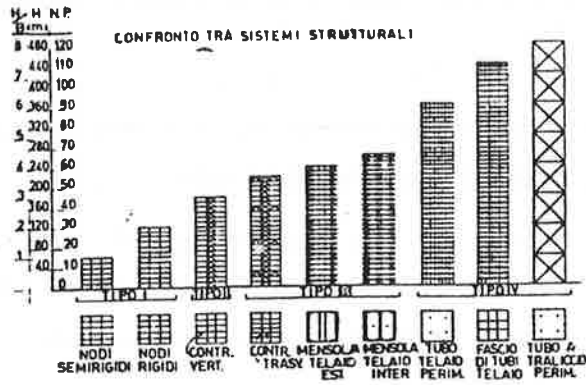


Fig. 2 - Confronto tra varie tipologie strutturali: altezze massime raggiunte in siti non sismici. (Tratta da L.Finzi, al quale sono dovuti anche alcuni dei commenti alla figura)

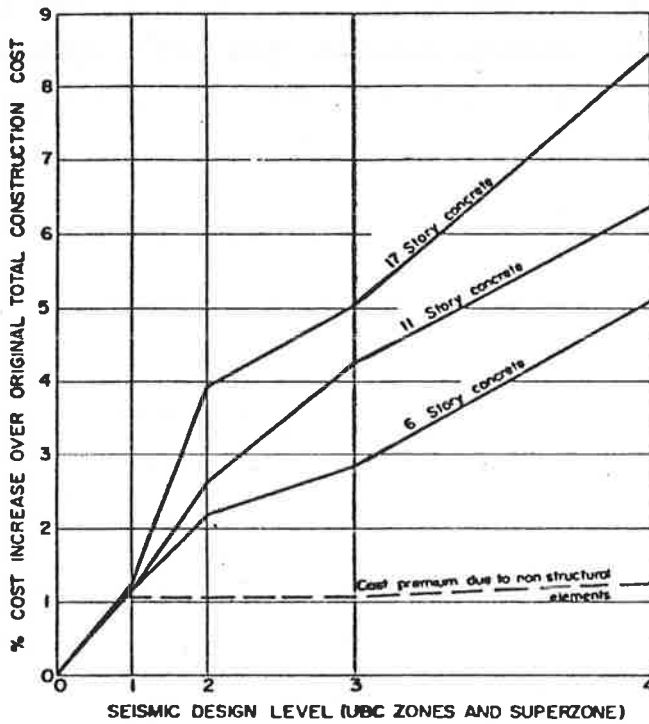
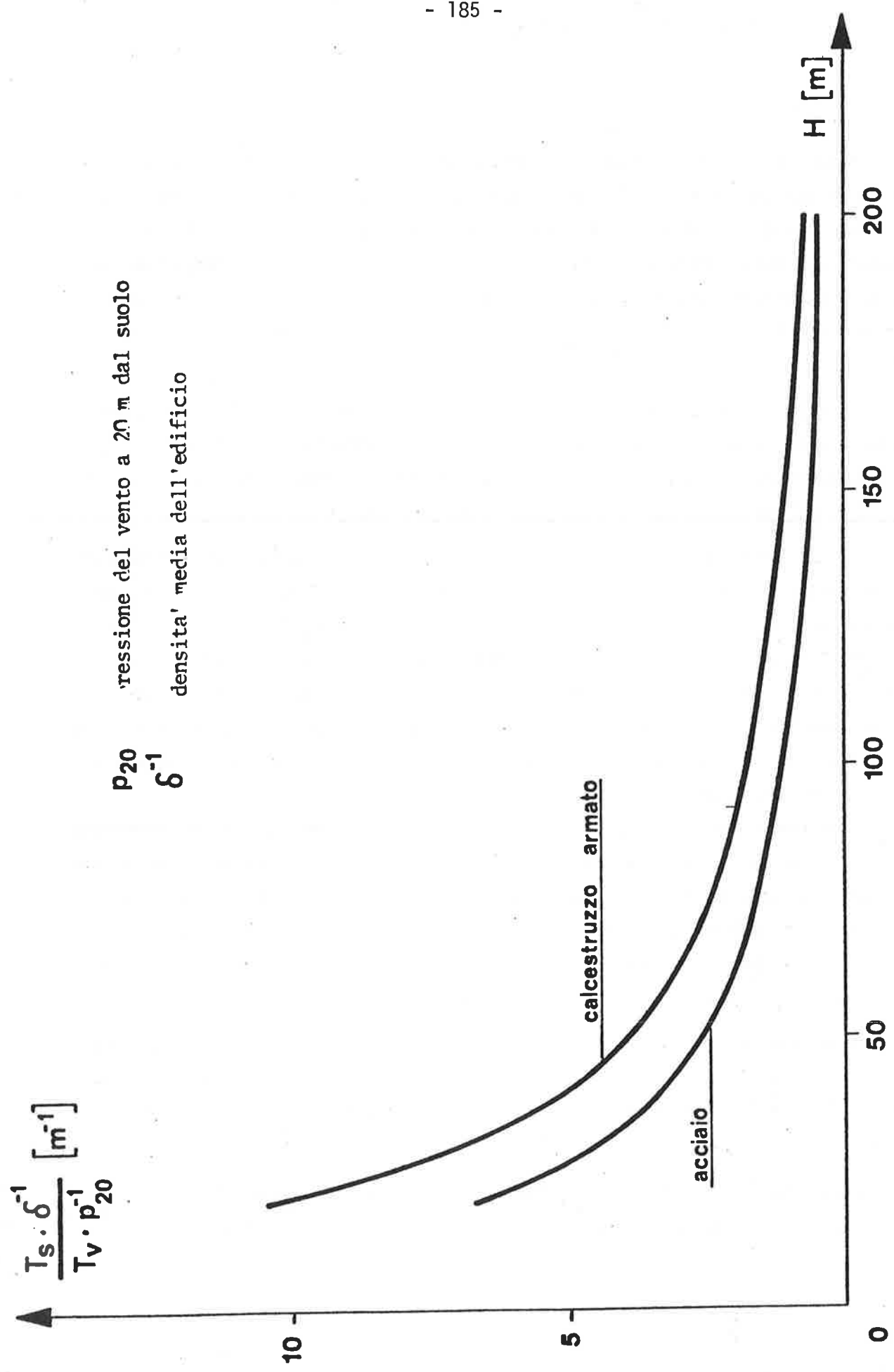


Fig. 3 - Extra costo delle strutture dovuto ai carichi sismici, in funzione della sismicità della zona. (Da Whitman)



P_{20} pressione del vento a 20 m dal suolo
 δ^{-1} densita' media dell'edificio

$$\frac{T_s \cdot \delta^{-1}}{T_v \cdot p_{20}^{-1}} \text{ [m}^{-1}\text{]}$$

H [m]

calcestruzzo armato

acciaio

Negli schemi del II tipo è presente anche un nucleo controvento, che per le strutture in acciaio è costituito da una struttura a traliccio in grado di assorbire azioni orizzontali comunque dirette. In questo caso le ossature a telaio interagiscono con quelle a traliccio ed il comportamento della struttura è caratterizzato dal fatto che il momento ribaltante produce azioni flettenti nel nucleo ed azioni assiali su tutti gli elementi verticali.

Dovendo le strutture controvento a traliccio assorbire solo una parte delle azioni orizzontali ed essendo scarsamente deformabili a taglio, ad esse è consentito un rapporto dimensionale H/B più elevato. Dai valori $7 \div 8$ relativi all'edificio nel suo complesso si può salire a $11 \div 12$.

È uso frequente in Europa di realizzare nodi bullonati tra trave e colonna che praticamente consentono la libera rotazione. Ciò viene fatto per rendere semplici e ripetitivi i particolari costruttivi e quindi poco costosi l'esecuzione e il montaggio. In questo caso l'altezza massima raggiungibile è condizionata in assoluto dalla larghezza dei tralicci controvento, così, ad esempio, per un edificio europeo di questo ultimo tipo, con tralicci controvento di 8 m di larghezza, sarà problematico o quanto meno dispendioso superare l'altezza di 100 m.

In effetti per edifici di altezza similare diviene in Europa interessante il 1° dei tre schemi compresi nel III tipo, quello che realizza lo schema statico dell'albero navale: nucleo centrale resistente a flessione e taglio e colonne decentrate impegnate assialmente dall'azione del cappello. L'azione delle colonne periferiche contribuisce ad assorbire parte del momento ribaltante, ed a ridurre la freccia in sommità.

Tale schema è molto interessante ai fini di realizzare resistenza al vento, richiede però un accurato esame delle sollecitazioni nelle colonne in quanto, giova ripeterlo, non si può contare sui benefici della duttilità per le sollecitazioni assiali.

Il 2° dei tre schemi appartenenti al III tipo impegna decisamente le strutture dell'edificio in tutta la sua profondità e porta alla ribalta la

soluzione a travi-parete forate che in definitiva consentono di passare al le grandissime altezze. La trave-parete forata è, se si vuole, lo schema a telaio in cui peraltro il numero delle colonne è aumentato al massimo (una a lato di ogni finestra) e la trave di piano è estesa in altezza da vetro a vetro della finestra.

Questo schema, che generalizzato porta al 1° schema del IV tipo, è quel lo adottato recentemente con successo per edifici con ossatura sia in acciaio, sia in cemento armato, sia misti.

Il 3° schema del III tipo ed il 2° del IV prevedono soluzioni analoghe all'interno dell'edificio e questo preoccupa alquanto sul piano distributivo anche se in effetti un edificio molto alto comporta la presenza di un gros so nucleo per scale, ascensori e servizi, dove è possibile qualche maggiore libertà.

Del resto che il condizionamento strutturale si vada appesantendo al crescere dell'altezza è abbastanza ovvio, pertanto si presenta molto interessante il 3° schema del IV tipo che riesce in parte a dissociare il fatto strutturale da quello distributivo.

Tale schema è in sostanza una macrostruttura reticolare che ripropone ad ogni maglia il tema dell'edificio di pochi piani.

ESEMPIO : RegISTRAZIONI effettuate durante un sisma, nell'edificio Bunker Hill Tower, di Los Angeles, e confronto con l'analisi dinamica.

In occasione del terremoto di San Fernando del 1971 è stata registrata la risposta strumentale della torre "Bunker Hill" un edificio in acciaio costruito nella zona di Los Angeles a circa 26 miglia dall'epicentro, strumentato mediante accelerometri, alla base, al 16° ed al 32° piano (fig.1 e 2).

In base ai dati di progetto forniti dal costruttore circa le caratteristiche strutturali dell'edificio è stato possibile sviluppare con le stesse tecniche computazionali già viste un modello matematico lineare del comportamento della struttura sottoposta alle stesse scosse sismiche registrate alla base.

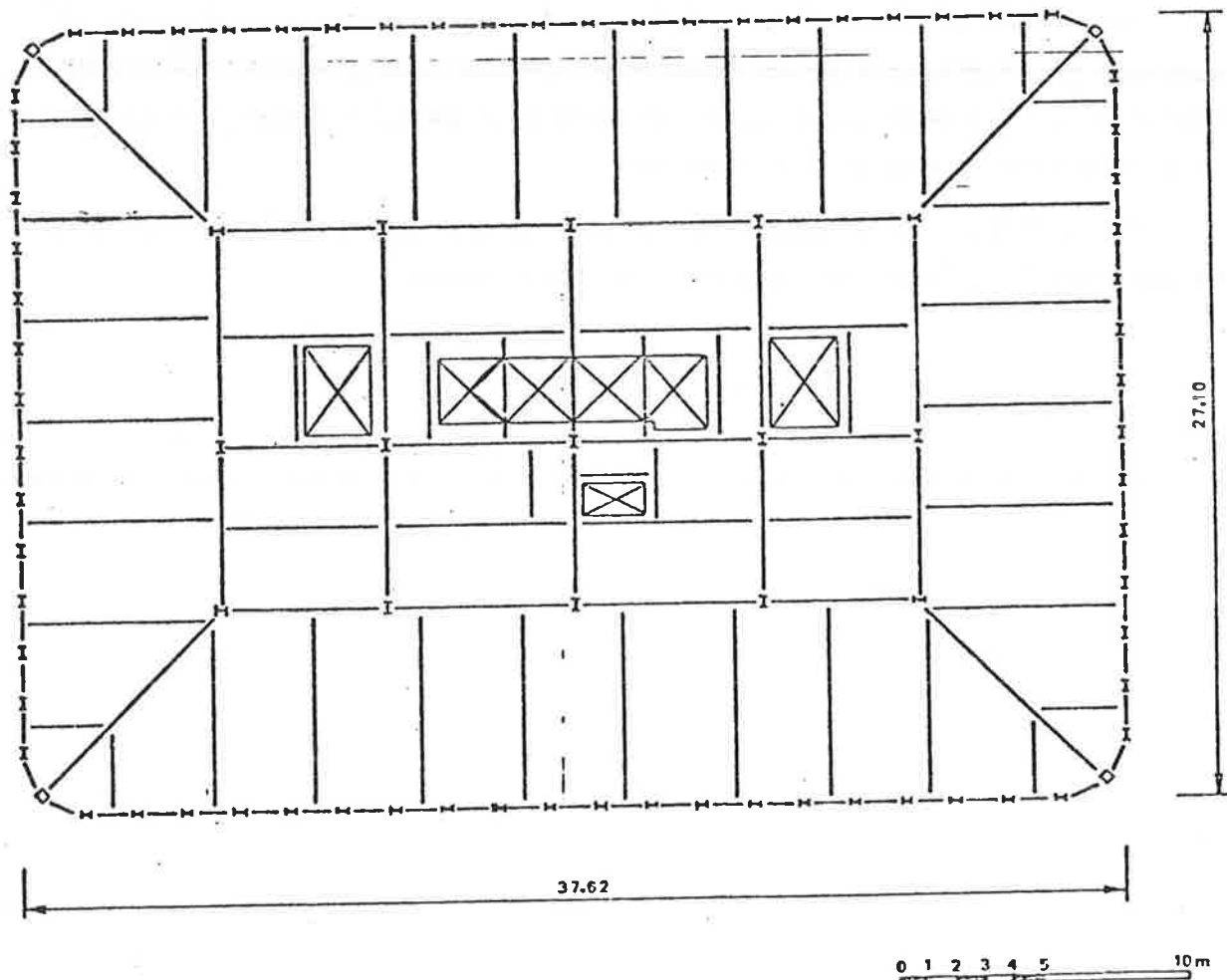


Fig.1.Pianta tipo

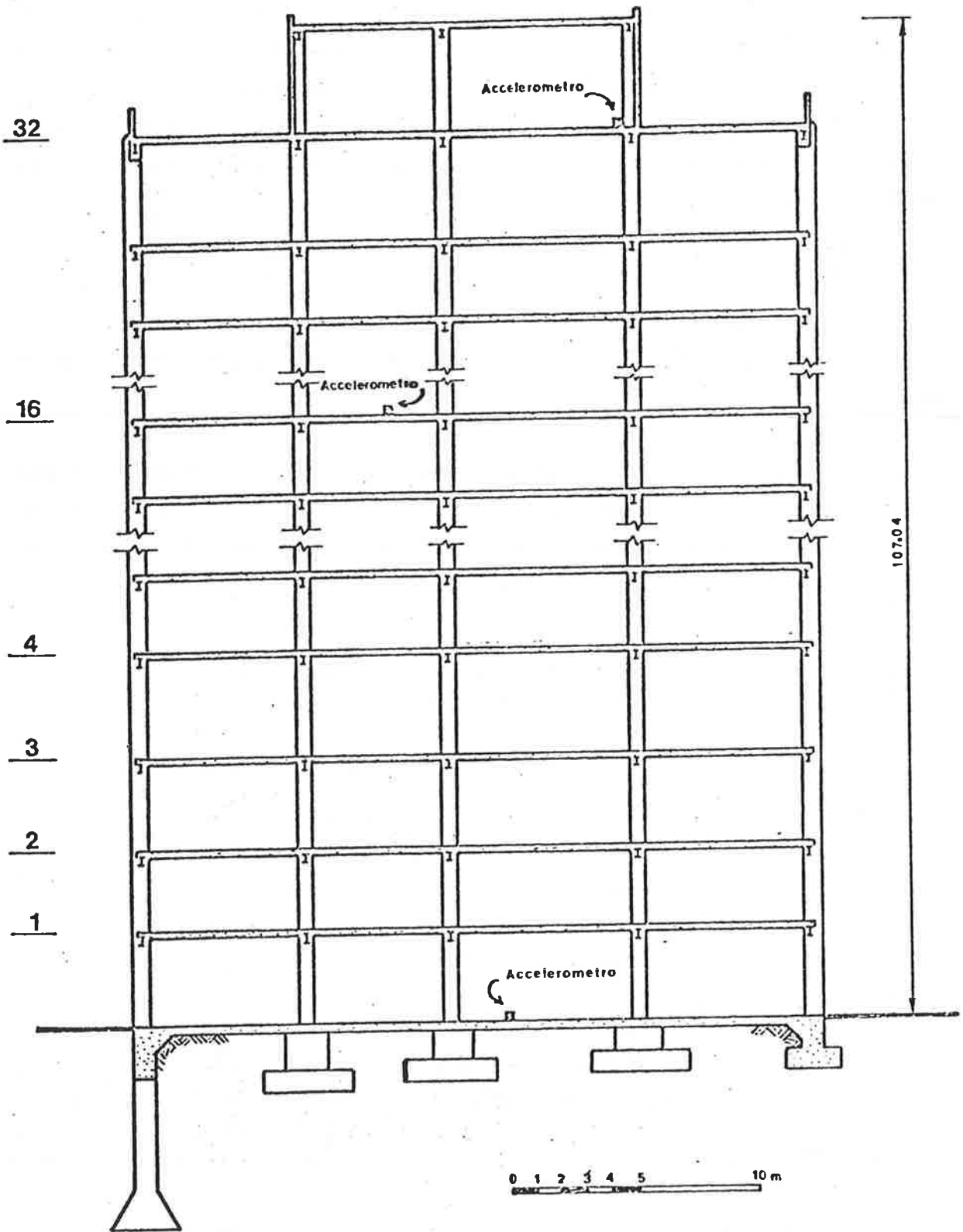


Fig.2. Sezione trasversale, posizione degli strumenti

Dal confronto tra l'accelerazione al piede dell'edificio e lo spettro di risposta di progetto delle norme è stata controllata, per questo particolare episodio, l'adeguatezza delle forze sismiche assunte nel progetto, mentre dal confronto tra l'accelerazione calcolata come risposta dal modello e le registrazioni al 16° ed al 32° piano si è valutata l'attendibilità dell'approccio numerico.

Quanto all'adeguatezza delle forze sismiche si noti che l'edificio ha riportato danni solo ad elementi non strutturali, pareti di tamponamento, controsoffitti, serramenti per un'accelerazione massima del terreno pari a 0.143 g nella direzione longitudinale e 0.094 g nella direzione trasversale.

Quanto al modello di calcolo, l'edificio ha una struttura a telaio in acciaio e solette in c.a.. Nella sua schematizzazione è inserito tutto ciò che in teoria può influenzare le caratteristiche dinamiche della struttura reale; le migliori correlazioni con i dati registrati sono state ottenute tuttavia variando il fattore di smorzamento. (vedi Tab.1).

Tab.1 - ACCELERAZIONI E SPOSTAMENTI MASSIMI

Direz. T ₀	v	Valori Massimi	32° piano	16° piano
Tras. 3.98	3%	acceleraz.calcolata (g)	0.215	0.098
		acceleraz.registrata (g)	0.188	0.130
		spostam.calcolato (cm)	56.60	21.60
Long. 3.51	1%	acceleraz.calcolata (g)	0.212	0.171
		acceleraz.registrata (g)	0.293	0.186
		spostam.calcolato (cm)	35.80	16.80

Nei diagrammi delle fig.3-4-5 sono confrontati i risultati ottenuti dal-

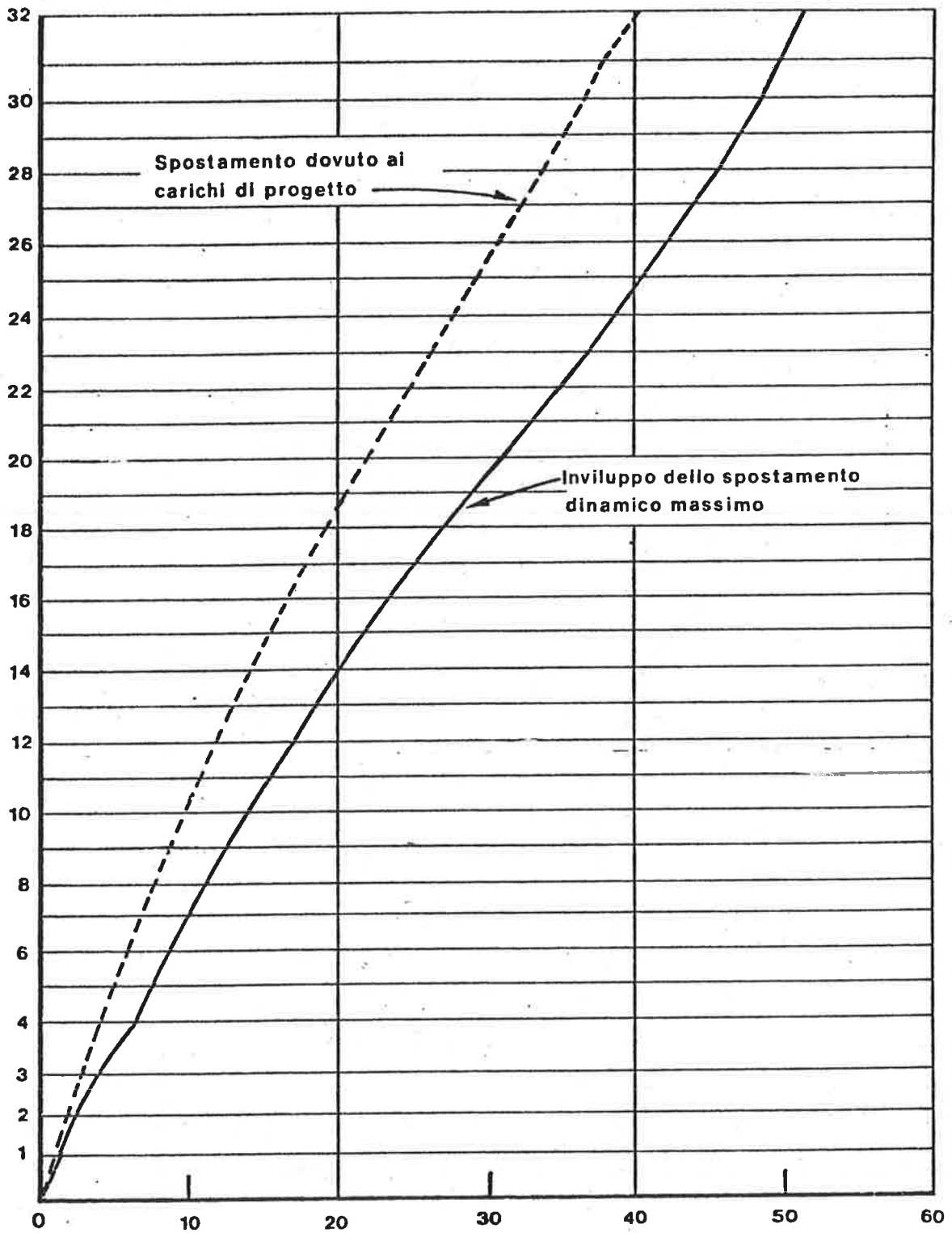


Fig.3. SPOSTAMENTI (cm)

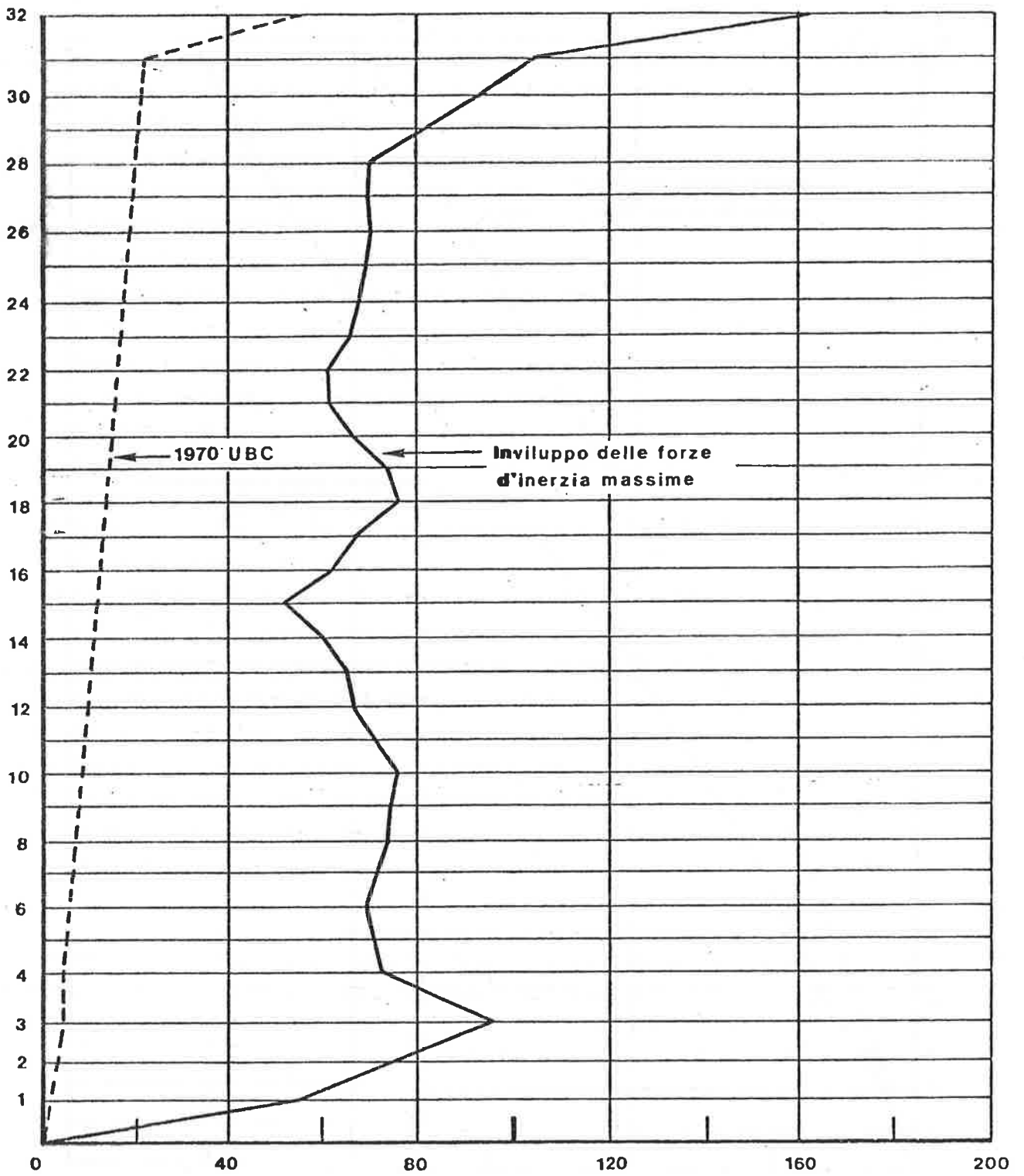


Fig.4. FORZE ORIZZONTALI (t)

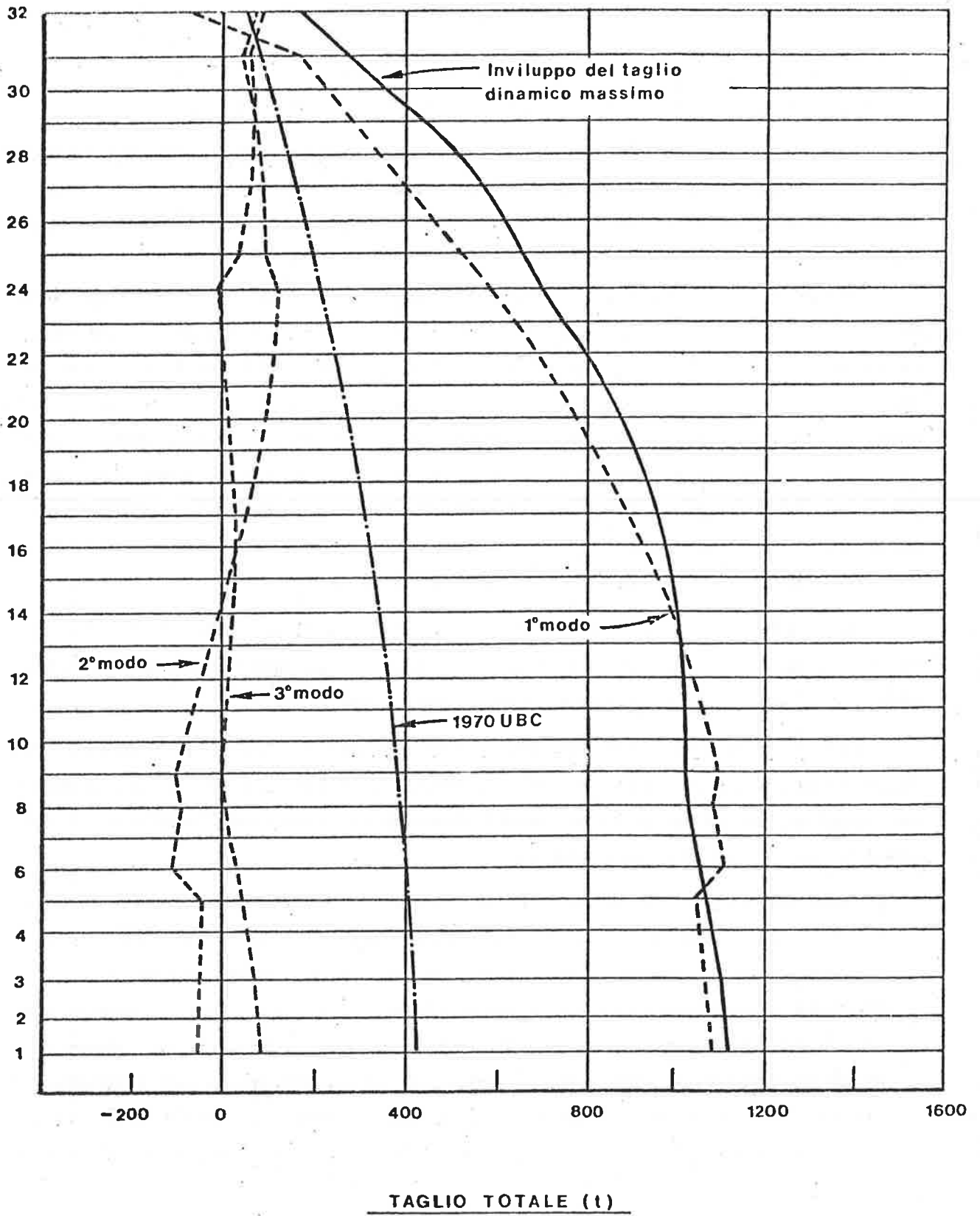


Fig.5.

la analisi numerica con i valori di progetto minimi consigliati da U.B.C. (Uniform Building Code) per l'analisi statica in campo elastico.

Appare in modo evidente che le forze di normativa sono state superate. La curva a tratto continuo di Fig.4 rappresenta in corrispondenza di ogni piano, la massima forza di inerzia indotta durante l'eccitazione della struttura.

Una tale distribuzione di forze non potrà mai verificarsi contemporaneamente sull'edificio poiché piano per piano ogni forza raggiunge il suo valore massimo ad un istante in generale diverso da quello del massimo delle altre forze. Inoltre solo se è prevalente il I° modo di vibrare le forze hanno il medesimo segno lungo l'altezza; in generale invece possono presentare segno alternato. Per queste considerazioni le forze d'inerzia massime calcolate sono 4-6 volte maggiori rispetto alle forze di normativa, mentre l'involuppo delle azioni taglianti - fig.5 - è solo 2.8 ~ 3 volte il diagramma ottenuto caricando la struttura con le forze di normativa.

Nella medesima figura sono tracciati separatamente i contributi relativi al I°, II°, III° modo di vibrare; si noti che il contributo dei modi superiori al primo è apprezzabile solo oltre il 16° piano.

Dal confronto fra le forze assunte nel progetto e le sollecitazioni che dalle indagini fatte sembrano aver impegnato la struttura può allora apparire singolare la mancanza di rilevanti danni strutturali nell'edificio; è necessario però fare due osservazioni:

- il calcolo secondo le norme è fatto su uno schema strutturale semplificato, ove molti elementi che determinano le caratteristiche di resistenza non sono messi in conto (tipicamente le pareti di tamponamento);
- il modello elaborato lavora in campo elastico, la sua risposta perciò non ha limiti di ampiezza; nel comportamento globale dell'edificio, basterebbe un piccolo superamento della soglia di proporzionalità per limitare gli effetti. Nella realtà il danneggiamento di elementi non strutturali offre altri meccanismi di dissipazione che sono del tutto trascurati nel modello studiato.

Non avrebbe neppure senso aumentare le forze di progetto in conformità delle osservazioni fatte, poiché rimanendo l'analisi in campo elastico, esse sarebbero troppo elevate per gli usuali metodi di verifica.

I margini di sicurezza, però, sussistono ancora; e se non sono necessariamente aumentati con l'imporre alle forze minime della normativa valori maggiori, sono garantiti assicurando alle membrature una duttilità sufficiente.

ESEMPI DI CALCOLO DI EDIFICI MULTIPIANO

a cura di A.CASTELLANI

Esempi di calcolo di edifici multipiano

COMMENTI ED ESEMPI SUL PARAGRAFO C.6.1.1. «AZIONI ORIZZONTALI»

(Decreto Ministeriale 3 marzo 1975)

Nel capitolo C, *Edifici*, paragrafo C.6.1.1., *Azioni orizzontali*, facente parte delle disposizioni concernenti l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche, si legge:

C.6.1.1. Azioni orizzontali

Le azioni sismiche orizzontali si schematizzano attraverso l'introduzione di due sistemi di forze orizzontali agenti non contemporaneamente secondo due direzioni ortogonali. Le forze alle diverse quote devono essere applicate in corrispondenza dei baricentri dei «pesi» i quali generalmente possono essere riportati alle quote dei solai.

La forza orizzontale F_i alla generica quota, secondo una prefissata direzione, si ottiene dalla relazione:

$$F_i = K_{s,i} W_i$$

essendo:

$$K_{s,i} = C R \epsilon \beta \gamma_i$$

$$W_i = G_i + s Q_i$$

I valori del coefficiente s sono riportati nella tabella 1 in funzione della destinazione dell'opera.

Qualora i locali di uno stesso piano siano adibiti a funzioni diverse, se ne dovrà tener conto applicando ai sovraccarichi accidentali del piano valori di s differenziati.

I valori dei parametri che intervengono nella definizione del coefficiente sismico $K_{s,i}$ sono specificati in appresso.

Coefficiente di fondazione ϵ . Si assume di regola $\epsilon = 1$. Per fondazioni dirette ed indirette che riportino il carico su terreni particolarmente compressibili il coefficiente sarà incrementato fino a raggiungere, nei casi di più elevata compressibilità, il valore 1,3.

Tabella 1

Locale	Coefficiente
Locali d'abitazione, uffici, coperture, balconi	0,33
Locali pubblici suscettibili di affollamento (negozi, ristoranti, caffè, banche, aule scolastiche, caserme, ospedali ecc.)	0,50
Locali pubblici suscettibili di grande affollamento (sale per spettacoli, chiese, tribune, ecc.) archivi, magazzini, biblioteche, contenitori, scale, ecc.	1,00

Coefficiente di risposta R. Come indicato al punto B4 il coefficiente di risposta R dipende dal periodo fondamentale di vibrazione T_0 relativamente alla direzione considerata. Si deve porre:

$$\text{per } T_0 > 0,8 \text{ secondi} \quad R = 0,862/\sqrt{T_0^3}$$

$$\text{per } T_0 \leq 0,8 \text{ secondi} \quad R = 1,0$$

Il periodo T_0 da utilizzarsi per la valutazione di R deve calcolarsi con riferimento alla sola struttura resistente, attraverso adeguate analisi dinamiche che tengano conto della struttura nel suo complesso. Nel caso in cui tale valutazione non venga eseguita si dovrà assumere $R = 1$.

Per costruzioni dotate di un periodo proprio $T_0 > 1,4$ secondi deve comunque essere eseguita un'analisi dinamica secondo quanto precisato nel punto C.6.2.

Allo scopo di controllare se il periodo fondamentale di vibrazione T_0 superi o meno il limite innanzi indicato, per le strutture intelaiate può essere impiegata la formula:

$$T_0 = 0,1 \frac{H}{\sqrt{B}} [H \text{ e } B \text{ in metri; } T_0 \text{ in secondi}]$$

Coefficiente di distribuzione γ . Dipende dal piano in esame e si assume per esso la relazione:

$$\gamma_i = h_i \frac{\sum_{j=1}^N W_j}{\sum_{j=1}^N W_j h_j}$$

essendo h_i la quota del piano i -esimo rispetto allo spiccatto delle fondazioni.

Quando sull'edificio insistono opere complementari quali torri, antenne, serbatoi, ecc., il loro peso ai fini del calcolo di γ_i può essere considerato conglobato a quello dell'impalcato sul quale esse gravano.

Per la verifica dell'edificio, inoltre, dovrà considerarsi il momento di trasporto fra il baricentro delle dette opere complementari e l'impalcato su cui insistono.

Il calcolo locale delle sollecitazioni nelle opere complementari di cui sopra deve essere peraltro effettuato considerando un coefficiente $K_{s,i}$ uguale a quello del piano su cui gravano.

Coefficiente di struttura β . Si assume di regola pari ad 1; nel caso in cui nella struttura dell'edificio vi siano telai ed elementi irrigidenti verticali ai quali ultimi approssimati-

vamente si affida il 100% delle azioni orizzontali, si assumerà:

$$\beta = 1,2$$

Il coefficiente C , infine, vale 0,07 per la zona in esame.

Il paragrafo C.6.2. richiamato in precedenza è qui riportato per completezza.

C.6.2. Analisi dinamica

Per strutture dotate di periodo proprio $T_0 > 1,4$ secondi deve essere eseguita l'analisi dinamica con le modalità prescritte in B6 adottando come spettro di risposta, in termini di accelerazione orizzontale, l'espressione:

$$a/g = C \cdot R \cdot \epsilon \cdot \beta$$

Il calcolo delle azioni sismiche verticali nei casi indicati al punto C.6.1.3. non richiede di norma un'analisi dinamica e possono quindi applicarsi i coefficienti convenzionali ivi indicati.

Rispetto alla precedente edizione delle norme tecniche questo capitolo costituisce un'effettiva novità; è richiesta un'analisi del comportamento dinamico, per una miglior comprensione del fenomeno fisico, che è di natura dinamica, ed è menzionato il contributo alla risposta del tipo di fondazione (mediante il coefficiente ϵ) e del tipo di struttura, (mediante il coefficiente β), anche se per tali coefficienti manca ancora una classificazione analitica caso per caso.

Quanto all'analisi del comportamento dinamico, porremo a confronto in 3 esempi distinti i risultati dei due approcci, quello statico e quello dinamico, per mostrare come il primo sia sempre più severo del secondo: il primo approccio infatti, più semplice ma più lontano dalla realtà fisica del secondo, è inteso involuppare i risultati dell'analisi dinamica e per essere conservativo nel più generale dei casi, finisce con l'essere in casi particolari anche molto distante dal secondo. Mostriamo nei nostri esempi che i momenti ribaltanti valutati con l'approccio statico possono essere anche doppi di quelli valutati con l'approccio dinamico. Le due valutazioni coinciderebbero solo nel caso di sistemi formati da una sola massa concentrata in cima ad una mensola, come per un serbatoio piezometrico sostenuto da una colonna snella.

Nel seguito riporteremo gli elementi più salienti dell'analisi dinamica di due edifici in calcestruzzo armato e di uno in acciaio. Discuteremo infine quanto di questi calcoli si possa ritrovare nell'analisi delle registrazioni effettuate durante un terremoto.

Un solo commento sulla tecnologia del calcolo: questi e calcoli simili sono ormai codificati in vari programmi di distribuzione commerciale, ai quali va oggi fatto riferimento in quanto è generalmente riconosciuto che i metodi semplificati per sviluppare un'analisi dinamica forniscono risultati non soddisfacenti in gran parte dei casi. In particolare i programmi citati in questa sede (ASCE 2 e TABS) sono tra i primi pubblicati in argomento, sono riconosciuti dalle norme ACI, e sono disponibili nei principali centri di calcolo.

**EDIFICIO MULTIPIANO IN C.A.
CON DUE NUCLEI INTERNI DI CONTROVENTO
IN ZONA SISMICA DI II CATEGORIA**

a) Schema strutturale dell'edificio

L'edificio di 18 piani, a pianta rettangolare, rappresentato nelle figg. 1, 2, 3 è caratterizzato dalla presenza di un elemento centrale controventante, costituito da 2 nuclei in calcestruzzo armato collegati tra loro da travi alte. Nella direzione longitudinale le pareti dei nuclei presentano aperture (sezione C-C di fig. 2). Nella direzione trasversale, che risulta essere quella di massima snellezza, le pareti sono piene e sono irrigidite nel piano del telaio dalla presenza, in sommità ed al 10° piano, di travi alte rastremate (sezione A-A di fig. 3) che realizzano, con le colonne, uno schema strutturale simile a quello formato da sartie ed albero di un veliero: mediante queste travi un'inflexione della parete produce azioni assiali nelle colonne, e questo contribuisce sensibilmente alla resistenza al momento ribaltante. Le appendici strutturali in prossimità del giunto trave irrigidente-

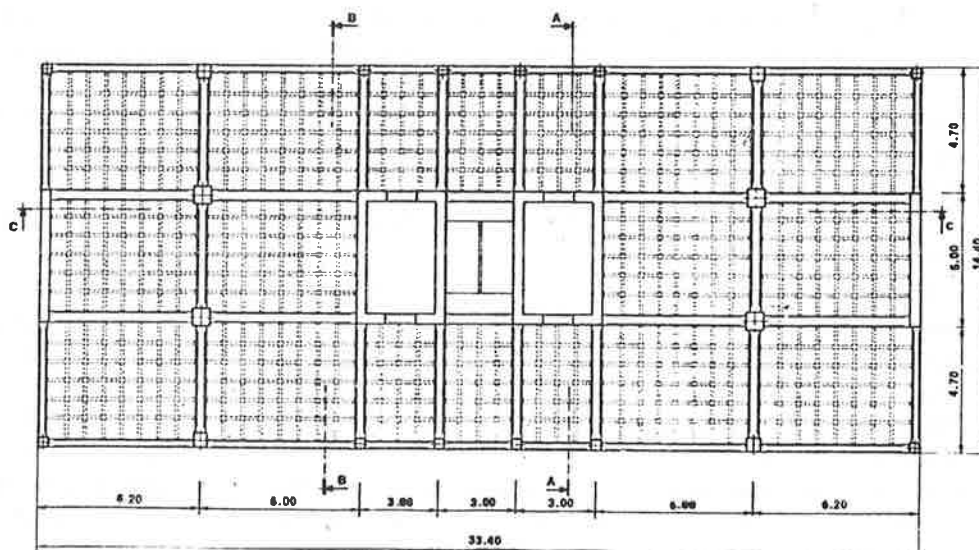


Fig. 1.

colonne, hanno lo scopo di evitare congestioni di armature ed assicurare una adeguata diffusione dei carichi.

Le solette sono nervate in due direzioni, e poichè possono considerarsi rigide nel proprio piano, permettono la ripartizione dei carichi orizzontali fra tutti i telai, ipotesi questa alla base delle successive calcolazioni.

Le pareti poste sui 2 lati periferici alle estremità dell'edificio hanno, infine, il compito di conferire rigidità torsionale alla struttura.

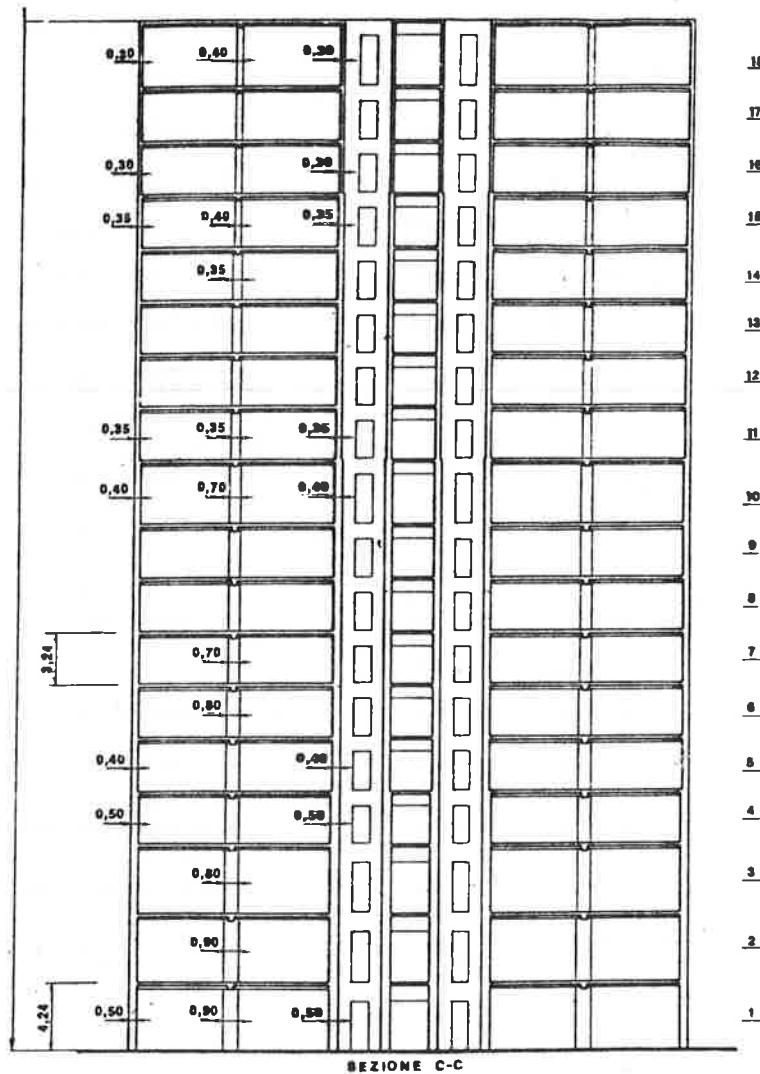


Fig. 2.

b) Analisi dei carichi.

L'analisi strutturale è eseguita in campo elastico con il programma di calcolo ASCE 2. Esso schematizza l'edificio come un sistema tri-dimensionale di telai affiancati connessi da solette indeformabili per azioni assiali nel proprio piano. In tale ipotesi, i telai subiscono il medesimo spostamento orizzontale ad ogni livello, così che le forze orizzontali sono ripartite fra i telai proporzionalmente alle rispettive rigidità come è discusso nel Cap. VII.

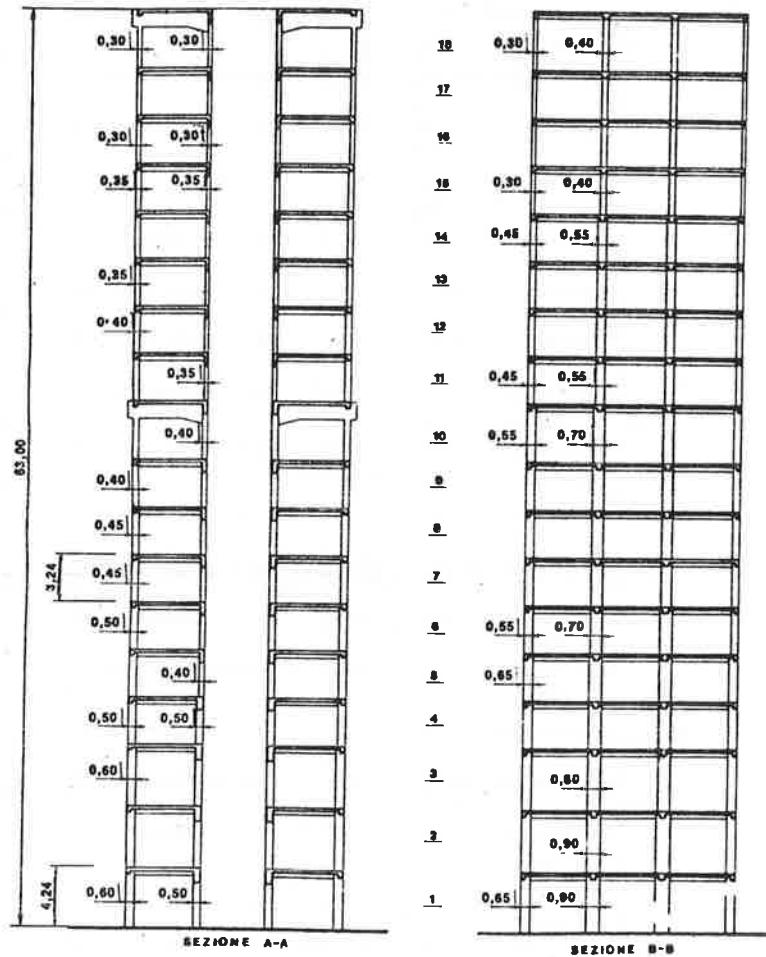


Fig. 3.

Le sollecitazioni sono calcolate mettendo in conto, per ogni elemento, deformazioni assiali, flessionali e taglianti e, per le travi adiacenti a ciascuna parete di taglio, lo spostamento verticale prodotto dalla rotazione della sezione della parete, come cioè è stato illustrato nel cap. VII.

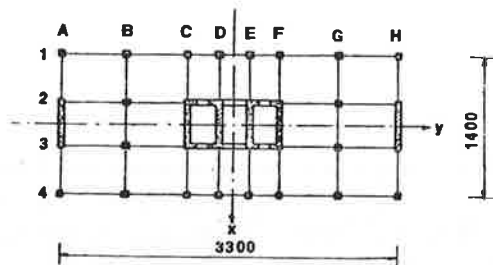


Fig. 4. Definizione dei telai di diverso tipo e delle direzioni delle componenti di accelerazione del sisma di progetto.

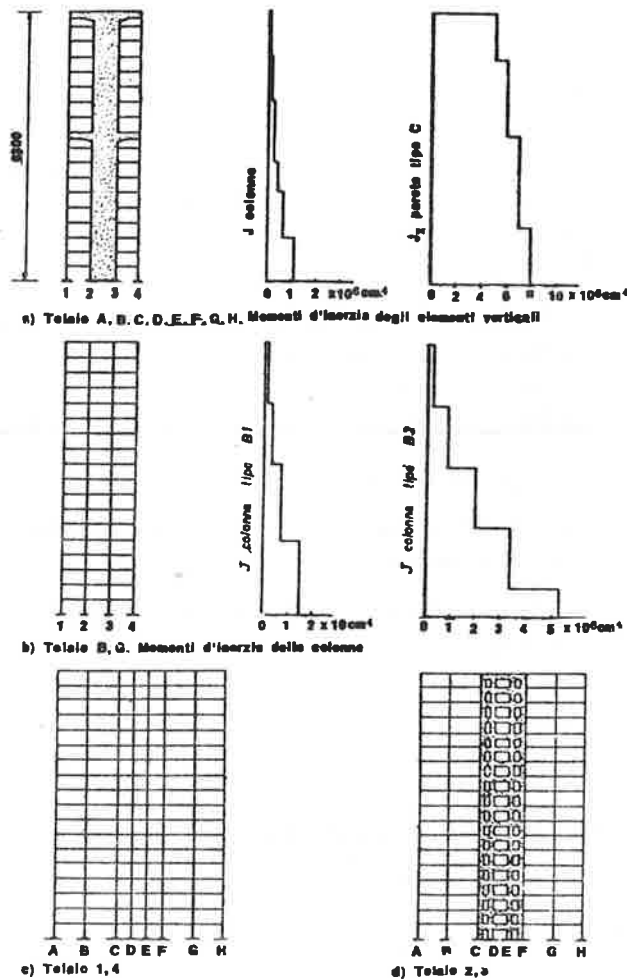


Fig. 5.

Non sono considerati nel calcolo eventuali effetti torsionali, poichè l'edificio, doppiamente simmetrico, ha rapporto fra i lati minore di 2,5 (paragrafo C.6.1.2).

Per quanto riguarda l'analisi sismica, si assume che il moto del terreno possa avvenire non contemporaneamente lungo le direzioni ortogonali X e Y (fig. 4). La risposta a questo moto si traduce in un sistema di accelerazioni a ciascun piano.

Per valutare l'intensità massima delle forze di inerzia e delle conseguenti sollecitazioni nelle membrature, sono consentiti dalle norme due approcci: un'analisi pseudo-statica ed un'analisi dinamica. Quest'ultimo approccio secondo le Norme Italiane, è d'obbligo per $T_0 > 1,4$ sec. Nel nostro caso essendo $T_0 < 1,4$ sec, entrambi gli approcci sono consentiti, e nel seguito verranno appunto presentati entrambi e posti tra loro a confronto.

c) Analisi statica

L'edificio è considerato in zona sismica di II Categoria e destinato a locali d'abitazione od uffici non suscettibili di affollamento.

Allo scopo di determinare l'entità della risultante dei carichi orizzontali si assumono i seguenti parametri:

Coefficiente di riduzione del sovraccarico	= 0,33
Coefficiente di fondazione	= 1
Coefficiente di struttura	= 1
Coefficiente sismico	= 9

Nelle analisi condotte si assumono inoltre i seguenti dati:

Entità del sovraccarico accidentale	= 350 kg/m ²
Modulo elastico del calcestruzzo E _c	= 300 000 kg/cm ²

Per il calcolo del periodo proprio del I modo di vibrare è riportata nella norma la seguente formula di natura empirica

$$T_0 = 0.1 \frac{H}{\sqrt{B}}$$

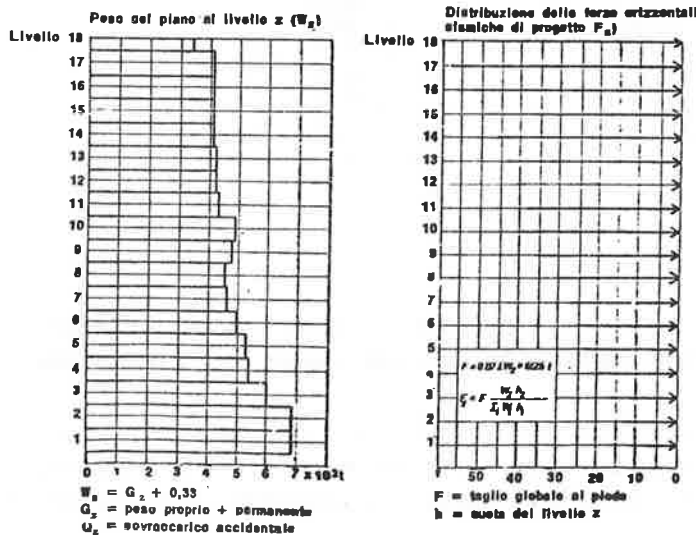


Fig. 6. Analisi statica. Carichi orizzontali.

con H altezza dell'edificio, in metri, e B massima dimensione in pianta nella direzione della componente di accelerazione considerata, pure in metri.

Nel nostro caso, considerando la presenza di pareti nella direzione X , risulta:

$$T_{0x} = 1.24 \text{ sec} \quad T_{0y} = 0.98 \text{ sec};$$

si confrontino questi valori con quelli calcolati dal programma ASCE 2 nella tab. 2.

Tabella 2. *Comparazione dei risultati*

	freccia in sommità (cm)	periodo di vibrazione (sec.)		
		1° modo	2° modo	3° modo
direzione X	7,11	1,385	0,348	0,145
direzione Y	7,03	1,398	0,447	0,231
senza travi irrigidenti direzione X	8,33	1,465	0,361	0,152
senza pareti di taglio direzione X	16,20	2,178	0,816	0,477

La freccia in sommità è stata calcolata assumendo $C(T_0) = 0,07$. L'azione totale di taglio al piede dell'edificio vale:

$$F = CR(T_0) \sum W_i$$

ove $CR(T_0)$ è il valore dello spettro di risposta al terremoto, che per la zona di II categoria è rappresentato in fig. 13. Essendo $T_0 > 0,8$ sec, i valori di CR sono, rispettivamente per le 2 direzioni:

$$CR(1.24) = 0.052$$

$$CR(0.98) = 0.061$$

Un valore corretto del periodo del primo modo di vibrare, si ottiene con il programma ASCE 2; nel nostro caso al valore segnalato in tab. 2 corrisponde nella direzione X il valore

$$CR(1.385) = 0.049$$

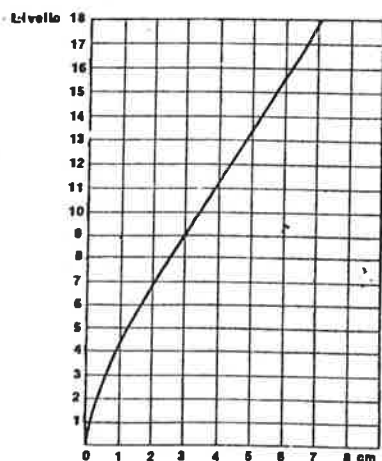


Fig. 7. *Analisi statica. Deformata nella direzione X.*

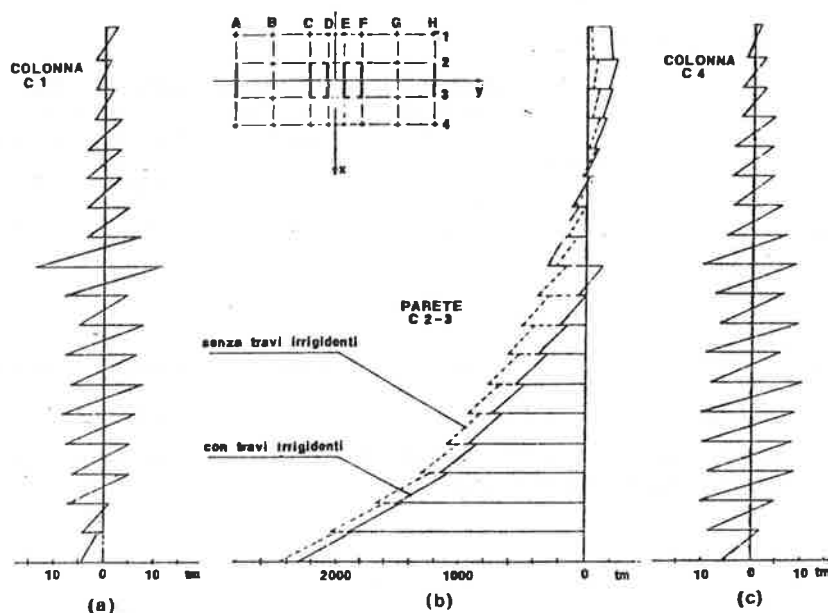


Fig. 8. *Analisi statica. Momenti flettenti su colonne e parete del telaio C, dovuti ai carichi verticali (peso proprio + permanente + accidentale) ed al sisma in direzione X.*

Qualora non si effettui il calcolo del periodo proprio, la normativa impone per $CR (T_0)$ il valore 0,07 per zone di II categoria. Assumendo come riferimento quest'ultimo valore si ottiene la distribuzione delle azioni orizzontali riportate in fig. 6; ad essa corrisponde la deformata in fig. 7 ed il diagramma delle azioni interne di fig. 8, 9, 10, 11 e 12. Tali diagrammi si prestano ad alcuni commenti, che, come vedremo in altri esempi, sono tipici nel comportamento di edifici sensibili all'effetto delle forze orizzontali, come lo sono gli edifici alti. Questi commenti sono indipendenti dal valore $CR (T_0)$ assunto.

Si osservi innanzitutto il diagramma del momento flettente nella parete di taglio del telaio C, fig. 8. A sè stante, essa avrebbe un comportamento tipo mensola incastrata al suolo. L'interazione con il telaio in cui è inserita produce uno scostamento da tale comportamento. In particolare, mentre nei 10 piani inferiori la parete ha un comportamento prevalente tipo mensola, nei piani superiori essa è soggetta ad un momento flettente di segno opposto di quello che avrebbe come mensola.

La presenza di travi irrigidenti accentua questo effetto, limitando così ulteriormente sia la freccia in sommità (cfr. tab. 2), sia il momento flettente alla base della parete. Infatti una quota parte del momento ribaltante è equilibrata dalla variazione degli sforzi assiali delle colonne. Le ulteriori discontinuità, piano per piano, nel diagramma del momento flettente della parete, sono dovute ai momenti concentrati esercitati dalle travi.

Le colonne manifestano un tipico comportamento a telaio con punto di nullo del momento posto circa a metà altezza di piano, il che denota uguale rotazione dei nodi, tranne nei piani bassi, ove il punto di nullo si sposta verso l'alto, e

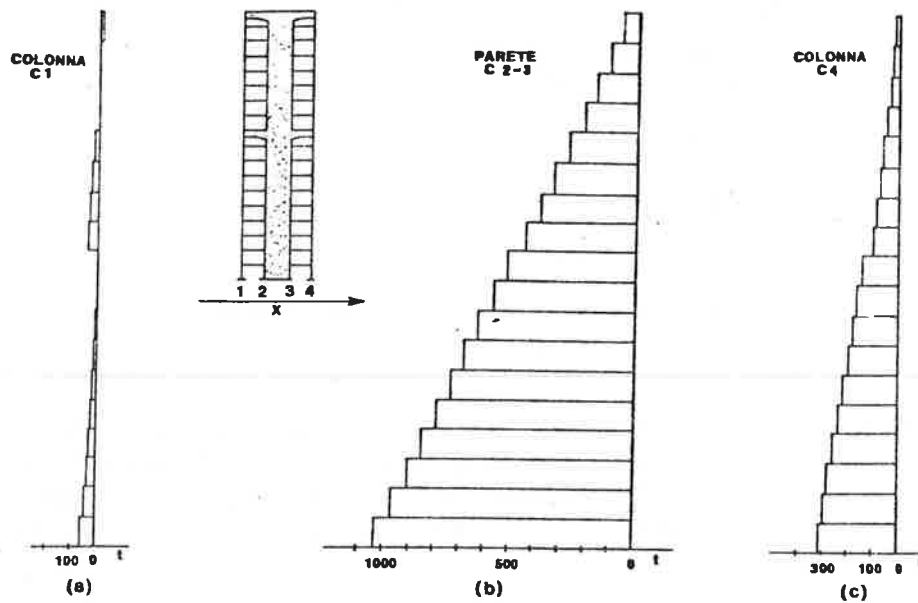


Fig. 9. Analisi statica. Azioni assiali su colonne e parete del telaio C, dovute ai carichi verticali (peso proprio + permanente + accidentale) ed al sisma in direzione X.

tanto più, quanto più bassa è la rigidità delle travi rispetto a quella delle colonne.

La principale discontinuità del diagramma al 10° piano è da attribuirsi alla variazione lungo l'altezza dell'edificio della sezione delle colonne e alla presenza delle travi irrigidenti.

Per quanto riguarda l'azione assiale (fig. 9), permanendo i carichi verticali, una colonna si scarica od entra in leggera trazione, mentre l'altra è soggetta a picchi di compressione. Con tale effetto le colonne equilibrano circa il 40% del momento ribaltante che compete al telaio. La parete, elemento con maggiore rigidità assiale, equilibra la maggior parte dei carichi verticali, tuttavia è sollecitata da sforzi di compressione minori di quelli delle colonne.

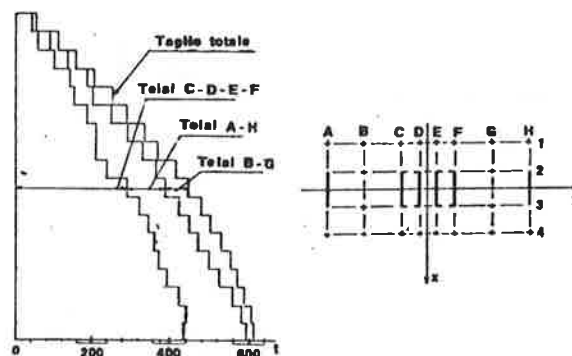


Fig. 10. Analisi statica. Ripartizione del taglio totale in direzione X.

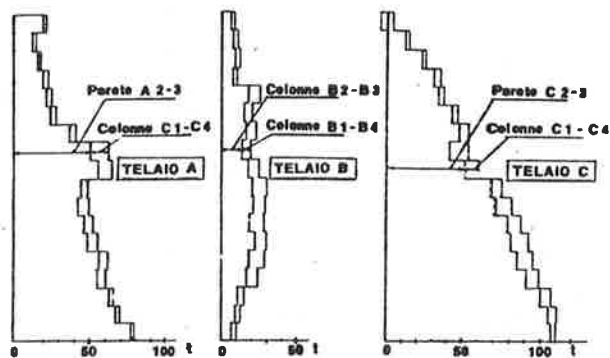


Fig. 11. *Analisi statica. Azioni di taglio su ciascun telaio dovute a sisma in direzione X.*

Nella fig. 11 è riportato il taglio globale a ciascun piano e la porzione di esso che si scarica sulle pareti e sulle colonne: da questa figura è evidente l'efficacia delle pareti di controvento nella resistenza alle forze orizzontali. In particolare si osservi che l'entità delle azioni di taglio sulle colonne va diminuendo nei piani bassi.

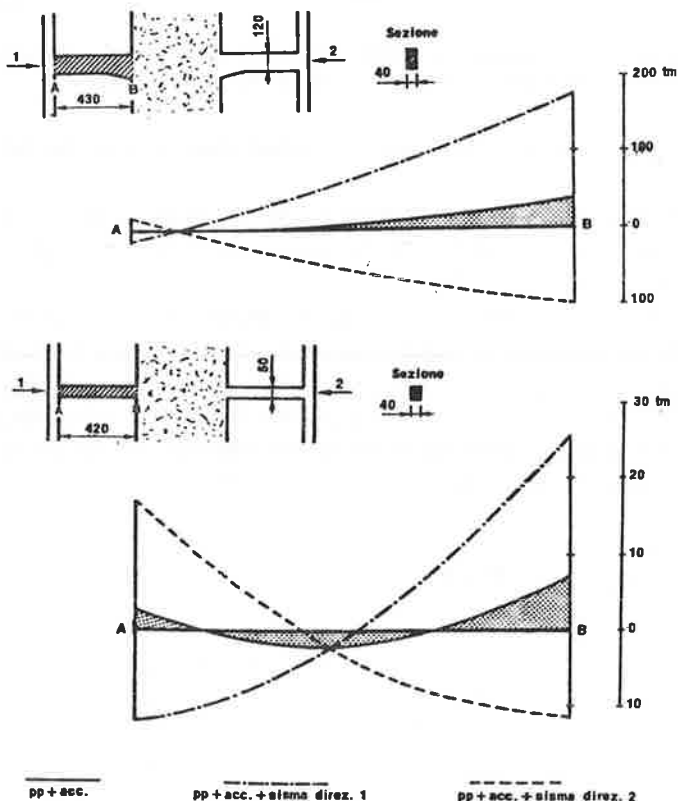


Fig. 12. *Analisi statica. Involuppo dei momenti flettenti sulla trave irrigidente (livello 10) e sulla trave al livello 5. Eccitazione nella direzione X, senso positivo e negativo rispettivamente.*

d) Analisi dinamica

Per una eccitazione nella direzione X si presentano i risultati di una analisi dinamica, considerando il contributo dei primi 3 modi di vibrare. Nel calcolo si assume lo spettro di risposta in termini di accelerazioni suggerito dalle Norme Italiane per zone sismiche di II Categoria (fig. 13).

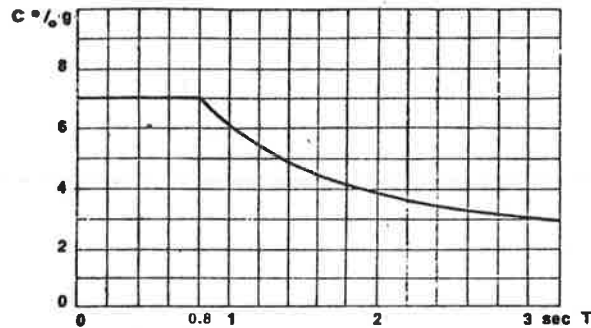


Fig. 13. Forma dello spettro di risposta al terremoto in termini di accelerazione per zone di II Categoria (D.M. 3 marzo 1975).

Nell'analisi dinamica al 1° modo viene associato un valore di $C(T_0)$ pari a 0,049 cui corrisponde la distribuzione di forze d'inerzia massime di fig. 15, dove sono anche tracciati, per la parete del taglio C , i diagrammi del momen-

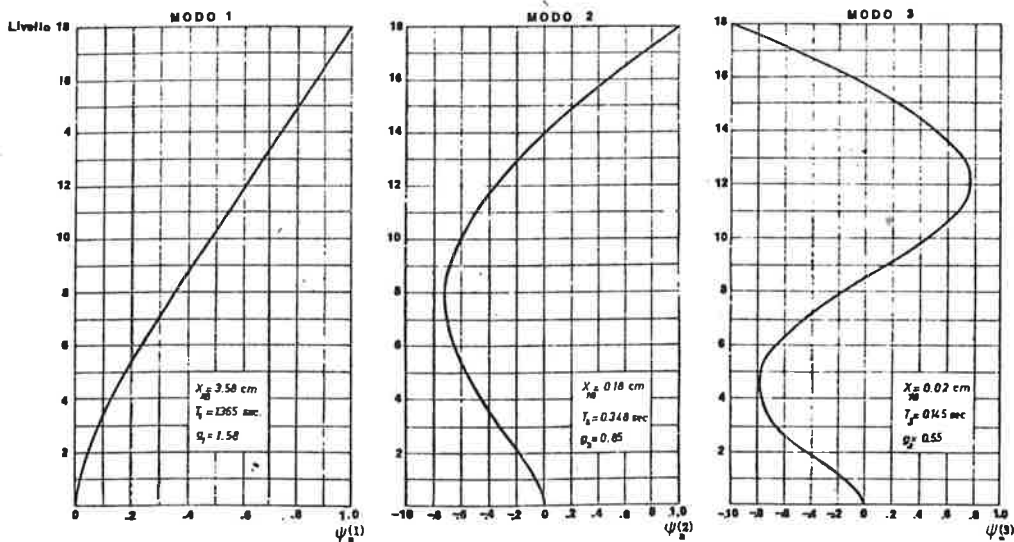


Fig. 14. Analisi dinamica. Forme dei primi 3 modi principali di vibrare nella direzione X normalizzati ad uno in sommità.

X_{10} = spostamento massimo in sommità;
 T_i = periodo proprio;
 g_i = fattore di partecipazione.

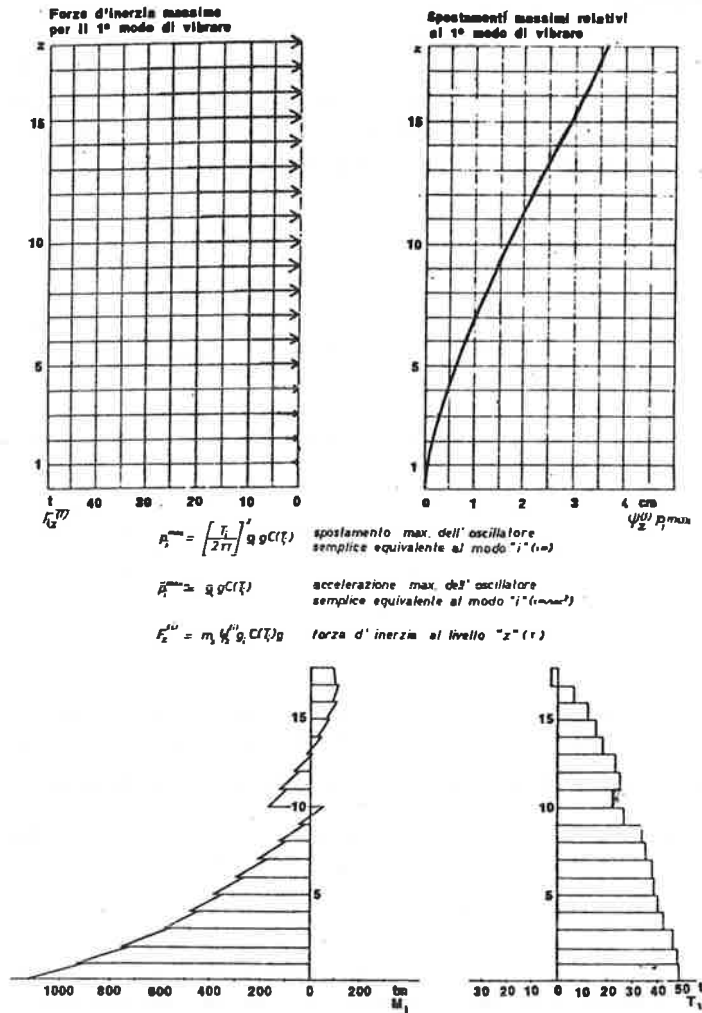


Fig. 15. Analisi dinamica. Contributi dovuti al 1° modo di vibrare. Diagrammi del momento e del taglio sulla parete del telaio C.

to e del taglio che competono appunto al solo primo modo. Si osservi la esigua differenza fra i diagrammi ottenuti combinando i primi tre modi mediante le formule

$$M = \sqrt{M_1^2 + M_2^2 + M_3^2} \quad \text{e} \quad T = \sqrt{T_1^2 + T_2^2 + T_3^2}$$

tracciati in fig. 18 e 19 a linea tratteggiata, e i diagrammi di fig. 15 che tengono conto solo del 1° modo. Quindi i contributi dei modi superiori al 1°, illustrati in fig. 16 e 17, sono minimi; solo ai piani alti il loro effetto risultante è confrontabile con quello del 1° modo.

Si assuma ora nell'analisi statica, $CR=0,049$ che corrisponde al calcolo corretto di T_0 . Orbene, il diagramma di momento e taglio che si ottiene (linea

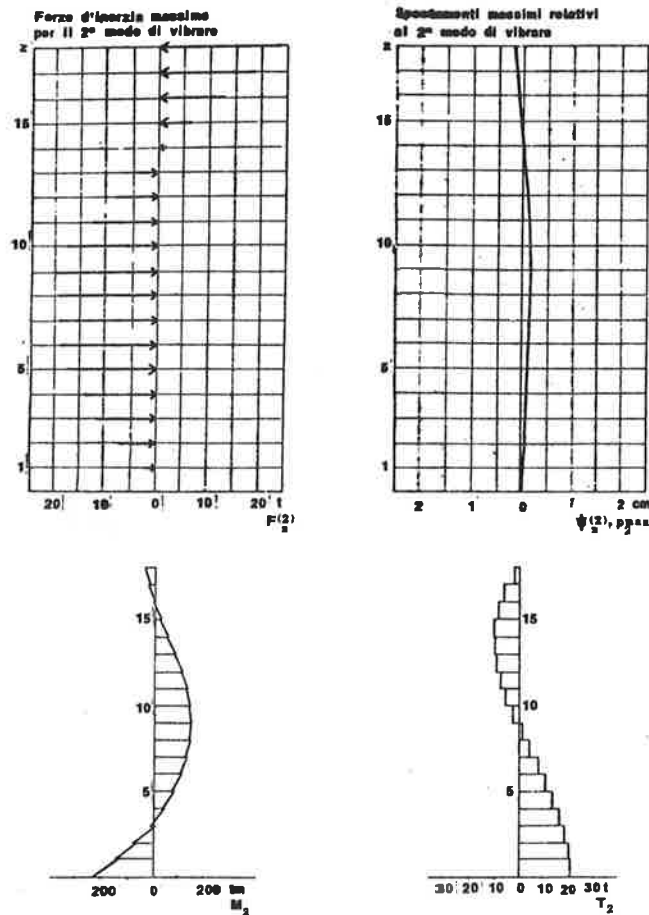


Fig. 16. Analisi dinamica. Contributi dovuti al II modo di vibrare. Diagrammi del momento e del taglio sulla parete del telaio C.

continua di fig. 18 e 19) presenta valori ancora 1,4 volte maggiori di quelli dell'analisi dinamica. Ciò significa, essendo il primo modo come detto prevalente, che anche la distribuzione delle forze lungo l'altezza consigliata dalle norme nell'analisi statica

$$F_i = CR(T_0) \sum W_i \frac{W_i h_i}{\sum_j W_j h_j}$$

(fig. 6, con moduli ridotti del 30% quando si assume $CR(T_0) = 0,049$ anziché 0,07) contiene un margine di sicurezza rispetto a quella calcolata in campo dinamico (fig. 15).

Il considerare come diagramma di carico la somma aritmetica delle distribuzioni delle forze di fig. 15, 16 e 17, che corrispondono ai primi 3 modi, non è un'operazione corretta, poichè esse singolarmente raggiungono il loro valore

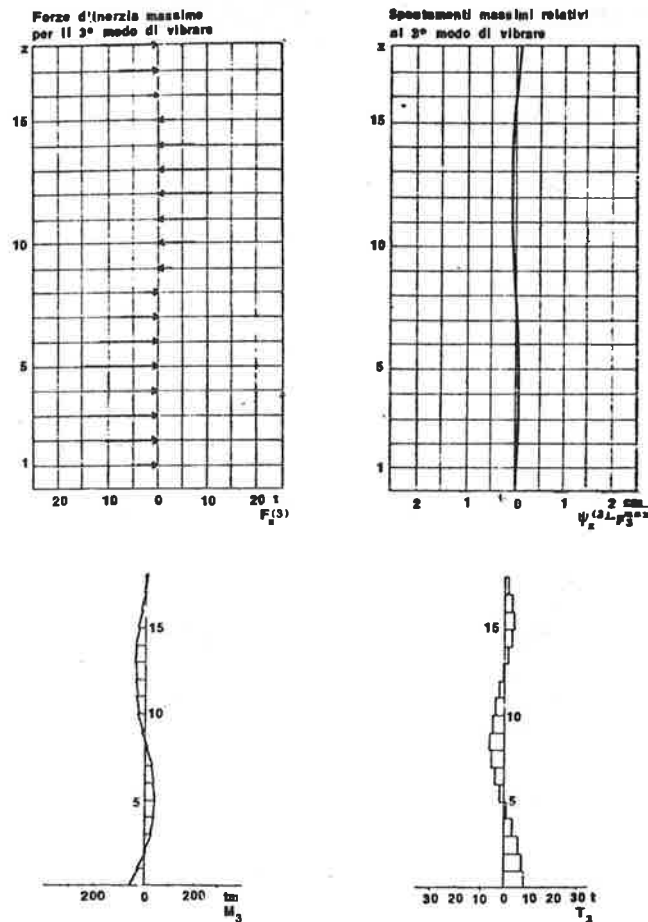


Fig. 17. Analisi dinamica. Contributi dovuti al III modo di vibrare. Diagrammi del momento e del taglio sulla parete del telaio C.

massimo in istanti differenti. La regola di combinazione riportata dalle norme, radice quadrata della somma dei quadrati dei contributi dei vari modi, ha origine statistica, e va applicata separatamente per i singoli effetti — momenti, tagli o spostamenti — considerati.

Infine l'analisi statica effettuata trascurando il calcolo di T_0 e assumendo $CR(T_0) = 0,07$, conduce a valori del momento flettente e del taglio per la parete del telaio C circa doppi di quelli ottenuti nell'analisi dinamica.

Sono perciò evidente i vantaggi che si hanno adottando l'approccio dinamico (quanto meno sino al calcolo corretto di T_0), il cui impegno computazionale, adottando per esempio codici tipo ASCE 2 o TABS, risulta assai modesto sul piano economico, (il run di ASCE 2 dell'edificio descritto, ha richiesto 26 sec. di CPU con UNIVAC 1108).

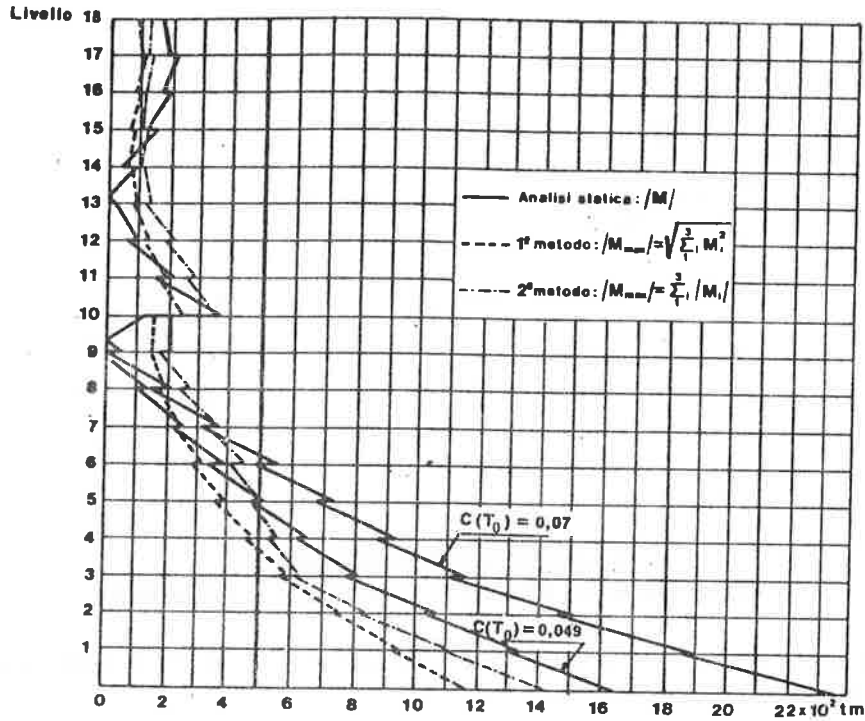


Fig. 18. Confronto fra il diagramma del momento flettente massimo della parete del telaio C, ottenuto combinando i primi 3 modi di vibrare, ed i risultati dell'analisi statica. Le sollecitazioni ottenute con l'analisi statica sono sempre maggiori di quelle ottenute con l'analisi dinamica. Il contributo dei modi di vibrare superiori al I si nota solo sui piani alti.

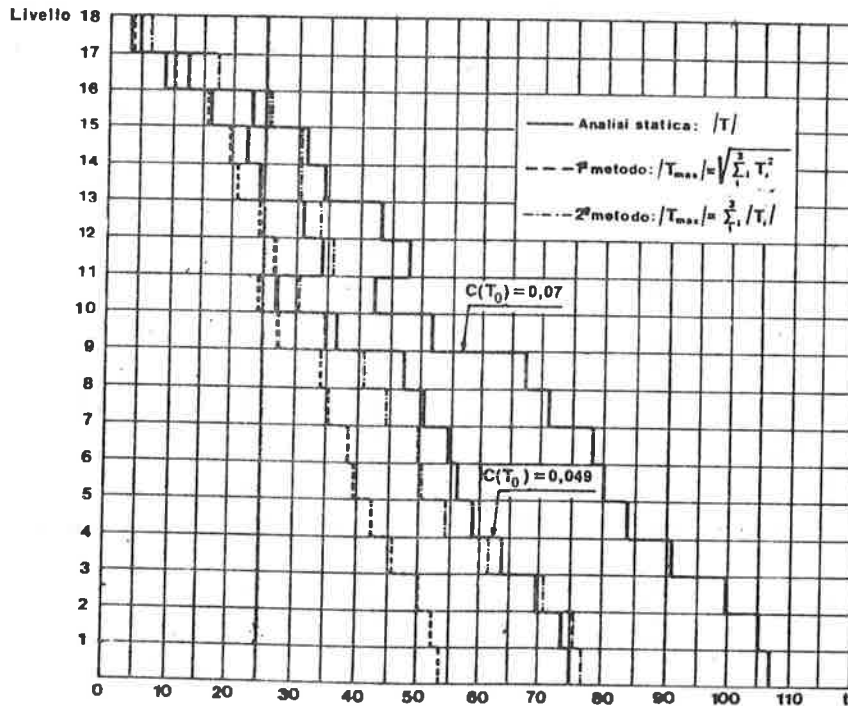


Fig. 19. Confronto fra il diagramma del taglio massimo sulla parete del telaio C, ottenuto combinando i primi 3 modi di vibrare, ed il taglio ottenuto con l'analisi statica. Le sollecitazioni ottenute con l'analisi statica sono sempre maggiori, nell'analisi dinamica il contributo dei modi di vibrare superiori al I si nota solo sui piani alti.

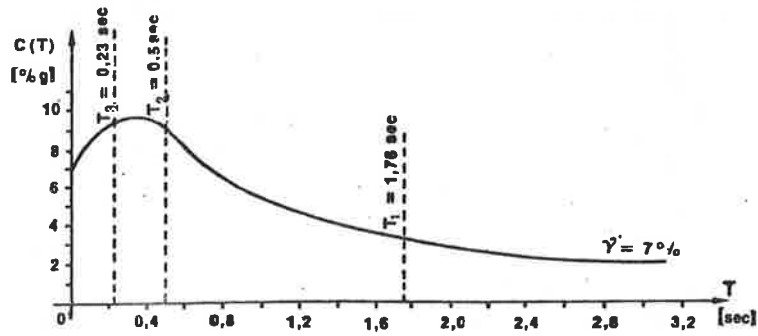


Fig. 20.

**EDIFICIO MULTIPIANO IN C.A.
CON UN NUCLEO DI CONTROVENTO CENTRALE**

L'edificio (figg. 21 e 22) in zona sismica di II Categoria è destinato ad uso uffici non aperti al pubblico.

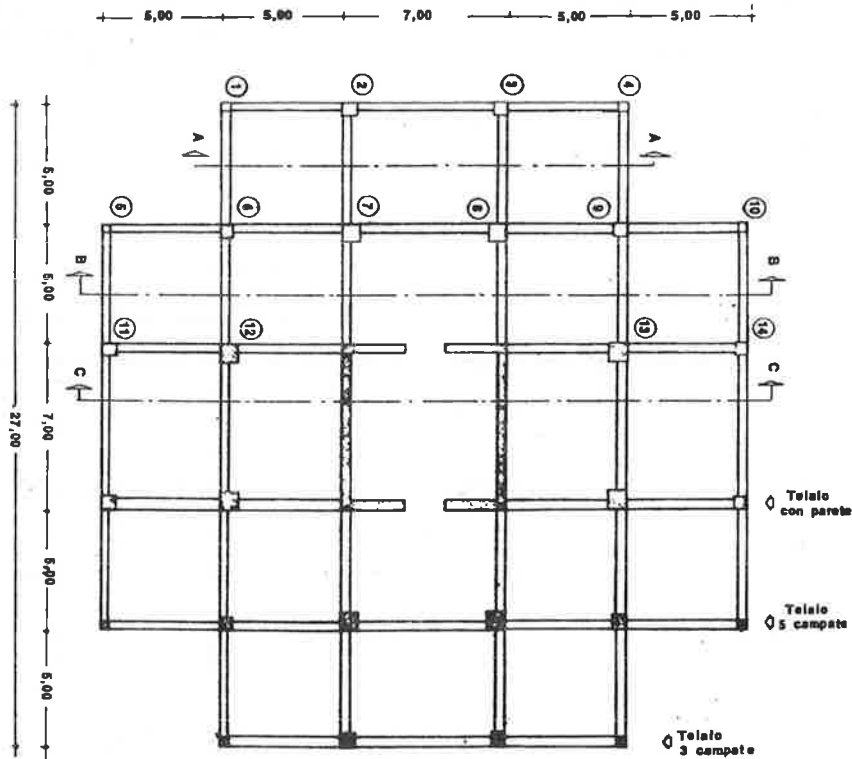


Fig. 21. Pianta dell'edificio.

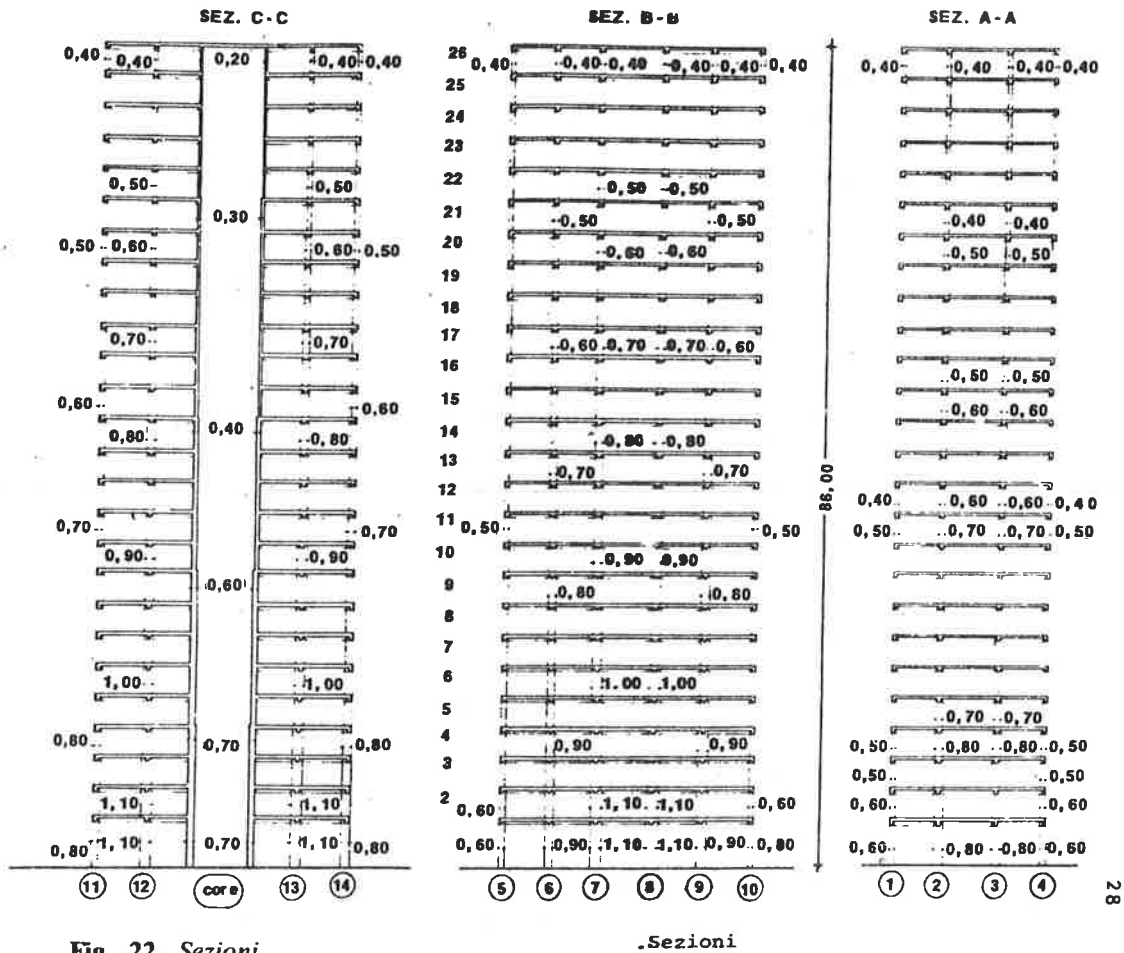


Fig. 22. Sezioni

Nel calcolo si assumono i seguenti parametri:

carico accidentale	200 kg/m ²
coefficiente di riduzione del sovraccarico	= 0,50
coefficiente di fondazione	= 1
coefficiente di struttura	= 1
coefficiente sismico	S = 9

Applicando le Norme citate risulta:

$$CR(T_0) = 7\%$$

Nell'analisi dinamica lo «spettro di risposta» prescritto è quello relativo al terremoto del 1940 registrato a El Centro (California) con un'accelerazione alla base di 0,07 e con smorzamento pari al 7% dello smorzamento critico (fig. 20).

La prescrizione intende riconoscere che la configurazione geologica locale è simile a quella di El Centro, California, un deposito alluvionale sovraconsolida-

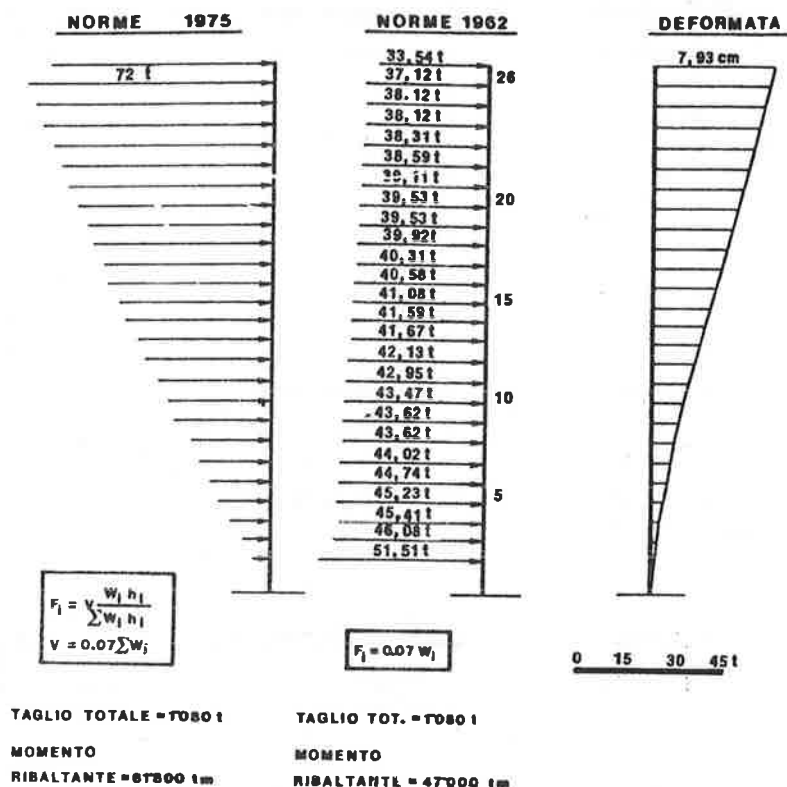


Fig. 23.

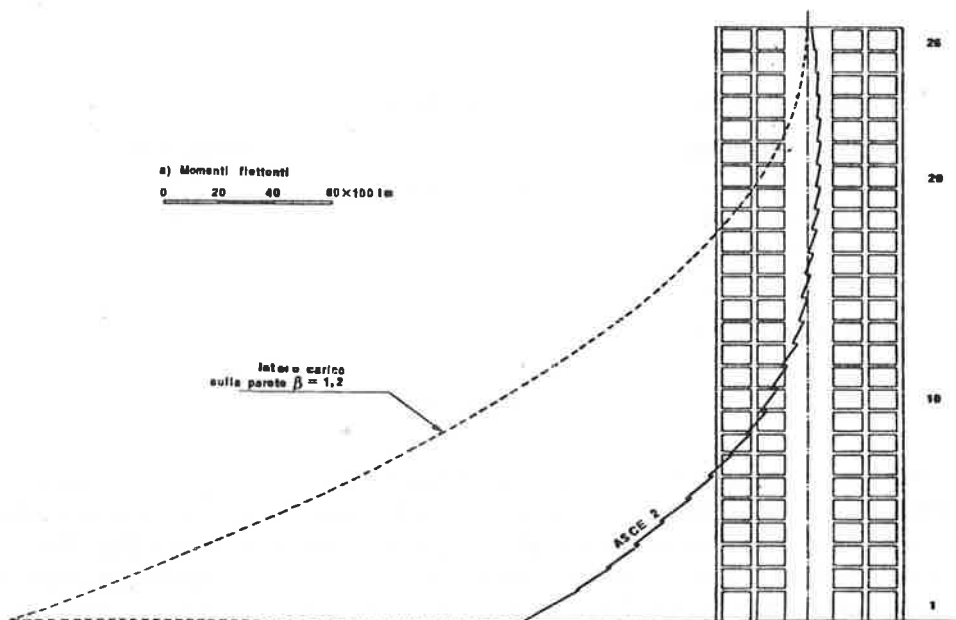


Fig. 24a. Analisi statica: momento flettente e taglio sulla parete per effetto dei carichi sismici. I diagrammi a tratto continuo sono calcolati rispettando la congruenza delle deformazioni fra parete e telaio (ASCE 2). I diagrammi tratteggiati si ottengono affidando l'intero carico laterale alla parete, come è consentito dalla normativa, pur di aumentare i carichi del fattore 1.2.

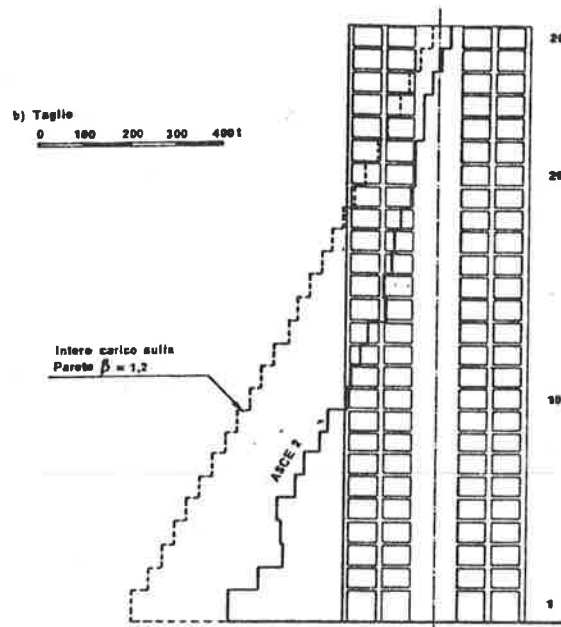


Fig. 24b.

to, molto profondo, con epicentri situati a poche decine di chilometri di distanza. Per strutture con periodi propri compresi tra 0,1 e 0,6 sec le azioni sismiche trasmesse da una tale configurazione geologica possono essere particolarmente gravose, e più severe di quelle deducibili secondo lo spettro di risposta citato dalla Norma Italiana.

Tabella 4.

	<i>Analisi dinamica</i>				<i>Analisi statica</i>
	<i>I modo</i>	<i>II modo</i>	<i>III modo</i>	<i>Tot. (*)</i>	
Periodo proprio, sec	1,76	0,50	0,23	—	—
Spostamento max, cm	4,30	0,40	0,06	4,32	7,9
Taglio base parete, t	148	100	45	184	447
Momento base parete, tm	4237	1673	494	4600	10 200

(*) Radice quadrata della somma dei quadrati dei contributi dei primi 3 modi di vibrare.

Si noti tuttavia (tab. 4) che anche utilizzando tale spettro, le azioni sismiche calcolate secondo l'analisi dinamica sono inferiori a quelle valutate secondo l'approccio statico, in armonia con quanto era già stato osservato nell'esempio precedente. Per completare il confronto, si noti anche che l'analisi statica condotta con le norme italiane in vigore oggi è più severa di quella secondo le norme 1962. Nella fig. 23 infatti, ove sono poste a confronto le distribuzioni delle azioni in og-

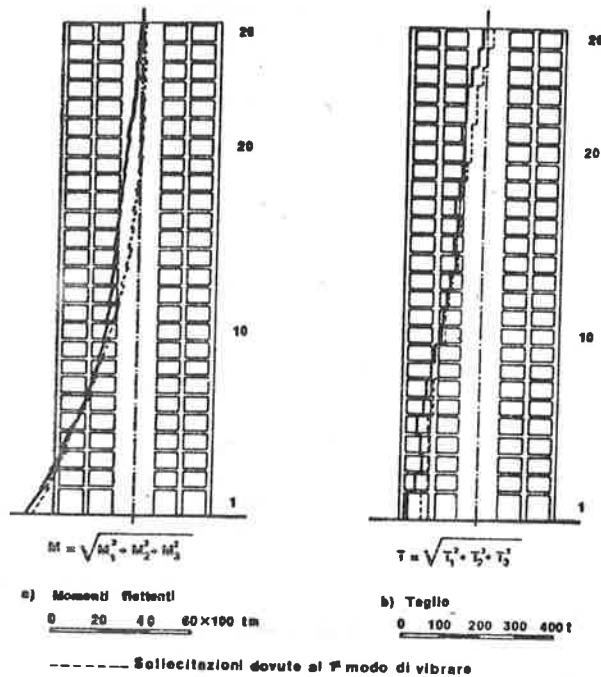


Fig. 25. Analisi dinamica: involucro del momento flettente e del taglio sulla parete ottenuto combinando il contributo dei primi 3 modi di vibrare.

getto, si vede che il taglio totale alla base è uguale, ma la distribuzione delle azioni prescritta dal Decreto Ministeriale 3/3/75, che intende approssimare la deformata dinamica, produce un momento ribaltante più severo.

Nel seguito, nel riportare i diagrammi delle azioni interne, faremo riferimento alle azioni sismiche prescritte dalle norme 1962, unicamente perchè la loro uniformità consente una maggior chiarezza nell'esposizione dei risultati. Si trascureranno anche eventuali effetti torsionali. Le figure 23, 24, 25, 26 riassumono i principali aspetti del calcolo.

Dai risultati dell'Analisi Statica appare che il momento ribaltante totale (47 000 tm) è equilibrato per il:

- 43% dalle pareti;
- 35% dai pilastri dei telai con parete, prevalentemente come variazione di azione assiale;
- 17% dai telai a 5 campate;
- 5% dai telai a 3 campate.

Il taglio totale, 1080 t al piede dell'edificio, è equilibrato per:

- 82% dalle pareti;
- 7% dalle colonne dei telai con parete;
- 9% dai telai a 5 campate;
- 2% dai telai a 3 campate.

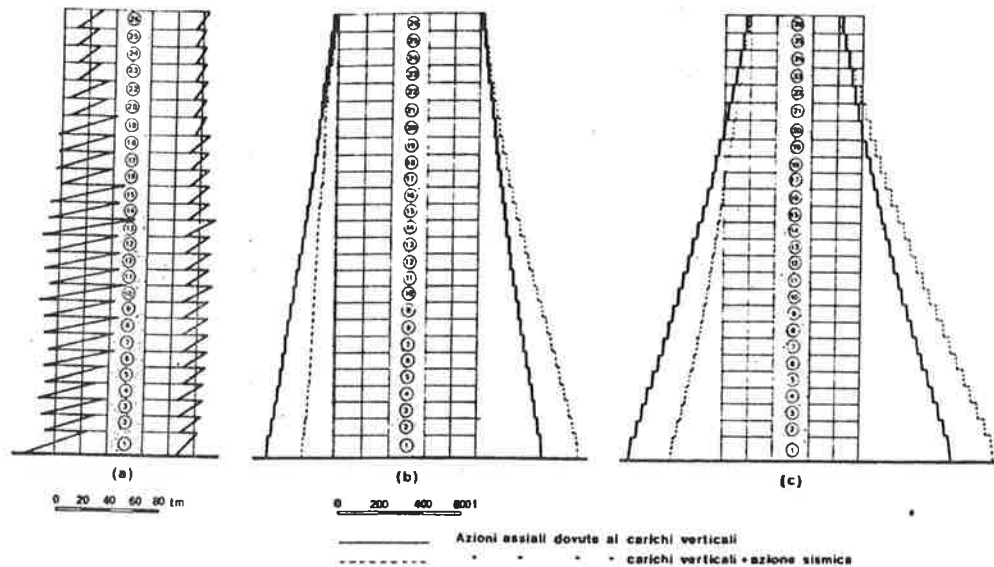


Fig. 26. Analisi statica: Sollecitazioni sulle colonne a) *Momenti flettenti dovuti a carico verticale ed azione sismica.* b) e c). *Variatione dell'azione assiale per effetto dei carichi laterali.*

Applicando la diminuzione di $CR (T_0)$ dal valore 0,07 al valore spettrale 0,055, e considerando la diversa distribuzione delle forze lungo l'altezza dell'edificio, risulta:

Taglio totale 850 t; Momento 48 600 tm

Anche in questo secondo esempio si è rilevato un fattore circa uguale a 2 fra analisi statica ed analisi dinamica. Si conferma quindi che il calcolo condotto secondo i criteri dell'analisi dinamica, o quanto meno il calcolo rigoroso del primo periodo proprio consente una notevole economia ai fini progettuali.

Nonostante l'assunzione nell'analisi dinamica dello spettro di risposta del terremoto di El Centro 1940 che, a differenza di quello suggerito dalle norme, amplifica la risposta dei modi di vibrare che hanno periodo proprio compreso fra 0,1 e 0,6 sec, il contributo alla sollecitazione totale dei modi superiori al 1° è in generale modesto, come si può osservare in fig. 25.

EDIFICIO MULTIPIANO IN ACCIAIO

Nel progetto si considerano quali carichi orizzontali le risultanti delle pressioni dovute al vento, caratteristiche della Zona I — entroterra della regione A a quote minori di 500 m — e precisamente:

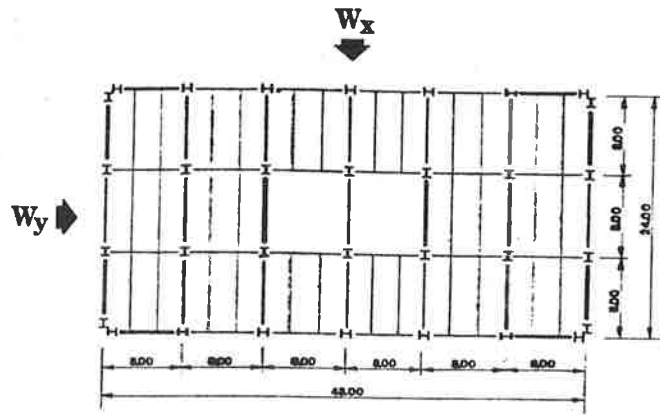


Fig. 27. Pianta dell'edificio.

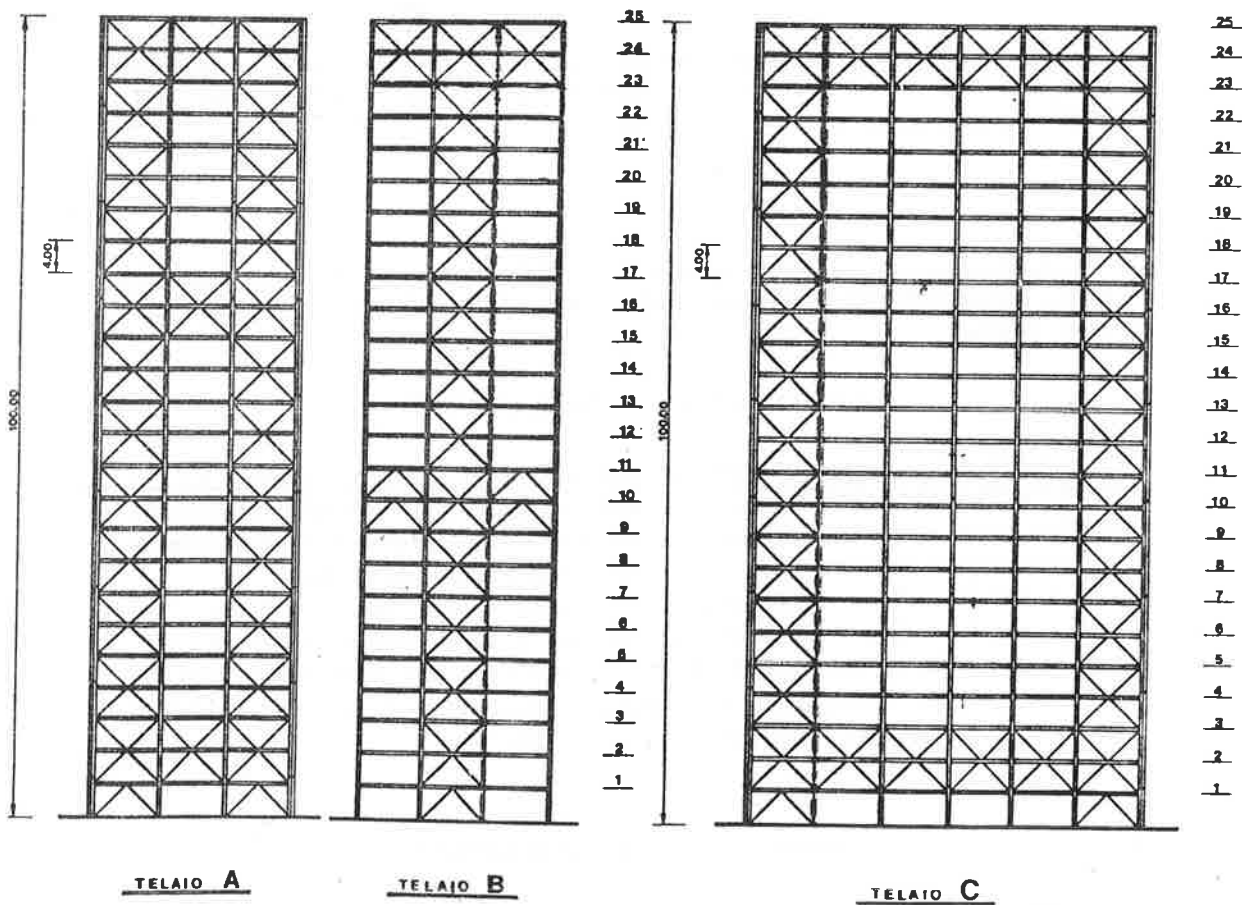


Fig. 28. Sezioni.

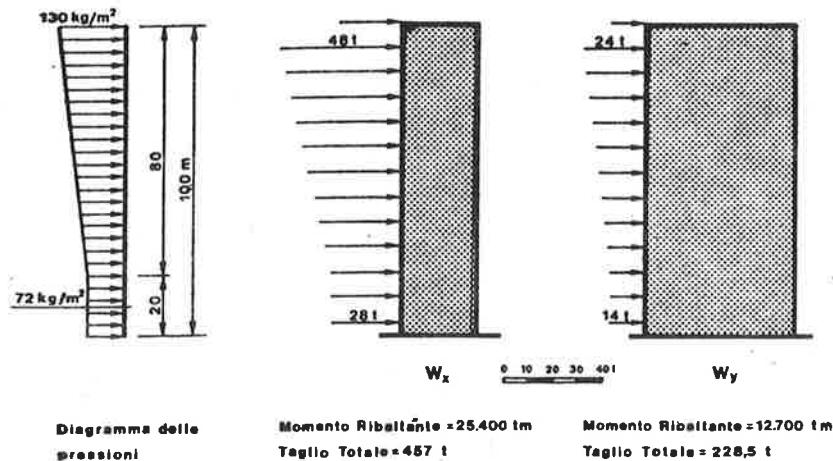


Fig. 29.

Coefficiente di snellezza ($H/B = 4,1$)
 Coefficiente di esposizione e di forma
 per costruzioni stagne ($c = 0,8 + 0,4$)
 Pressione cinetica esercitata dal vento

$k = 1$
 $c = 1,2$
 $q_{20} = 60 \text{ kg/m}^2$

Lungo l'altezza il diagramma delle pressioni dovute al vento è così definito:

$$\begin{aligned}
 h < 20 \text{ m} & \quad p = 72 \text{ kg/m}^2 \\
 20 < h < 100 \text{ m} & \quad p = 72 + \frac{h - 20}{100} \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Nel calcolo si considerano trascurabili eventuali effetti torsionali, sia per la simmetria dell'edificio, sia per l'efficiente disposizione dei controventi nell'offrire rigidità torsionale. Peraltro il codice TABS, a differenza di ASCE 2, è in grado di rappresentare anche moti di tipo torsionale.

Il periodo proprio di vibrazione del I modo può essere stimato con la seguente formula:

$$T_0 = 0.1 \frac{H}{\sqrt{B}} = 2 \text{ sec}$$

Per questo valore, considerate le proprietà smorzanti di strutture in acciaio, gli effetti delle forze di inerzia possono amplificare gli sforzi calcolati mediante un'analisi statica di un fattore pari a circa a 1,4.

Per quanto riguarda la tipologia, le membrature sono realizzate assemblando elementi di serie, le giunzioni sono bullonate, e gli orizzontamenti di piano sono costituiti da solette in lamiera grecata e c.a. di ricoprimento.

Il comportamento strutturale è analizzato da 2 punti di vista, che fanno capo a differenti codici di calcolo automatico:

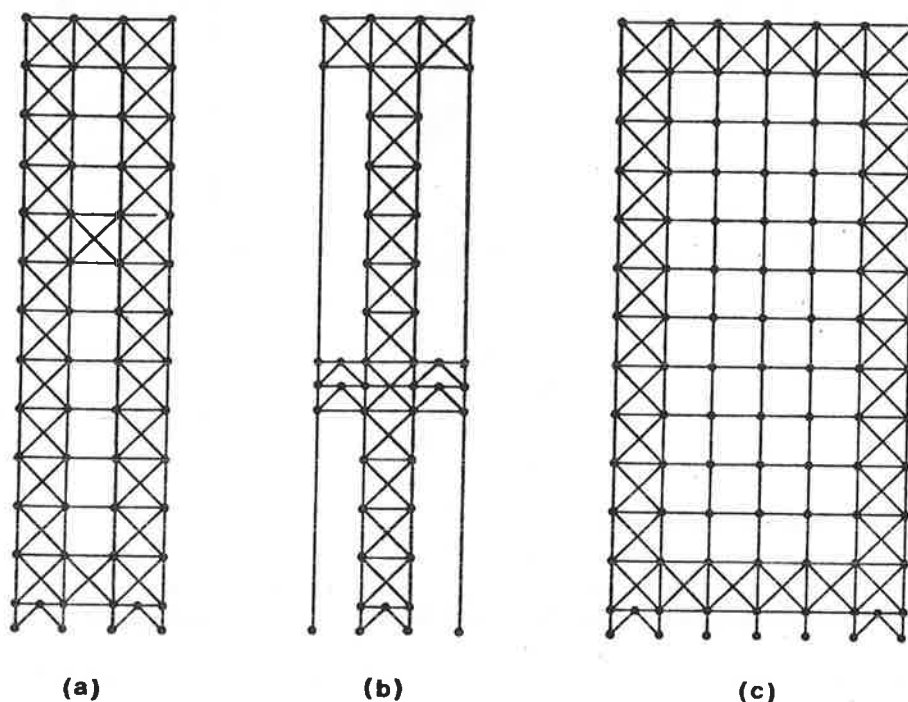


Fig. 30. Modello Stress di ciascuno dei tre telai. Nell'esempio si suppone che le dimensioni del calcolatore a disposizione non consentano di imporre la congruenza tra le deformate dei tre telai.

— **Approccio STRESS** (Structural Engineering System Solver): il carico orizzontale totale è ripartito arbitrariamente attribuendo un sesto di W_x a ciascuno dei due telai tipo *b*) (fig. 30), un terzo di W_x a ciascuno dei due telai tipo *a*), e metà di W_x a ciascuno dei due telai tipo *c*). Successivamente ogni telaio è studiato isolatamente, considerando le aste vincolate a cerniera.

— **Approccio TABS** (Three Dimensional Analysis of Building Systems): ha lo scopo di evidenziare il comportamento spaziale della struttura, (fig. 33), considerando tutti i telai connessi da solette rigide nel proprio piano. Il carico orizzontale totale è ripartito ad ogni livello fra i telai proporzionalmente alla rispettiva rigidezza. La presenza di aste inclinate è simulata da pannelli di rigidezza equivalente ed i nodi sono considerati rigidi. Le travi sono considerate incastrate tra loro.

Come indice di attendibilità dell'approccio STRESS si confrontino le fig. 31 e 32. Si osservi che gli spostamenti in sommità della soluzione presa in considerazione nel progetto risultano differenti (21 cm e 16 cm rispettivamente per il telaio tipo *b* e tipo *a* per l'eccitazione nella direzione *X*), indice questo che la distribuzione di W_x arbitrariamente scelta in origine è discutibile. La fig. 33b) fornisce la misura di quanto questa assunzione sia distante dalla ripartizione più attendibile delle forze, ottenuta all'interno dell'algoritmo TABS. Lo spostamento laterale, 12 cm, è in questo caso legato all'ipotesi di aste incastrate tra loro.

Si noti che il taglio globale al piede delle pareti di controvento è poco diver-

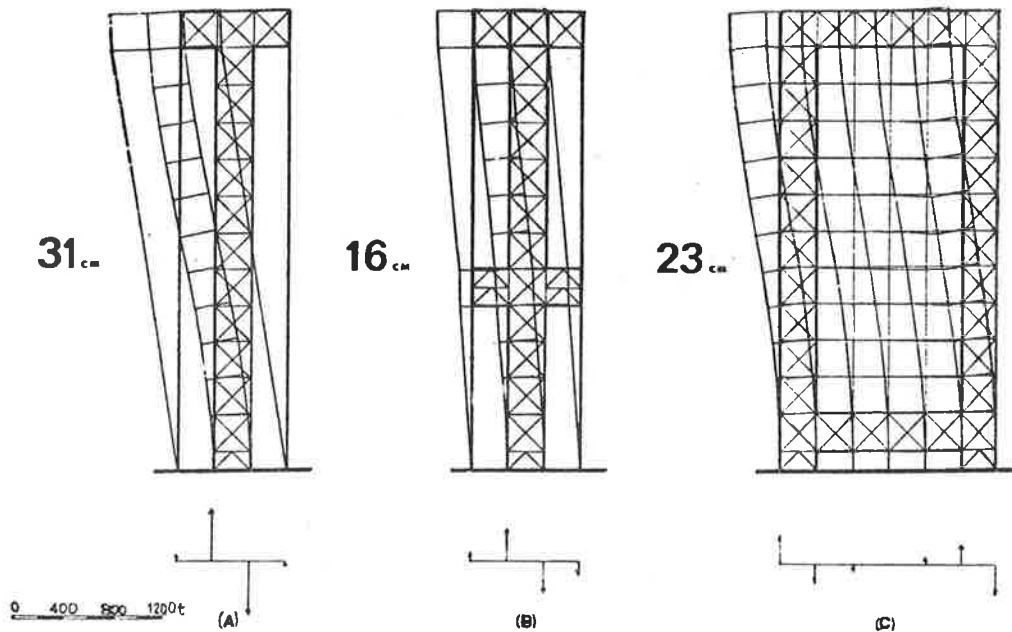


Fig. 31. Approccio STRESS, telaio tipo b. Comportamento dei telai sotto forze orizzontali. In (B) è evidenziata l'efficienza della trave irrigidente, in (C) la deformata del telaio in direzione trasversale risente della deformabilità a taglio. Nel seguito tra la soluzione (A) e quella (B) è stata scelta la soluzione (B).

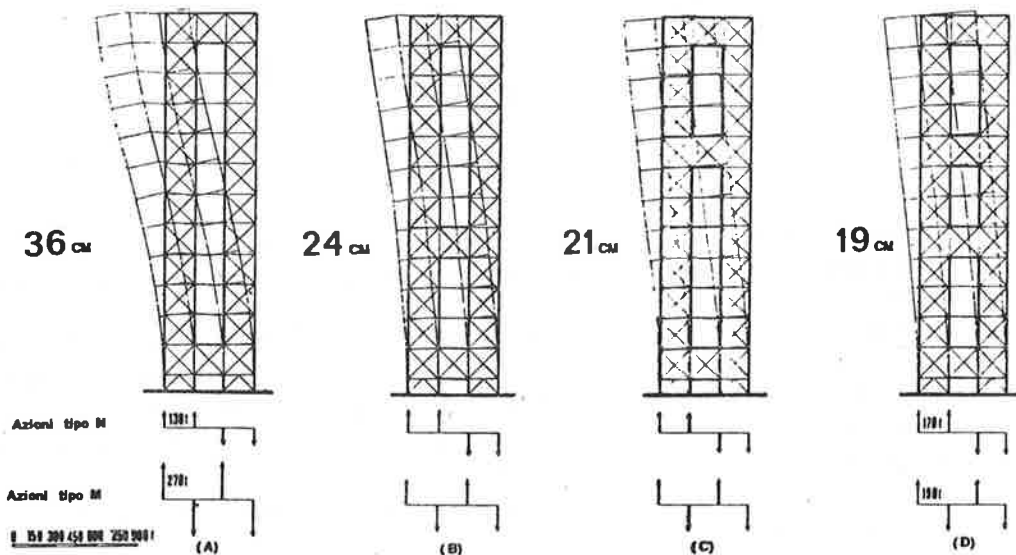


Fig. 32. Approccio STRESS, telaio tipo a. Comportamento sotto forze orizzontali: evoluzione della freccia in sommità e dell'aspetto della deformata per varie posizioni degli irrigidimenti intermedi. In (A) la deformata d'insieme prevalente è quella di un'asta deformata per taglio, in (B), (C), (D) invece sono impediti in misura diversa gli scorrimenti fra i controventi, e l'effetto flessionale tipo mensola risulta predominante. Nel seguito è stata considerata la soluzione (C).

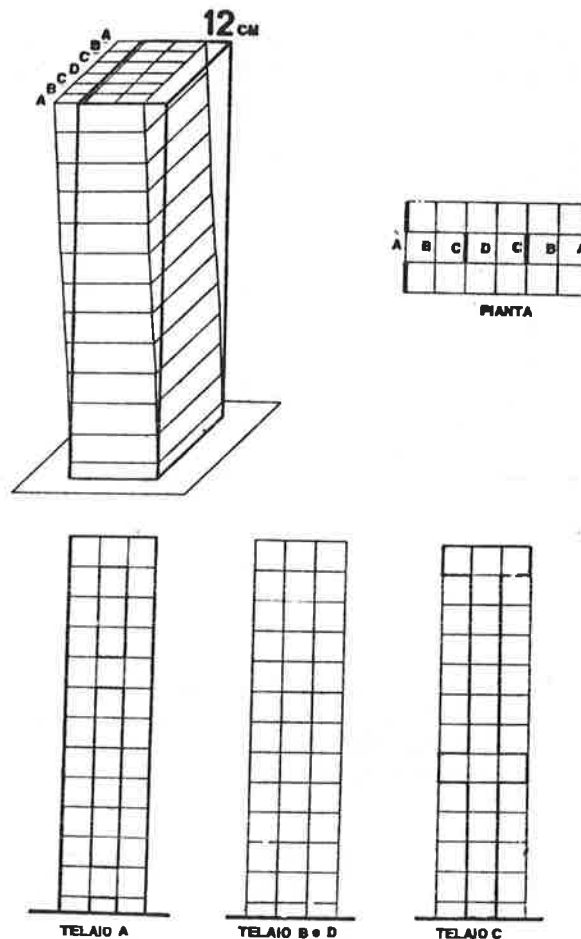


Fig. 33. Approccio TABS. Schema strutturale.

so, ma gli effetti locali sulla struttura in elevazione non sono trascurabili.

Alla domanda quale sia l'approccio più adeguato, non esiste una risposta univoca.

TABS simula meno correttamente il singolo elemento (ad esempio deve ricorrere a pannelli equivalenti per rappresentare le crociere) però descrive meglio il comportamento d'insieme e la suddivisione del taglio tra i vari controventi. Soprattutto quando un rinforzo fa migrare azioni da un telaio all'altro l'errore compiuto nell'approccio STRESS è rilevante.

Con TABS si mette in conto anche il contributo, sia pure poco significativo dei telai senza controventi.

Occorre ricordare infine che l'approccio STRESS su un esempio di questo tipo costa circa 3-4 volte tanto l'approccio TABS, sia come tempo macchina, sia come tempo necessario per l'organizzazione ed il controllo dei dati in input. Quora in un approccio tipo Stress si volesse imporre la congruenza tra le deformate dei diversi telai, il costo del calcolatore aumenterebbe ulteriormente, anche di un ordine di grandezza.

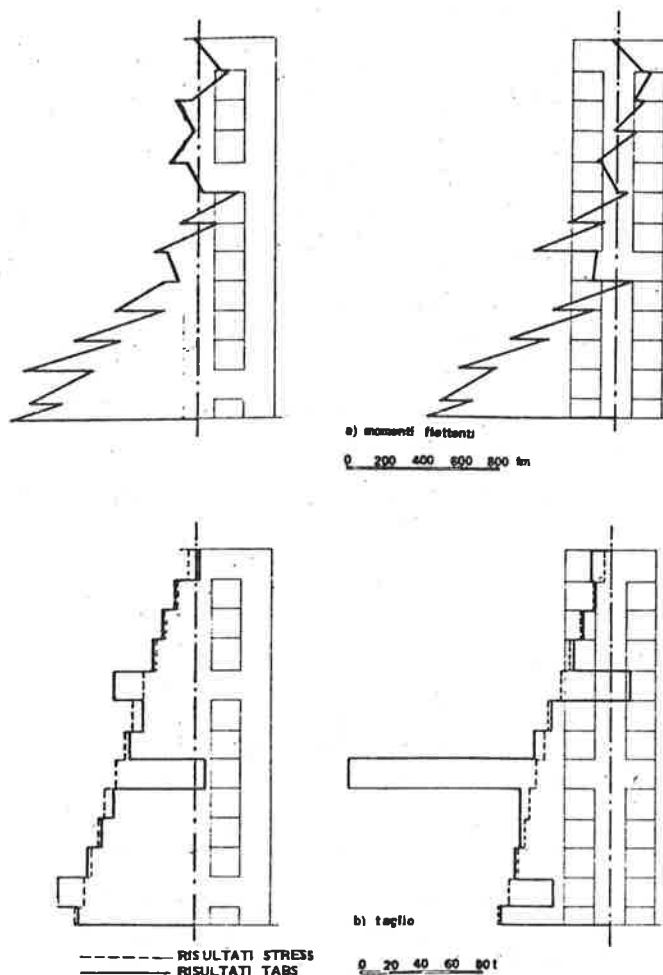


Fig. 34. Approccio TABS, telaio tipo B. Sollecitazioni sui controventi simulati con pannelli di rigidezza equivalente. In (B) il diagramma tratteggiato si ottiene affidando ai controventi un sesto del carico laterale (STRESS), il diagramma continuo rispetta la congruenza fra i telai nell'inflessione laterale dell'edificio (TABS).

REGISTRAZIONI EFFETTUATE DURANTE UN SISMA NELL'EDIFICIO BUNKER HILL TOWER, DI LOS ANGELES, E CONFRONTO CON L'ANALISI DINAMICA.

In occasione del terremoto di San Fernando del 1971 è stata registrata la risposta strumentale della torre «Bunker Hill», un edificio in acciaio costruito nella zona di Los Angeles a circa 26 miglia dall'epicentro, strumentato mediante accelerometri, alla base al 16° ed al 32° piano (fig. 35 e 36).

In base ai dati di progetto forniti dal costruttore circa le caratteristiche strutturali dell'edificio è stato possibile sviluppare con le stesse tecniche computazio-

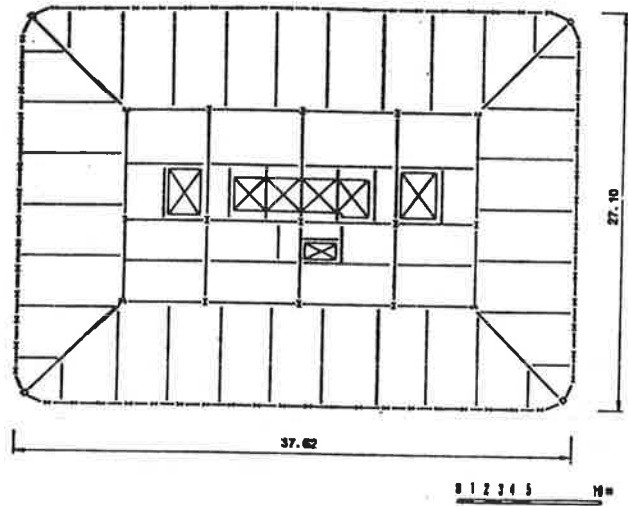


Fig. 35. *Pianta tipo.*

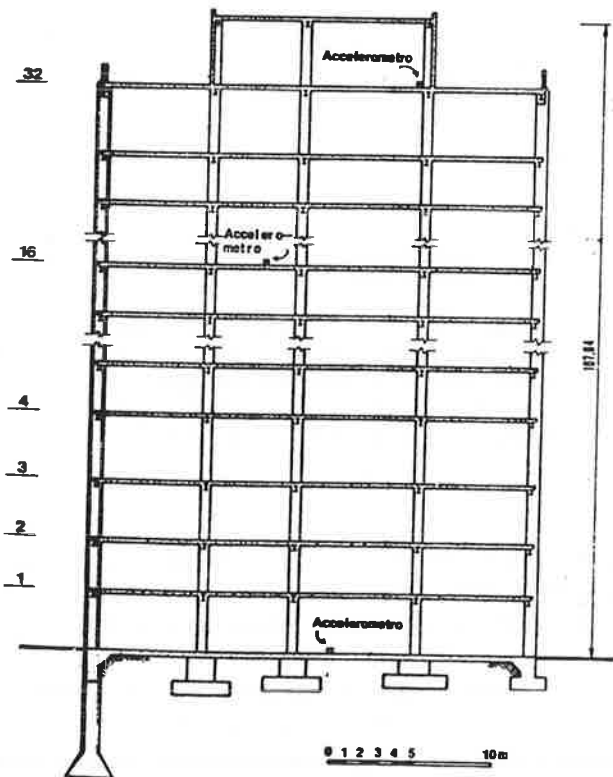


Fig. 36. *Sezione trasversale, posizione degli strumenti.*

nali già viste un modello matematico lineare del comportamento della struttura sottoposta alle stesse scosse sismiche registrate alla base.

Dal confronto tra l'accelerazione al piede dell'edificio e lo spettro di risposta di progetto delle norme è stata controllata, per questo particolare episodio, l'adeguatezza delle forze sismiche assunte nel progetto, mentre dal confronto tra l'accelerazione calcolata come risposta del modello e le registrazioni al 16° ed al 32° piano si è valutata l'attendibilità dell'approccio numerico.

Quanto all'adeguatezza delle forze sismiche si noti che l'edificio ha riportato danni solo ad elementi non strutturali, pareti di tamponamento, controsoffitti, serramenti per un'accelerazione massima del terreno pari a 0,143 g nella direzione longitudinale e 0,094 g nella direzione trasversale.

Quanto al modello di calcolo, l'edificio ha una struttura a telaio in acciaio e solette in c.a. Nella sua schematizzazione è inserito tutto ciò che in teoria può in-

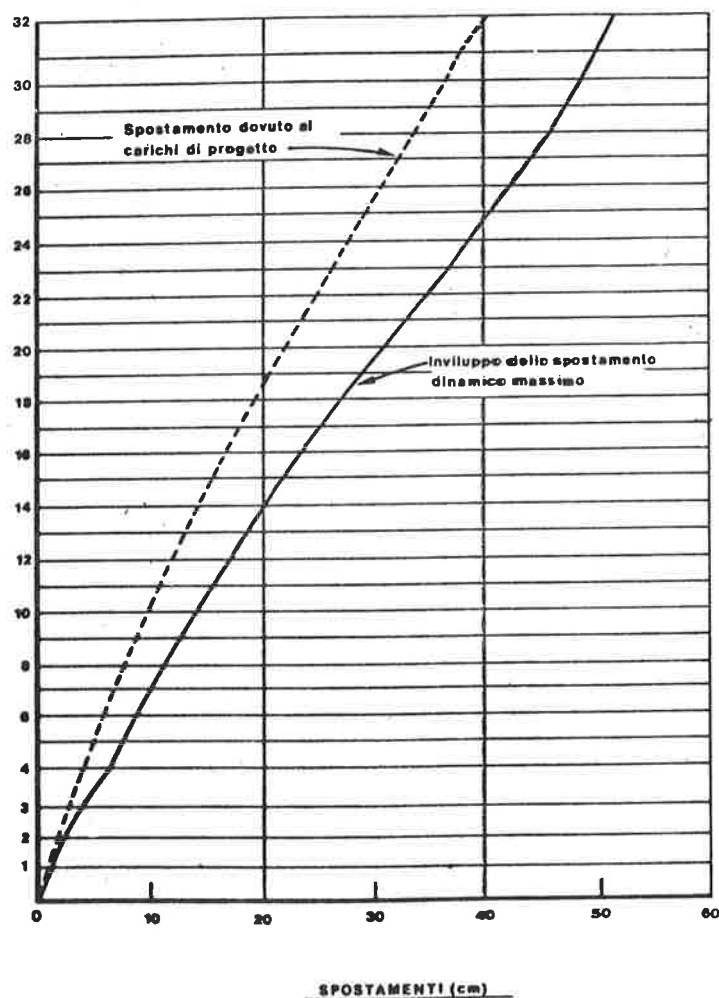


Fig. 37.

fluenzare le caratteristiche dinamiche della struttura reale; le migliori correlazioni con i dati registrati sono state ottenute tuttavia variando il fattore di smorzamento (vedi tab. 5).

Tabella 5. Accelerazioni e spostamenti massimi

Direz.	T_0	ν	Valori massimi	32° piano	16° piano
Tras.	3,98	3%	acceleraz. calcolata (g)	0,215	0,098
			acceleraz. registrata (g)	0,188	0,130
			spostam. calcolato (cm)	56,60	21,60
Long.	3,51	1%	acceleraz. calcolata (g)	0,212	0,171
			acceleraz. registrata (g)	0,293	0,186
			spostam. calcolato (cm)	35,80	16,80

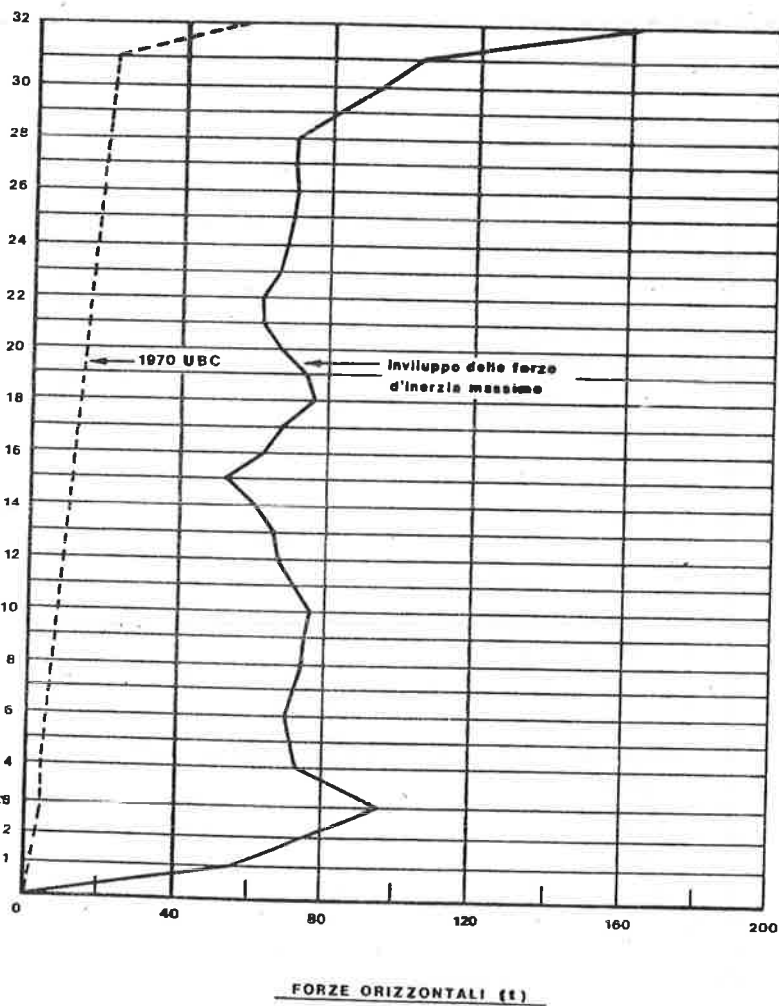
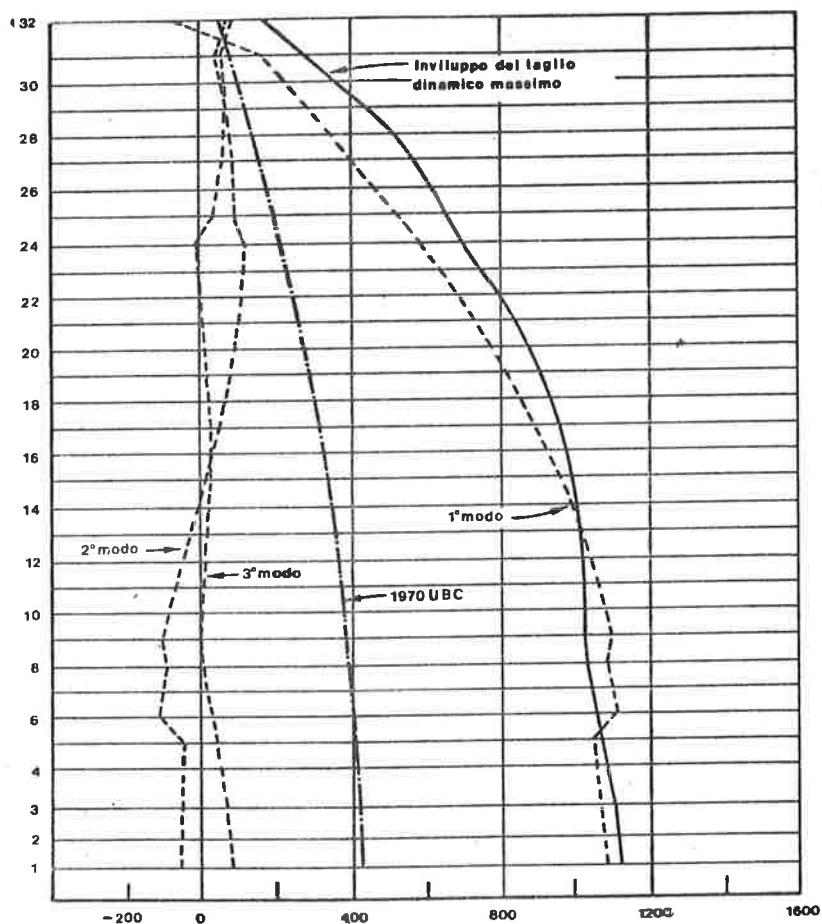


Fig. 38.

Nei diagrammi tracciati nelle fig. 37, 38, 39 sono confrontati i risultati ottenuti dall'analisi numerica con i valori di progetto minimi consigliati da U.B.C. (Uniform Building Code) per l'analisi statica in campo elastico.

Appare in modo evidente che le forze di normativa sono state superate. Esse sono rappresentate in fig. 38 in corrispondenza di ogni piano, accanto alla massima forza d'inerzia indotta durante il terremoto.

Si noti tuttavia che quest'ultima distribuzione di forze non potrà però mai verificarsi contemporaneamente sull'edificio poichè piano per piano ogni forza raggiunge il suo valore massimo ad un istante in generale diverso da quello del massimo agli altri piani. Inoltre solo se è prevalente il I modo di vibrare le forze hanno il medesimo segno lungo l'altezza; in generale invece possono presentare segno alternato. Per queste considerazioni mentre le singole forze d'inerzia sono 4~6 volte maggiori rispetto alle forze di normativa, l'involuppo delle azioni taglianti (fig. 39) è solo 2,8 volte il diagramma ottenuto caricando la struttura con



TAGLIO TOTALE (1)

Fig. 39.

le forze di normativa. Nella medesima figura sono tracciati separatamente i contributi relativi al I, II, III modo di vibrare; si noti che il contributo dei modi superiori al primo è apprezzabile solo oltre il 16° piano.

Dal confronto fra le forze assunte nel progetto e le sollecitazioni che dalle indagini fatte sembrano aver impegnato la struttura può allora apparire singolare la mancanza di rilevanti danni strutturali nell'edificio; è necessario però fare due osservazioni:

— il calcolo secondo le norme è fatto su uno schema strutturale semplificato, ove molti elementi che determinano le caratteristiche di resistenza non sono messi in conto (tipicamente le pareti di tamponamento);

— il modello elaborato lavora in campo elastico, la sua risposta perciò non ha limiti di ampiezza; nel comportamento globale dell'edificio, basterebbe un piccolo superamento della soglia di proporzionalità per limitare gli effetti. Nella realtà il danneggiamento di elementi non strutturali offre altri meccanismi di dissipazione che sono trascurati nel modello studiato.

Le registrazioni ottenute consiglierebbero dunque di aumentare le forze sismiche della normativa. Si noti tuttavia che anche rivalutando le forze sismiche per adeguarle alle osservazioni raccolte, ancora sussistono margini di sicurezza per tale edificio: essi sono insiti nella duttilità delle diverse membrature.

P I L E A L T E D A P O N T E

Argomento trattato dal dott.ing.Silvano ZORZI

P I L E A L T E D A P O N T E

Premessa

Nel vasto campo delle costruzioni alte sempre più compaiono le pile di grandi ponti; quanto più, in effetti, la grande viabilità tende ad accorciare i percorsi e ad accrescere la velocità di servizio dei mezzi, moderando nel contempo le pendenze ed amplificando i raggi di curvatura; e quanto più frequentemente il tracciato stradale si trova a superare profonde incisioni orografiche ad altezze vertiginose e a fruire di viadotti pensili per scavalcare, anche su lunghissime tratte, estesi avvallamenti naturali.

Questa tendenza è venuta esprimendosi in naturale concomitanza con la progressiva razionalizzazione perseguita nei procedimenti costruttivi, mediante la meccanizzazione delle tecniche operative: casseri rampanti per le pile, provvisti di congegni per rastrearne le forme; carrelloni o centine mobili per la realizzazione di impalcati in calcestruzzo; attrezzature di varo di grandi travate metalliche, per impalcati in acciaio.

Pile alte da ponte

Una pila da ponte risolve ordinariamente il proprio dimensionamento nelle situazioni sollecitanti qui precisate:

- inviluppo delle azioni verticali ed orizzontali, oltre che dei momenti flettenti e torcenti, impressi dalla struttura d'impalcato della sezione di testa pila a seguito delle concomitanze più gravose, e tra loro compatibili, ammesse per carichi permanenti, sovraccarichi di servizio, effetti di vento e frenatura, escursioni termiche, eventi sismici;
- azione verticale spettante al peso proprio della pila;
- azioni prevalentemente orizzontali indotte dal vento o dalle eccitazioni sismiche sul corpo strutturale delle pile.

Pile di altezza moderata risentono principalmente degli effetti sollecitanti trasmessi in sommità dall'impalcato; per contro, pile molto alte risultano altresì condizionate staticamente dalle azioni del peso proprio oltre che dalle forze orizzontali direttamente impresse; azioni che ricoprono a volte un ruolo preponderante nel proporzionamento strutturale, congiuntamente ai presupposti di stabilità connessi con il carico di punta.

Alcune macroscopiche considerazioni, spinte al limite, possono meglio chiarire l'argomento.

Si affrontano, in una prima fase, le implicazioni del solo peso proprio sull'altezza e sulla conformazione geometrica di una pila a sezione massiccia in calcestruzzo.

Con riferimento ad un tasso limite esemplificativo di uniforme compressione al piede

$$\sigma_0 = 50 \text{ Kg/cm}^2 = 500 \text{ t/m}^2 ,$$

l'altezza massima di pila, compatibile con le tre configurazioni elementari di seguito indicate, diviene (adottando per il conglomerato armato il peso specifico $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$)

- pila a sezione costante (prismatica)
- tensione di compressione alla base

$$\sigma_o = \gamma \frac{H a_1 b_1}{a_1 b_1} = 2,5 \text{ t/m}^3 \quad H = 500 \text{ t/m}^2$$

- altezza massima

$$H_{\max} = \frac{500}{2,5} = 200 \text{ m}$$

- pila a sezione variabile secondo la direzione longitudinale (cuneiforme)
- tensione di compressione alla base

$$\sigma_o = \frac{1}{2} \gamma \frac{H a_2 b_2}{a_2 b_2} = \frac{1}{2} \cdot 2,5 \text{ t/m}^3 \cdot H = 500 \text{ t/m}^2$$

- altezza massima

$$H_{\max} = \frac{500 \cdot 2}{2,5} = 400 \text{ m}$$

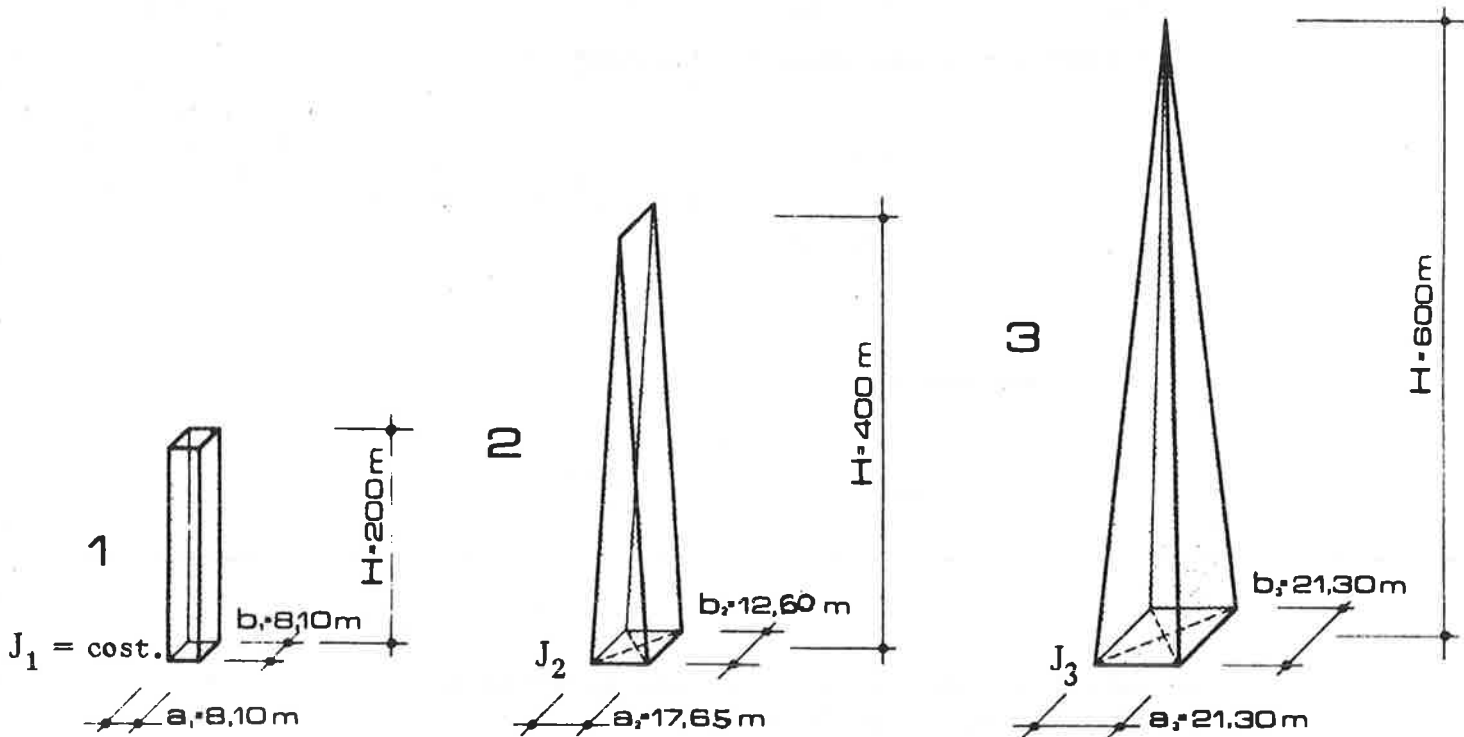
- pila a sezione variabile nelle due direzioni (piramidale)
- tensione di compressione alla base

$$\sigma_o = \frac{1}{3} \gamma \frac{H a_3 b_3}{a_3 b_3} = \frac{1}{3} \cdot 2,5 \text{ t/m}^3 \cdot H = 500 \text{ t/m}^2$$

- tensione massima

$$H_{\max} = \frac{500 \cdot 3}{2,5} = 600 \text{ m}$$

PILE A DIVERSA CONFORMAZIONE, CARATTERIZZATE ALLA BASE DA UNA
 COMPRESSIONE COSTANTE PER PESO PROPRIO $\sigma_0 = 50 \text{ Kg/cm}^2$



Dimensioni di base (a,b)
 compatibili con la stabi-
 lità al carico di punta
 per peso proprio

$$\textcircled{1} \quad Q_{\text{amm}} = \frac{Q_{\text{cr}}}{3} = \frac{7,837}{3} \cdot \frac{E^* J_1}{H^2}$$

$$a_1 = b_1 = 8,10 \text{ m}$$

$$Q_{\text{amm}} = \frac{Q_{\text{cr}}}{3} = \frac{6,59}{3} \cdot \frac{E^* J_{2,1}}{H^2} \text{ (LONGIT.)}$$

$$\textcircled{2} \quad Q_{\text{amm}} = \frac{Q_{\text{cr}}}{3} = \frac{13,0}{3} \cdot \frac{E^* J_{2,t}}{H^2} \text{ (TRASV.)}$$

$$a_2 = 17,65 \text{ m} ; \quad b_2 = 12,60 \text{ m}$$

$$\textcircled{3} \quad Q_{\text{amm}} = \frac{Q_{\text{cr}}}{3} = \frac{10,2}{3} \cdot \frac{E^* J_3}{H^2}$$

$$a_3 = b_3 = 21,30 \text{ m}$$

$$E^* \text{ (modulo convenzionale)} = 0,4 E_{e1} \cong 1,4 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

Tali elementari deduzioni esprimono, in sostanza, che, ove le azioni d'impalcato, in sommità, possano ritenersi praticamente trascurabili nei confronti delle analoghe grandezze poste in gioco dalle pile, un corpo omogeneo in calcestruzzo, sagomato con pendenza costante delle generatrici, può unicamente pervenire, per effetto del solo peso proprio, ad altezze pre determinate, indipendentemente dall'area di base.

Ma nel presupposto concomitante della stabilità al carico di punta per peso proprio, sullo schema di mensola incastrata al piede, le dimensioni della base assumono proporzioni ben definite, che, per le tre situazioni esaminate, poste in uniformi condizioni di sicurezza, divengono :

$$1) \quad a_1 = b_1 = 8,10 \text{ m} \quad (H = 200 \text{ m})$$

$$2) \quad a_2 = 17,65 \text{ m} ; \quad b_2 = 12,60 \text{ m} \quad (H = 400 \text{ m})$$

$$3) \quad a_3 = b_3 = 21,30 \text{ m} \quad (H = 600 \text{ m})$$

da cui i volumi di conglomerato coinvolti, a parità di compressione media nel calcestruzzo:

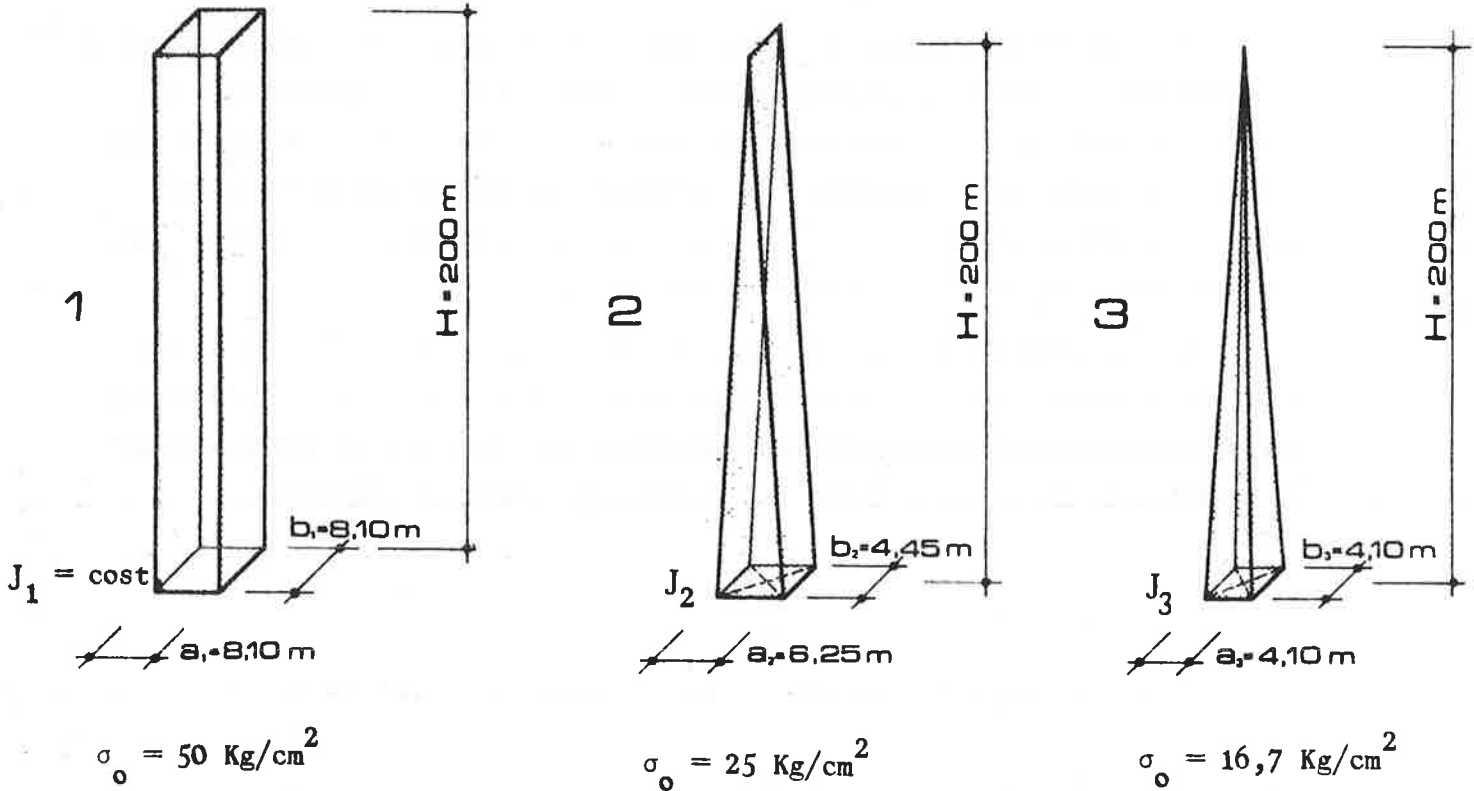
$$1) \quad v_1 = 13120 \text{ m}^3$$

$$2) \quad v_2 = 44480 \text{ m}^3$$

$$3) \quad v_3 = 90740 \text{ m}^3$$

Sicuramente più rappresentativo appare peraltro l'analogo raffronto tra le dimensioni di base definite, per le tre configurazioni di pila, sulla scorta di una altezza comune prefissata e, naturalmente, di identici presupposti di stabilità.

PILE A DIVERSA CONFORMAZIONE CON ALTEZZA COSTANTE (H = 200 m)



Dimensioni di base compatibili con la stabilità al carico di punta per peso proprio (E^* (modulo convenzionale) = $0,4 E_{e1} \approx 1,4 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$)

$$\textcircled{1} \quad Q_{\text{amm}} = \frac{Q_{\text{cr}}}{3} = \frac{7,837}{3} \cdot \frac{E^* J_1}{H^2}$$

$$a_1 = b_1 = 8,10 \text{ m}$$

$$\textcircled{2} \quad Q_{\text{amm}} = \frac{Q_{\text{cr}}}{3} = \frac{6,59}{3} \cdot \frac{E^* J_{2,l}}{H^2} \quad (\text{LONGIT.})$$

$$Q_{\text{amm}} = \frac{Q_{\text{cr}}}{3} = \frac{13,0}{3} \cdot \frac{E^* J_{2,t}}{H^2} \quad (\text{TRASV.})$$

$$a_2 = 6,25 \text{ m} ; b_2 = 4,45 \text{ m}$$

$$\textcircled{3} \quad Q_{\text{amm}} = \frac{Q_{\text{cr}}}{3} = \frac{10,2}{3} \cdot \frac{E^* J_3}{H^2}$$

$$a_3 = b_3 = 4,10 \text{ m}$$

Volume della pila

$$V_1 = 13120 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 2780 \text{ m}^3$$

$$V_3 = 1120 \text{ m}^3$$

Ponendo, a puro titolo d'indagine

$$H = 200 \text{ m,}$$

si deduce

- 1) $a_1 = b_1 = 8,10 \text{ m}$ ($\sigma_o = 50 \text{ Kg/cm}^2$)
- 2) $a_2 = 6,25 \text{ m}$; $b_2 = 4,45 \text{ m}$ ($\sigma_o = 25 \text{ Kg/cm}^2$)
- 3) $a_3 = b_3 = 4,10$ ($\sigma_o = 16,7 \text{ Kg/cm}^2$)

da cui i volumi coinvolti

- 1) $v_1 = 13120 \text{ m}^3$
- 2) $v_2 = 2780 \text{ m}^3$
- 3) $v_3 = 1120 \text{ m}^3$

ad evidente riprova del vantaggio di "sagomare" la pila. Vantaggio che si rende altresì implicito nei confronti degli effetti imputabili al vento o al sisma, sulla pila isolata: le situazioni flessionali originate privilegiano in effetti la sagoma più modellata spazialmente.

Maggiori altezze, compatibili con un livello massimo prefissato di compressione uniforme nel conglomerato, risultano tuttavia consentite dal

ricorso a conformazioni di pila più elaborate, quali vengono suggerite da formulazioni matematiche, nello spirito di una più razionale utilizzazione del materiale. Sino al limite di una sagomatura delle pile che, definendo una variabilità delle aree resistenti secondo una opportuna legge esponenziale, realizza nelle singole sezioni un costante impegno tensionale del conglomerato, consentendone uno sfruttamento uniforme, praticamente senza limite di altezza.

In termini più reali, la portata di tali configurazioni geometriche può utilmente esprimersi nella logica ormai consueta di un raffronto funzionale tra la conformazione teorica esponenziale e la sagoma piramidale, che ne rappresenta la materializzazione operativa più immediata.

PILA A CONFORMAZIONE "ESPOENZIALE"

(SOLIDO A UNIFORME RESISTENZA A COMPRESSIONE)

$$A_1 = A_0 e^{\gamma H / \sigma_0}$$

γ peso specifico del conglomerato

σ_0 tensione costante di compressione

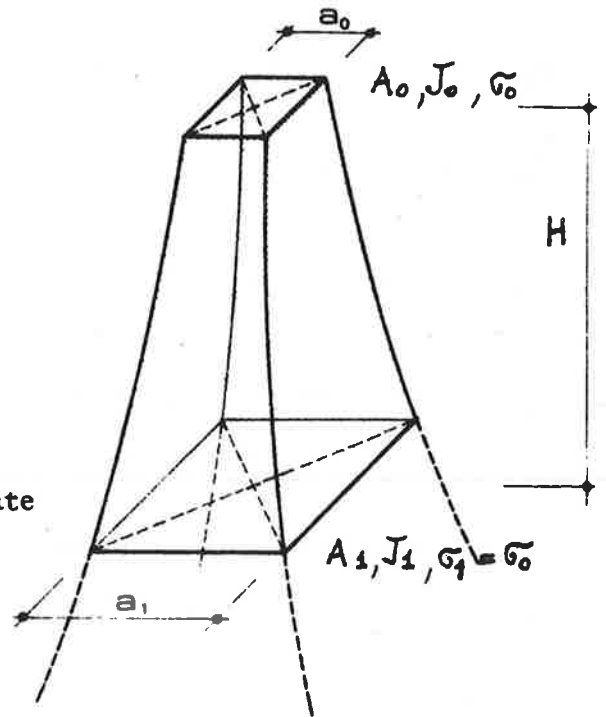
$$a_1 = a_0 e^{\gamma H / 2 \sigma_0}$$

per sezioni quadrate

$$J_1 = J_0 e^{2 \gamma H / \sigma_0}$$

volume della pila

$$V = \frac{\sigma_0}{\gamma} A_0 (e^{\gamma H / \sigma_0} - 1)$$



PILA A CONFORMAZIONE "PIRAMIDALE"

per sezione quadrata

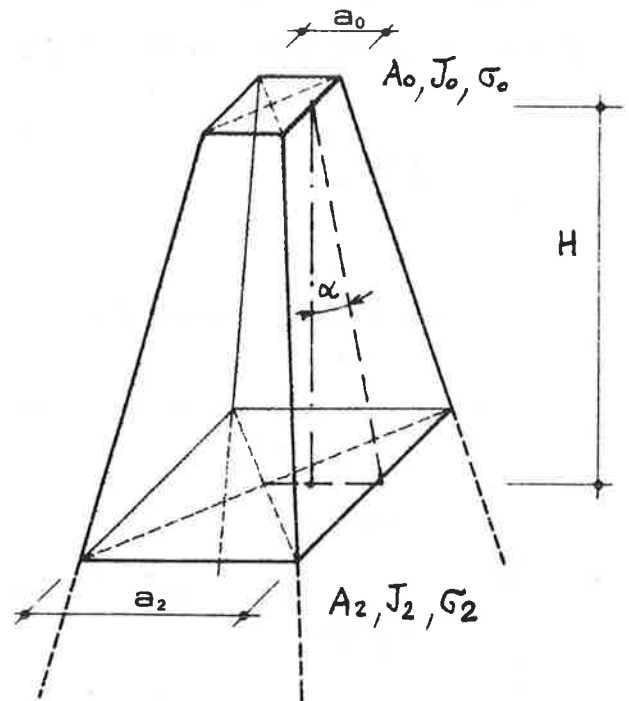
$$a_2 = a_0 + 2 H \operatorname{tg} \alpha$$

$$A_2 = (a_0 + 2 H \operatorname{tg} \alpha)^2$$

$$J_2 = \frac{1}{12} (a_0 + 2 H \operatorname{tg} \alpha)^4$$

σ_0 tensione di compressione
nella sezione di sommità

σ_2 tensione di compressione
nella sezione di base



ponendo

$$\sigma_0 = \sigma_2$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sqrt{A_0}}{4 H (\sigma_0 - H \gamma / 3)} \cdot (\gamma H - 2 \sigma_0 + \sqrt{4 \sigma_0^2 - \gamma^2 H^2 / 3})$$

Entrambi i solidi, omogenei a sezione quadrata e di uguale altezza, si ammettono troncati superiormente secondo una comune sezione A_0 : dimensionalmente, essi risultano definiti dall'ipotesi congruente di uguali livelli di compressione uniforme nelle sezioni di sommità e di base, equilibranti, nel loro insieme, il peso proprio del volume di pila interposto. Il risultante di compressione, in sommità, esemplifica un ipotetico carico verticale di impalcato.

L'indagine, condotta per valori progressivi dell'altezza comune, è riferita a due livelli "esplorativi" della tensione di compressione (50 Kg/cm^2 e 100 Kg/cm^2 , rispettivamente) ed è riepilogata nei suoi aspetti essenziali da due abachi allegati: essi visualizzano, comparativamente, i volumi coinvolti di conglomerato, evidenziando nel contempo i limiti d'impiego della formazione piramidale, già in precedenza sottolineati.

Le espressioni approssimate fornite per i carichi critici pertinenti ai due solidi, valutati sullo schema di mensola in regime elastico euleriano, stabiliscono altresì la sostanziale equivalenza delle condizioni di stabilità nel campo delle altezze di pila ancora di pratico interesse (ad esempio sino ad una altezza di 400 m, che, per la tensione $\sigma_0 = 50 \text{ Kg/cm}^2$, mostra un risparmio di materiale a favore della forma esponenziale dell'ordine del 40%); per altezze superiori si assiste necessariamente ad una progressiva accentuazione di stabilità della soluzione piramidale, in concomitanza con l'esaltazione delle dimensioni di base, dettate dallo approssimarsi dell'altezza limite di utilizzazione.

Considerazioni del tutto analoghe valgono per le situazioni tensionali determinate, alla base, degli effetti di vento o da azioni sismiche direttamente impresse al corpo strutturale delle pile.

RAFFRONTO DI GEOMETRIA E PESO TRA PILE "ESPONENZIALI" E "PIRAMIDALI"

$$f = 2,5 \text{ t/m}^2$$

$$A_0 = 1 \text{ m}^2$$

H altezza comune alle due pile

1^a situazione $\sigma_0 = \sigma_1 = \sigma_2 = 50 \text{ Kg/cm}^2 = 500 \text{ t/m}^2$

H (m)	ESPONENZIALE			PIRAMIDALE		
	A ₁ (m ²)	peso pila (t)	a ₁ (m)	A ₂ (m ²)	peso pila (t)	a ₂ (m)
100	1,6490	325	1,28	1,6580	329	1,29
200	2,7180	859	1,65	2,8430	922	1,69
300	4,4820	1741	2,12	5,3030	2152	2,30
400	7,3890	3195	2,72	11,8990	5450	3,45
500	12,1830	5592	3,49	44,2680	21634	6,65
600	20,0860	9543	4,48	∞	∞	∞
800	54,5980	26800	7,39			
1000	148,4130	73707	12,18			
1200	403,4290	201215	20,09			

carichi critici

- peso proprio pila

$$H = 200 \text{ m} \quad Q_{cr} = 9,6 \quad \frac{E * J_1}{H^2}$$

$$Q_{cr} = 10,2 \quad \frac{E * J_2}{H^2}$$

$$H = 400 \text{ m} \quad Q_{cr} = 10,5 \quad \frac{E * J_1}{H^2}$$

$$Q_{cr} = 10,2 \quad \frac{E * J_2}{H^2}$$

- carico in sommità

$$H = 200 \text{ m} \quad P_{cr} = 1,30 \quad \frac{E * J_1}{H^2}$$

$$P_{cr} = 1,28 \quad \frac{E * J_2}{H^2}$$

$$H = 400 \text{ m} \quad P_{cr} = 0,74 \quad \frac{E * J_1}{H^2}$$

$$P_{cr} = 0,47 \quad \frac{E * J_2}{H^2}$$

2^a situazione $\sigma_0 = \sigma_1 = \sigma_2 = 100 \text{ Kg/cm}^2 = 1000 \text{ t/m}^2$

H (m)	ESPONENZIALE			PIRAMIDALE		
	A ₁ (m ²)	peso pila (t)	a ₁ (m)	A ₂ (m ²)	peso pila (t)	a ₂ (m)
100	1,2840	284	1,13	1,2850	285	1,13
200	1,6490	649	1,28	1,6580	658	1,29
300	2,1170	1117	1,45	2,1560	1156	1,47
400	2,7180	1718	1,65	2,8430	1843	1,69
500	3,4900	2490	1,87	3,8260	2826	1,96
600	4,4820	3482	2,12	5,3030	4303	2,30
800	7,3890	6389	2,72	11,8990	10899	3,45
1000	12,1830	11183	3,49	44,2680	43268	6,65
1200	20,0860	19086	4,48	∞	∞	∞

carichi critici

- peso proprio pila

$$H = 200 \text{ m} \quad Q_{cr} = 9,1 \cdot \frac{E^* J_1}{H^2}$$

$$Q_{cr} = 10,2 \cdot \frac{E^* J_2}{H^2}$$

$$H = 400 \text{ m} \quad Q_{cr} = 9,6 \cdot \frac{E^* J_1}{H^2}$$

$$Q_{cr} = 10,2 \cdot \frac{E^* J_2}{H^2}$$

- carico in sommità

$$H = 200 \text{ m} \quad P_{cr} = 1,87 \cdot \frac{E^* J_1}{H^2}$$

$$P_{cr} = 1,81 \cdot \frac{E^* J_2}{H^2}$$

$$H = 400 \text{ m} \quad P_{cr} = 1,30 \cdot \frac{E^* J_1}{H^2}$$

$$P_{cr} = 1,28 \cdot \frac{E^* J_2}{H^2}$$

Ma certamente agiscono in testa pila anche sforzi orizzontali variamente orientati; ed ammettendo per questi lo stesso ordine di grandezza nelle due direzioni ortogonali (ciò che risulta generalmente verificato), il solido di uniforme resistenza, ai soli effetti flessionali, si configurerebbe secondo una sagoma parabolica, in chiara antitesi con la precedente legge esponenziale.

Oppure si osserva, per taluni schemi strutturali, la possibilità di momenti flettenti impressi dall'impalcato alla sezione di testa pila e trasferiti alla base con intensità uniforme; e, a questi fini, il solido prismatico definirebbe la forma ideale.

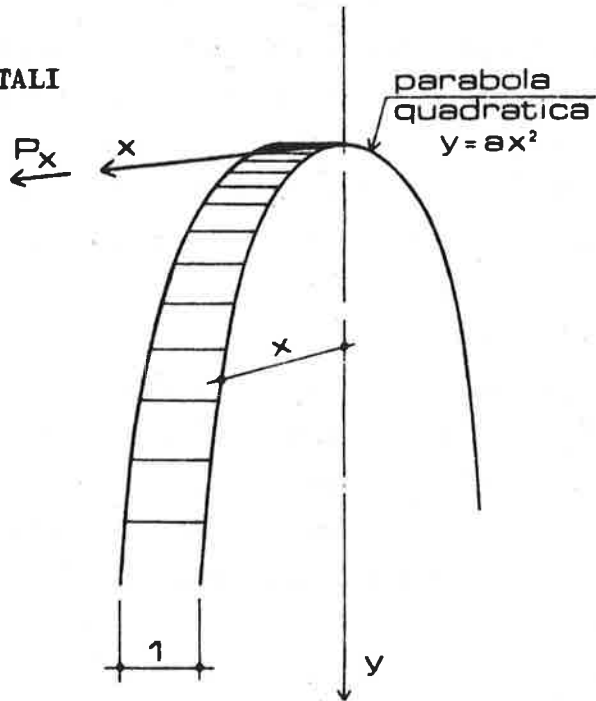
PILE AD UNIFORME RESISTENZA A FLESSIONE

- ① EQUIRESISTENZA PER FORZE ORIZZONTALI
AGENTI SECONDO L'ASSE "X"
(profondità costante unitaria).

$$M = P \cdot y$$

$$W = \frac{4 x^2}{6} = \frac{2}{3} \frac{y}{a}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{3}{2} P_a = \text{costante}$$

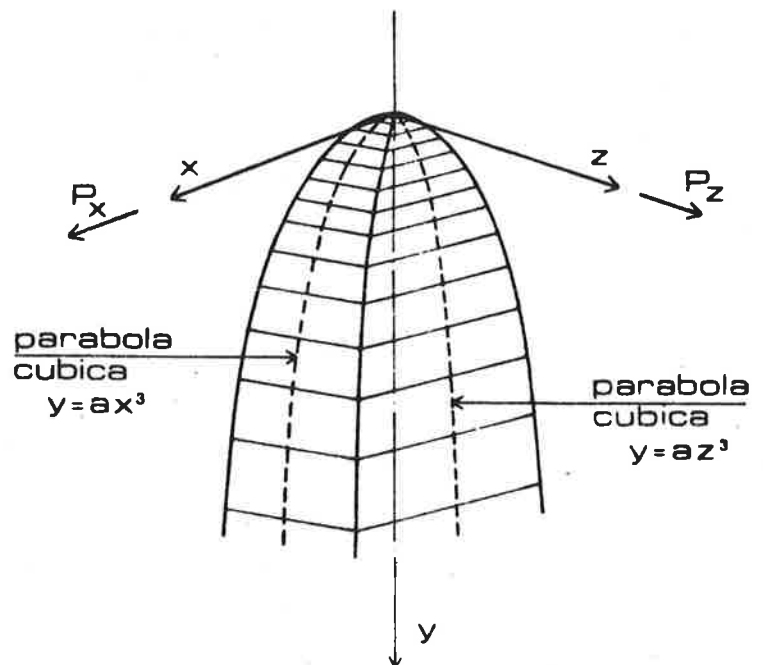


- ② EQUIRESISTENZA PER FORZE
ORIZZONTALI AGENTI SECONDO
GLI ASSI "X" E "Z"

$$M = P \cdot y$$

$$W_x = W_z = \frac{8 x^2 z}{6} = \frac{8 x z^2}{6} = \frac{4}{3} \frac{y}{a}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{3}{4} P_a = \text{costante}$$



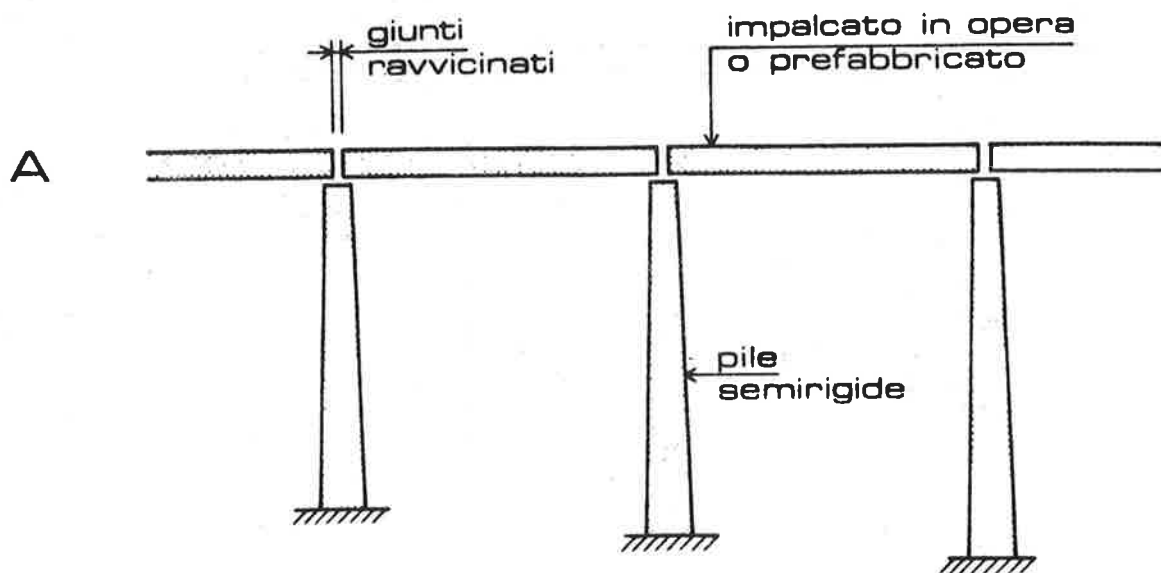
Mediando le situazioni statiche delineate ed attendendo altresì alle istanze ormai imprescindibili di semplicità costruttiva, una pila alta da ponte a forma tronco-piramidale, oppure prismatica cava, con spessori di parete variabili, pare essere, nel campo delle normali applicazioni, la più opportuna.

Nell'economia generale non è oggi infatti il risparmio di materiali il solo fattore preminente; ma, prepotentemente, anche il costo della mano d'opera e delle attrezzature, antitetico a "sapienti" ma complicate modellazioni delle forme.

Tuttavia, in un'epoca di ripensamento anticonsumistico (economia di materiali, risparmio energetico!), può avvenire che, specialmente per le "grandi strutture" (ad esempio le pile altissime), lo studio della forma ottimale, che impegna principalmente l'ingegno, riacquisti, anche a discapito della semplicità esecutiva, l'importanza che rivestiva un tempo, quando moderato era il costo del lavoro e grandi la sapienza e l'invenzione artigianale; soprattutto avendo riguardo alla "qualità" d'impegno del materiale (il calcestruzzo) che, come prima dimostrato, può consentire risparmi decisamente più cospicui di quanto risulterebbe da una semplice proporzione lineare tra le sue caratteristiche meccaniche.

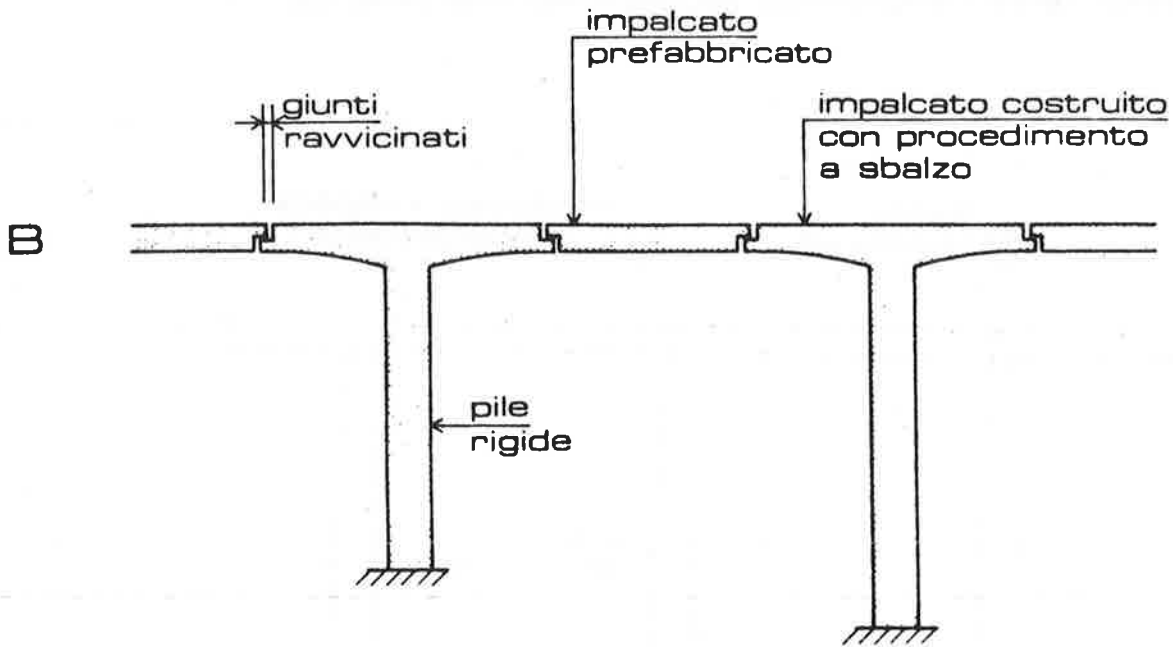
Sulle "pile alte per ponti", con impalcati in cemento armato precompresso, desidero esemplificare per schemi la mia esperienza personale, maturata in un arco di tempo di circa 30 anni; muovendo da iniziali forme elaborate, concepite su schemi statici elementari e comportanti sapiente opera di carpentiere; sino alle forme più semplificate (ottenute meccanicamente con caseri rampanti) su schemi statici sempre più complessi.

SCHEMI STATICI FONDAMENTALI DEL CONGIUNTO PILE-IMPALCATO



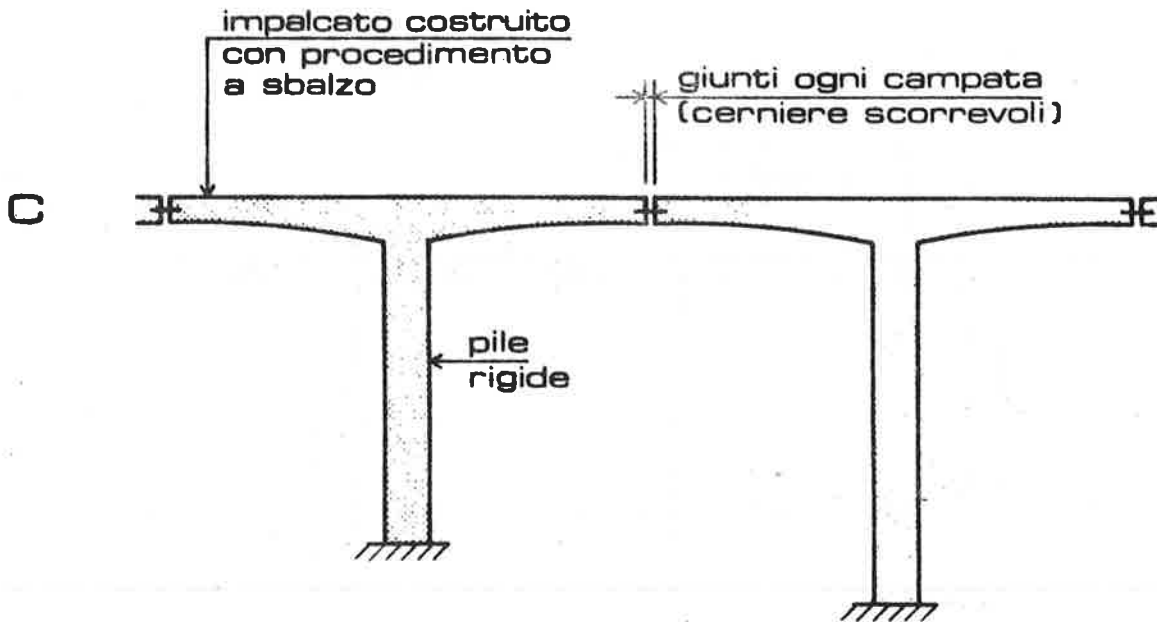
SCHEMA PREVALENTEMENTE ISOSTATICO

- schema statico della pila: mensola incastrata alla base, caricata in testa pressoché assialmente
- puntellazione modesta in testa pila operata dall'impalcato (appoggi mobili: solo coefficiente attrito; appoggi in neoprene: vincolo elastico)



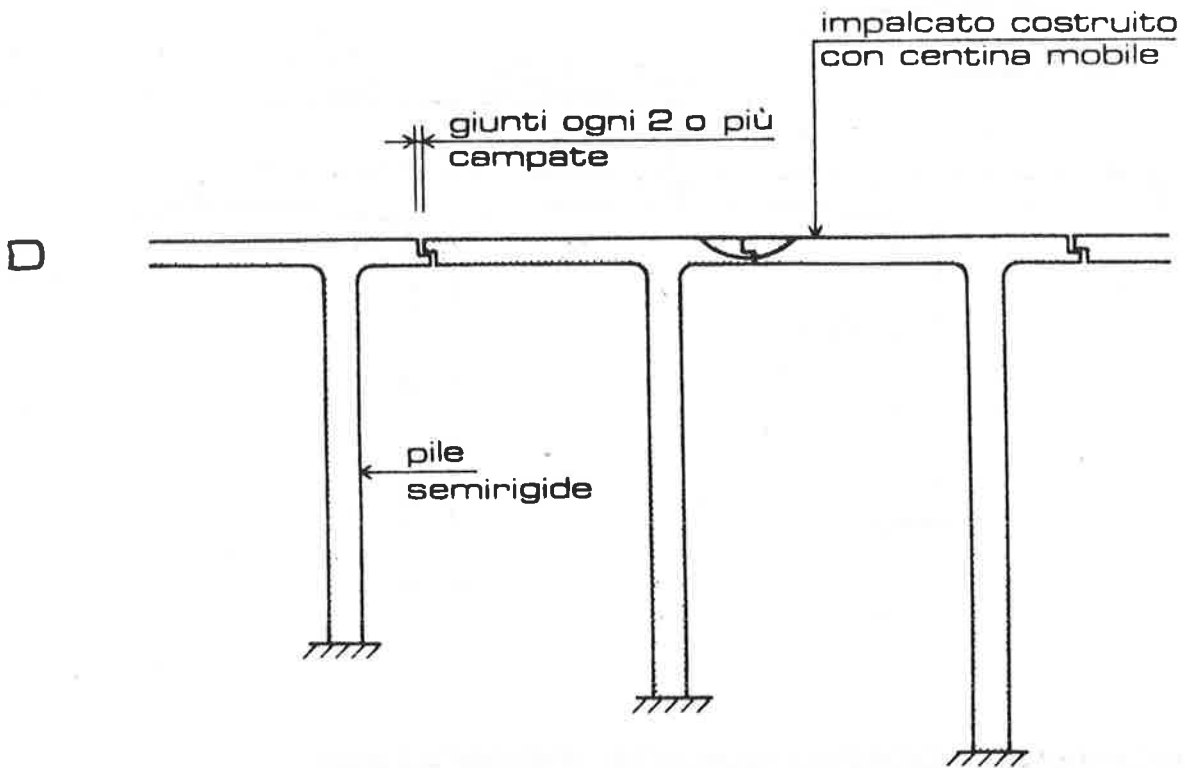
SCHEMA PREVALENTEMENTE ISOSTATICO

- pila monolitica con una porzione dell'impalcato, che può trasmettere momenti flettenti rilevanti, pressoché costanti su tutta l'altezza
- puntellazione modesta in testa pila operata dall'impalcato



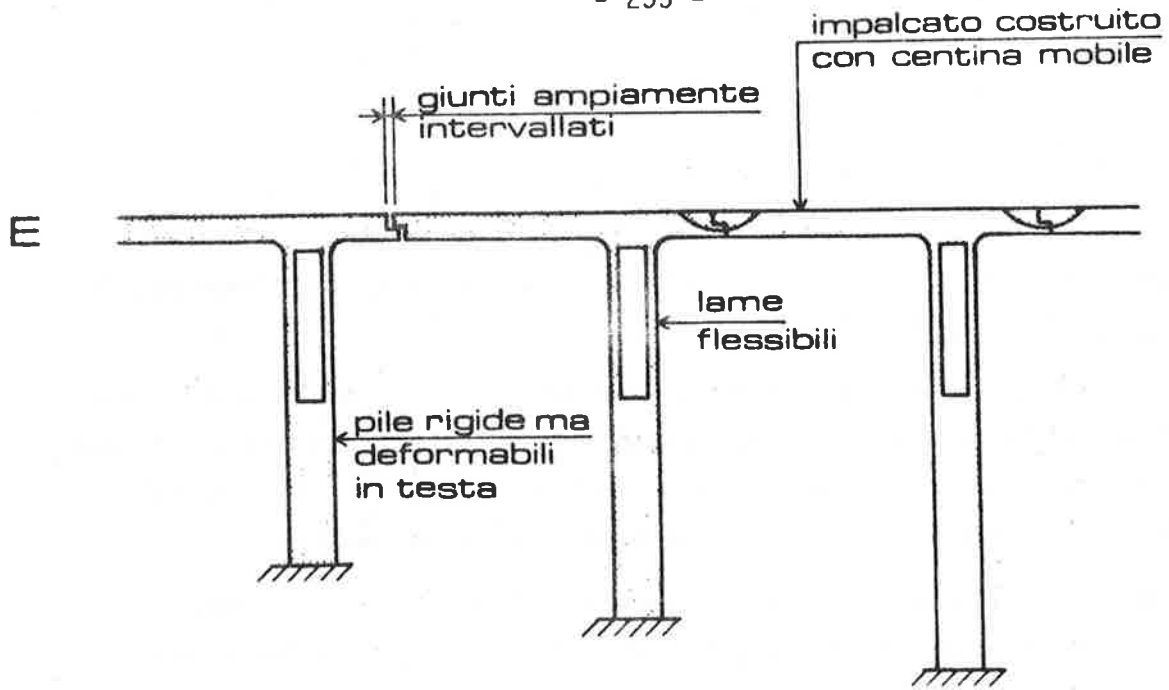
SCHEMA MODERATAMENTE IPERSTATICO

- pila monolitica con l'impalcato, che può trasmettere momenti flettenti, costanti sull'altezza, di maggiore intensità rispetto allo schema precedente, in ragione della discontinuità flessionale nella mezzeria di campata
- puntellazione irrilevante in testa pila

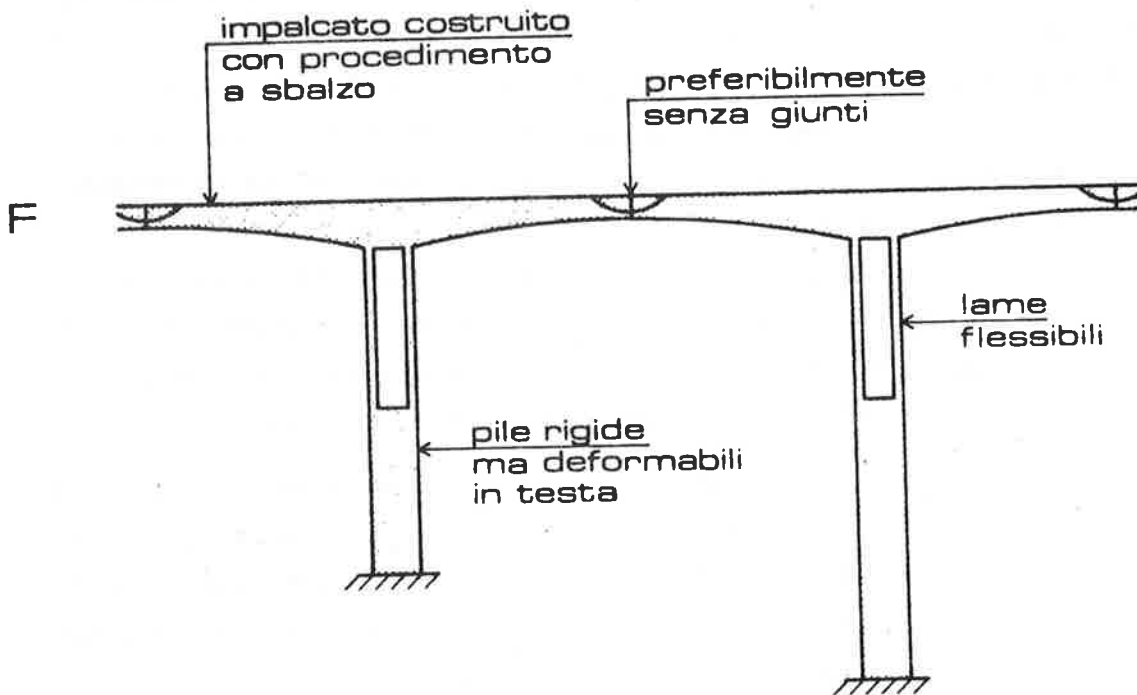


SCHEMA IPERSTATICO

- serie multipla di telai zoppi
- pila monolitica con l'impalcato, che può trasmettere, in funzione del rapporto di rigidzze, momenti flettenti variabili lungo il corpo pila, con possibilità di inversione di segno
- discreta puntellazione in testa



SCHEMA FORTEMENTE IPERSTATICO



SCHEMA FORTEMENTE IPERSTATICO

- pila monolitica con l'impalcato, conformata a "lame flessibili" nella porzione superiore
- possibilità di assorbimento, nel piano verticale longitudinale, di momenti flettenti elevati ma di sforzi orizzontali in testa moderati, in virtù dell'esigua rigidità che consente, secondo tale direzione, ampie deformazioni

Quale perciò, a meno di speciali controindicazioni, lo schema statico ideale dei ponti con pile alte?

- E' opportuno accentuare le condizioni di stabilità delle pile al carico di punta, vincolandole all'impalcato: e preferibilmente ad un impalcato continuo, mediante vincolo a cerniera o, meglio, con parziale o totale incastro in sommità, a formazione di telai multipli.
- Agli effetti della durabilità (o ridotta necessità di manutenzione), conviene diradare al massimo i giunti di dilatazione puntando piuttosto sull'elasticità delle pile che su delicati e vulnerabili apparecchi scorrevoli di appoggio.
- Soprattutto in zone sismiche, è importante "legare" tutte le pile allo impalcato mediante incastro, o cerniera plastica in cemento armato; oppure, nel caso di pile non molto alte, mediante cerniera elastica deformabile costituita da cuscinetti in neoprene (tanto discussi, perché troppo spesso di qualità scadente); in modo che l'impalcato, continuo tra giunti ampiamente intervallati, costituisca un generale controventamento delle pile di sommità; e che pertanto tutte le pile, in caso di sisma, vengano congiuntamente chiamate a sopperire alle conseguenti azioni impresse. Azioni che possono pervenire localmente a valori elevatissimi; ma che per l'estensione dei campi di travata continua trovano una ridistribuzione su più pile, con effetti staticamente ridotti.
- Comunque un ponte, o un viadotto, e in special modo se di rilevanti proporzioni, con pile alte o altissime, e se collocato in aree ad alta densità abitativa, dovrebbe essere concepito ed accolto come una permanente trasformazione dell'ambiente e non, consumisticamente, come una macchina per superare un ostacolo, da ammortizzare in tempi brevi.
- Il ponte ideale è un'opera duratura, realizzata in materiale duraturo, quale un conglomerato lapideo; possibilmente senza organi meccanici deteriorabili. Più si accresce il ricorso a questi dispositivi, in specie ad apparecchi complicati di appoggio, rotanti, scorrevoli, uni e bi-direzionali, esattamente guidati secondo direzioni prestabilite, e

a ritegni ed ammortizzatori complicati, più si deve paventare l'incuria della manutenzione e il guasto del tempo. Meglio affidarsi alle caratteristiche elastiche ed elastoplastiche proprio del materiale stesso, il calcestruzzo, progettando soluzioni intimamente legate; sfruttando, soprattutto nel caso delle pile alte, l'elasticità stessa delle pile e fornendo alle stesse, in pari tempo, un vantaggioso vincolo, in aggiunta all'incastro in base, anche in sommità.

SCIENZA E TECNOLOGIA DEL CALCESTRUZZO

Argomento trattato dal Prof. Mario COLLEPARDI

8.1.4 Additivi superfluidificanti.

Per quanto concerne l'effetto, i superfluidificanti si distinguono dai normali fluidificanti solo da un punto di vista quantitativo: la riduzione del rapporto acqua/cemento che mediamente è del 5% per un fluidificante, diviene del 20-40% per un superfluidificante. D'altra parte, l'aggiunta di un superfluidificante a pari rapporto a/c può trasformare un calcestruzzo asciutto con slump di 1-2 cm in un calcestruzzo fluido con slump superiore a 20 cm. Questa variazione può essere confrontata con quella più modesta, mostrata in fig. 8.8, causata dall'aggiunta di un fluidificante.

Se si tiene conto dell'enorme influenza del rapporto a/c sulla struttura della pasta cementizia (§§ 4.0-4.2) e sulle caratteristiche del calcestruzzo indurito (Capitolo X), si può comprendere l'importanza del ruolo giocato dai superfluidificanti sia dal punto di vista teorico, che da quello pratico.

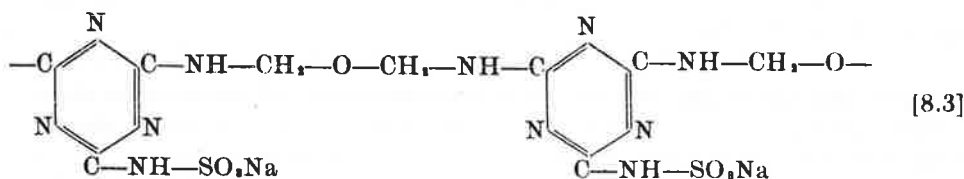
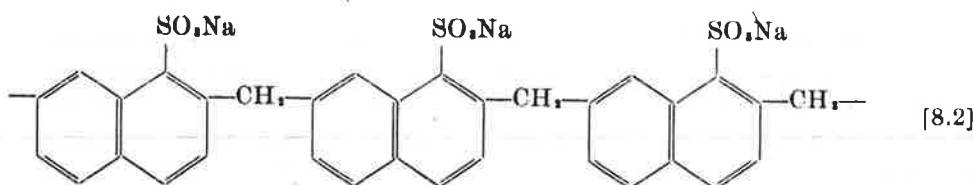
In linea di massima la percentuale di aggiunta di un fluidificante è dell'ordine di 0,2-0,3% rispetto al peso di cemento. Se si aumentasse il dosaggio di additivo fino a raggiungere, per esempio, 1-3%, la riduzione nel rapporto a/c potrebbe arrivare in taluni casi a valori del 20%. Tuttavia, come si è visto nel § 8.1.3, tutti i fluidificanti posseggono, come effetto secondario, un'azione ritardante. Questa diverrebbe così predominante, ai dosaggi elevati di additivo, che anche dopo molti giorni o settimane il calcestruzzo non sarebbe ancora indurito. L'effetto è particolarmente rimarchevole per i fluidificanti a base di acidi idrossicarbossilici o di loro sali, e di polimeri idrossilati, mentre può essere sensibilmente ridotto per quelli contenenti ligninsolfonato se questo è sottoposto ad un processo di purificazione tendente ad eliminare gli zuccheri che sempre lo accompagnano (135).

I prodotti principali sui quali si basano la maggior parte dei superfluidificanti sono dei polimeri di sintesi che non presentano, come azione secondaria, l'effetto dei prodotti impiegati per i fluidificanti, cosicché è possibile portare il dosaggio dell'additivo a valori più elevati (1-3%) riducendo proporzionalmente l'acqua di impasto o incrementando la fluidità senza sostanziali effetti ritardanti nell'idratazione del cemento.

GLI ADDITIVI

L'alternativa all'impiego degli additivi superfluidificanti è simile a quella proposta per i normali fluidificanti (§ 8.1.3), ma ancor più di questa si presenta più costosa e tecnicamente meno vantaggiosa.

I polimeri più impiegati per la produzione di superfluidificanti sono il naftalinsolfonato condensato con formaldeide [8.2] ed la trimetilol-melammina solfonata condensata con formaldeide [8.3]:



Per brevità, essi saranno nel seguito indicati rispettivamente con NSF ed MSF.

Ciascuno dei due polimeri può essere a sua volta mescolato con altri prodotti per ottenere, analogamente a quanto si verifica per i fluidificanti, superfluidificanti di tipo normale, accelerante o ritardante. In realtà le modifiche possono essere apportate sia aggiungendo ai polimeri altri prodotti, sia intervenendo nel processo di sintesi per modificare la lunghezza del polimero, o il numero dei gruppi solfonici, oppure, nel caso dell'NSF, per introdurre dei gruppi sostituenti, oppure ancora per variare l'anello naftalinico con altri gruppi aromatici.

A differenza degli altri additivi, per i superfluidificanti non esistono molti dati riportati nella letteratura scientifica che riguardi l'influenza dei prodotti puri sull'idratazione del cemento, mentre è relativamente abbondante la letteratura tecnica concernente l'effetto dei prodotti commerciali soprattutto sulle proprietà tecnologiche del calcestruzzo.

Massazza (136) ha preparato un rapporto molto dettagliato sugli additivi riguardante tra l'altro l'influenza dei superfluidificanti sull'idratazione del cemento e sulla struttura della pasta cementizia.

Aignesberger e collaboratori (137, 140) hanno studiato l'influenza del polimero MSF sull'idratazione del cemento, sulla struttura del prodotto idratato e sulle proprietà delle malte cementizie. Essi hanno trovato che il prodotto fluidifica l'impasto cementizio ma non modifica significativamente il processo di idratazione o la struttura del cemento idratato. Wittmann (141) ha esami-

nato l'influenza del polimero MSF sulle proprietà reologiche delle paste, sul ritiro plastico (§ 3.1.2) e sulla struttura della pasta cementizia.

Kondo (142) ha esaminato l'influenza di alcuni composti organici solfonati tra i quali il polimero NSF. L'autore ritiene che la deflocculazione della pasta cementizia avvenga in seguito all'adsorbimento del polimero sui granuli di cemento grazie alla presenza dei gruppi solfonici $-SO_3H$.

Collepari e collaboratori (134, 143, 144) hanno studiato la cinetica di idratazione del cemento Portland (§ 2.2.4) in presenza di alcuni superfluidificanti commerciali a base di NSF di tipo normale o ritardante: gli autori hanno trovato che alle brevi stagionature il primo tipo di superfluidificante non modifica significativamente l'idratazione del cemento (143), e quella del C₃S in particolare (134), mentre il secondo allunga il periodo di induzione relativo all'idratazione dei silicati di calcio ma accelera la formazione immediata di ettringite (144). Alle lunghe stagionature, invece, entrambi gli additivi creano le condizioni per un più alto grado di idratazione del cemento, e dei silicati in particolare, probabilmente per la maggior superficie di cemento esposta all'azione dell'acqua a causa dell'effetto disperdente del polimero (fig. 8.6). La struttura della pasta di cemento idratato (§ 2.2.4) non risulta modificata dalla presenza dell'additivo (134, 144).

Sierra e Tinturier (145) hanno trovato che alcuni superfluidificanti commerciali a base di NSF ritardano, durante le prime ore, l'idratazione del cemento e del C₃S in particolare, mentre Massazza e collaboratori (146) hanno trovato che il polimero puro di NSF ritarda l'idratazione del C₃A puro in presenza ed in assenza di gesso.

Sebbene la maggior parte dei superfluidificanti siano prevalentemente costituiti dai polimeri NSF ed MSF, il ligninsolfonato conserva una discreta importanza soprattutto per le possibili applicazioni di additivo per clinker di cemento Portland. Brunauer e collaboratori (147) hanno studiato l'influenza di una miscela di carbonato di sodio o potassio, di ligninsolfonato e di un coadiuvante di macinazione sull'idratazione del clinker, in assenza cioè del gesso quale regolatore della presa. È possibile in tal caso ridurre il rapporto acqua/cemento di oltre il 20%. Odler e Skalny (148, 149) hanno riesaminato la possibilità di impiegare un simile additivo ma le difficoltà pratiche di impiego non sembrano completamente superate per il forte ritardo nell'indurimento iniziale.

Molto più abbondante è la letteratura riguardante l'influenza dei superfluidificanti sulle proprietà del calcestruzzo. La maggior parte di questi lavori dimostrano che, a pari lavorabilità tutte le proprietà del calcestruzzo indurito (Capitolo X) risultano significativamente migliorate in presenza dei superfluidificanti per la notevole riduzione nel rapporto a/c . D'altra parte, a pari rapporto a/c , il calcestruzzo fluido additivato non presenta sostanziali differenze rispetto al corrispondente conglomerato non additivato ma sensibilmente meno lavorabile. In generale si può dire che le prestazioni di un calcestruzzo fluido additivato (slump 20-22 cm) sono all'incirca equivalenti a quelle di un calcestruzzo asciutto con slump di 1-2 cm.

GLI ADDITIVI

I risultati ottenuti da numerosi ricercatori (96, 134, 143, 144, 150-157) dimostrano che a pari rapporto *a/c* l'aggiunta del superfluidificante non modifica il ritiro, lo scorrimento viscoso, la permeabilità, la resistenza all'aggressione chimica, la resistenza meccanica ed il modulo elastico.

L'unico punto su cui esiste discordanza di risultati concerne la resistenza ai cicli di gelo - disgelo da parte di calcestruzzi contenenti superfluidificante ed aerante, rispetto ad analoghi calcestruzzi contenenti solo aerante (§ 8.1.5): Mather (158) e Mielenz e Sprouse (159) hanno trovato che i primi sono meno resistenti dei secondi, mentre la maggior parte dei ricercatori (141, 150, 152, 153, 155, 157) trova che essi sono equivalenti. È probabile che la discordanza dei risultati sia da attribuire al differente sistema di microbolle che si realizza nei due casi (144): è noto, per esempio, che l'aggiunta di un additivo aerante non risulta completamente efficace contro le aggressioni dei cicli di gelo-disgelo se non si introduce nel calcestruzzo circa un 5% in volume di aria sotto forma di microbolle sferiche con diametro di 100-200 μm (§§ 4.3.2, 8.1.5 e 10.5). Se il confronto tra i due calcestruzzi è fatto a parità di aria totale, e se il solo superfluidificante provoca l'inglobamento di un 2% di aria sotto forma di bolle più grosse e quindi inefficaci contro il gelo-disgelo, ne consegue che i due calcestruzzi contengono di fatto un diverso contenuto d'aria efficace. D'altra parte, alcuni dati di Mielenz e Sprouse (159) mostrano che, a parità di volume di aria sotto forma di microbolle, i calcestruzzi con superfluidificante ed aerante presentano la stessa resistenza di cicli di gelo-disgelo del calcestruzzo contenente aerante.

L'aspetto più interessante nell'impiego dei superfluidificanti riguarda la possibilità di mettere in opera dei calcestruzzi molto fluidi, che non richiedano praticamente nessuno sforzo di compattazione, ma le cui prestazioni allo stato indurito siano equivalenti a quelle di un calcestruzzo non additivato per la cui messa in opera sarebbe necessario un accurato, lungo e dispendioso sistema di vibrazione. Collepari e Corradi (144, 154) hanno messo in evidenza come il calcestruzzo fluido con superfluidificante (slump > 20 cm) sia molto più affidabile che non il corrispondente calcestruzzo poco lavorabile (slump = 1-2 cm), nel senso che il primo è molto meno dipendente dal sistema di compattazione (fig. 8.10). Le figg. 8.11 e 8.12 (154) mostrano la dispersione dei risultati riguardanti la resistenza meccanica di calcestruzzi ordinari (fig. 8.11) e leggeri (figura 8.12): i calcestruzzi con superfluidificante (slump 21-22 cm) presentano la stessa resistenza massima dei calcestruzzi asciutti con slump di 1 cm. Tuttavia, i primi presentano più del 75% dei provini con la massima resistenza, mentre non più del 15% dei secondi raggiunge il valore massimo. Bocca (160) ha rilevato la resistenza meccanica del calcestruzzo in diversi punti di alcune travi, ed ha trovato che quelle confezionate con calcestruzzo fluido contenente superfluidificante presentano una dispersione molto minore di quelle preparate con un calcestruzzo non additivato di eguale rapporto *a/c* ma molto meno lavorabile. Tutti questi risultati mettono in evidenza uno dei più grandi vantaggi derivanti dall'impiego dei superfluidificanti: con un calcestruzzo fluido, ma confezionato con basso rapporto *a/c*, è possibile conciliare le esigenze spesso

antitetiche del progettista che pretende strutture resistenti, durevoli ed omogenee, e dell'impresa che è costretta a superare le notevoli difficoltà pratiche di cantiere.

Una dei limiti alla diffusione dei superfluidificanti è rappresentata dalla perdita di lavorabilità (§ 9.5) del calcestruzzo fluido additivato con superfluidificante (150, 153, 157, 181-183).

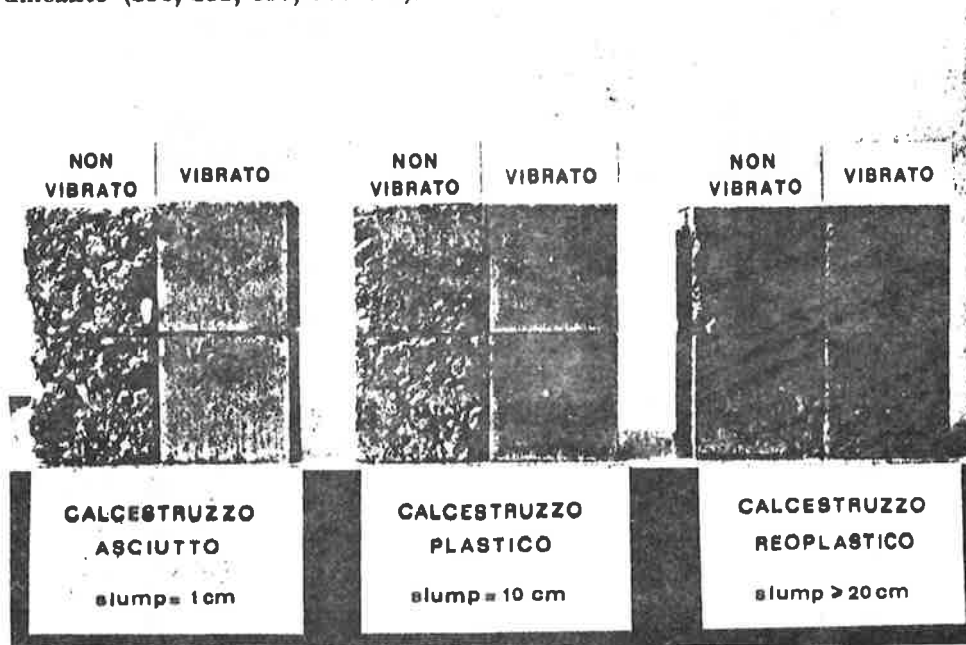


Fig. 8.10 - Influenza della vibrazione sulla compattazione di calcestruzzi di diversa lavorabilità (143).

La rapida perdita di lavorabilità, che trasforma nel giro di 30-40 min un calcestruzzo da fluido (slump 20 cm) a plastico (slump = 5-10 cm) o asciutto (slump = 2-3 cm), e che fa perdere, quindi, tutti i vantaggi derivanti dall'impiego dei superfluidificanti, è di trascurabile importanza in prefabbricazione, dove il tempo che intercorre tra mescolamento e messa in opera è relativamente breve. Se, poi, il calcestruzzo deve essere trattato a vapore, la perdita di lavorabilità può diventare vantaggiosa perchè consente una più breve prestagionatura (§ 2.3.4.0). Nel caso, però, in cui il calcestruzzo debba essere trasportato a lunga distanza, in particolare nei climi caldi, la perdita di lavorabilità può diventare un serio limite all'impiego dei superfluidificanti. Nè l'aggiunta discontinua e ritardata, effettuata cioè a più dosi durante il trasporto in autobetoniera, può risolvere adeguatamente il problema, per la difficoltà di controllare adeguatamente la lavorabilità del calcestruzzo. Nel caso, poi, di trasporti con pompe (§ 9.8), con nastri o con benne, l'aggiunta ritardata non può essere effettuata.

GLI ADDITIVI

Se si tiene conto della molteplicità di esigenze e di condizioni climatiche che si possono presentare nelle condizioni pratiche di impiego, ci si rende conto come il modo più razionale per risolvere il problema della perdita di lavorabilità



Fig. 8.11 - Influenza della lavorabilità sulla dispersione dei risultati di resistenza meccanica per calcestruzzi ordinari compattati per tempi diversi (154).

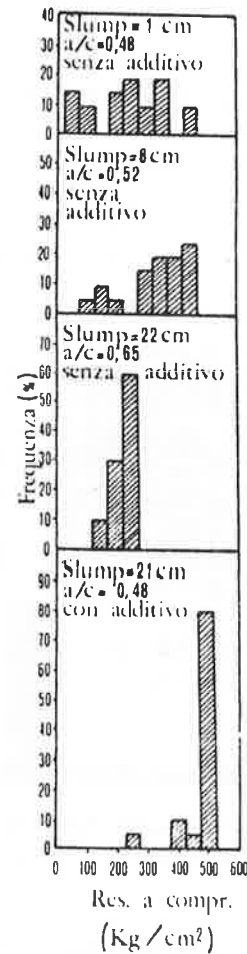


Fig. 8.12 - Influenza della lavorabilità sulla dispersione dei risultati di resistenza meccanica per calcestruzzi leggeri ($\approx 1600 \text{ kg/m}^3$) compattati per tempi diversi (154).

sia quello di disporre di diversi tipi di superfluidificanti. In fig. 8.13 sono mostrati tre tipi di additivi impiegando i quali la conservazione della lavorabilità può essere fatta variare entro determinati limiti: il tipo A (ritardante) è più adatto in climi caldi e per lunghi trasporti, quello C (accelerante) in climi

freddi ed in prefabbricazione, mentre quello *B* (normale) è più adatto in condizioni intermedie e per imprese che preparino il calcestruzzo in cantiere. Alcuni ricercatori hanno studiato le caratteristiche dei calcestruzzi additivati con superfluidificanti a base di NSF di Tipo *A* (144, 164, 165), *B* (134, 166) e *C* (143, 154, 166), ed hanno trovato che la conservazione della lavorabilità e in relazione con l'effetto dell'additivo sulla cinetica idratazione dei silicati (144): alle lunghe stagionature non esiste nessuna sostanziale differenza tra il cemento idratato senza additivo e quello contenente uno dei tre additivi. Alle brevi stagionature, invece, il tipo *B*, ma soprattutto quello *A*, ritardano l'idratazione dei silicati e favoriscono la formazione di ettringite (§ 2.2.4). A causa di queste influenze sulla cinetica di idratazione del cemento, le resistenze meccaniche alle brevi stagionature dipendono dal tipo di superfluidificante impiegato, mentre quelle alle lunghe stagionature risultano sostanzialmente le stesse (fig. 8.14).

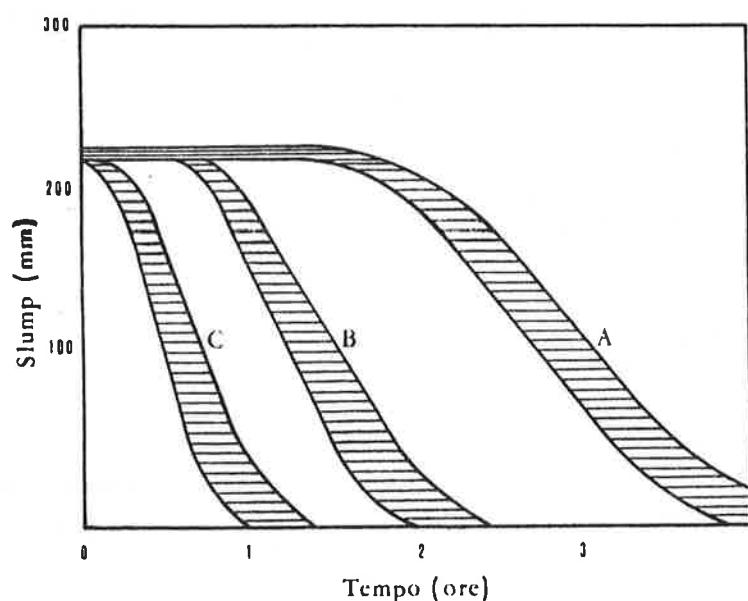


Fig. 8.13 - Lavorabilità (slump) in funzione del tempo di mescolamento del calcestruzzo additivato con tre tipi (*A*, *B*, *C*) di superfluidificante (144).

Un altro aspetto da tenere sotto controllo, durante l'impiego di calcestruzzi fluidi contenenti superfluidificanti, riguarda la segregazione ed il bleeding, le cui conseguenze negative saranno discusse nei §§ 9.6 e 9.7. Indipendentemente dall'impiego di superfluidificanti, perchè un calcestruzzo fluido sia accettabile è necessario che esso non segreghi e non presenti un eccessivo bleeding. Talvolta, soprattutto nell'impiego di superfluidificanti, si è tacitamente ammesso che i calcestruzzi fluidi siano anche non segregabili (161, 162). È stato proposto di

GLI ADDITIVI

definire reoplastici (167, (168) quei calcestruzzi che oltre a essere fluidi siano anche coesivi, plastici e non segregabili, e riservare il termine di fluidi a quelli che presentano soltanto buone proprietà di flusso (164). In pratica, tenuto conto della impossibilità pratica di misurare quantitativamente la segregazione, si è suggerito di determinare la capacità di bleeding (§ 9.7) come misura indiretta della segregazione, anche se non sempre tra segregazione e bleeding esiste una correlazione costante (169, 170). Un indice di reoplasticità (RPI) definito come $RPI = 1/\int B dS$, dove S è lo slump e B la capacità di bleeding, consentirebbe di valutare la reoplasticità di un calcestruzzo (167, 168): le curve della fig. 9.17 (§ 9.7) si riferiscono a calcestruzzi con integrale $\int B dS$ decrescente, e pertanto con RPI crescente, da sinistra a destra. In alternativa,

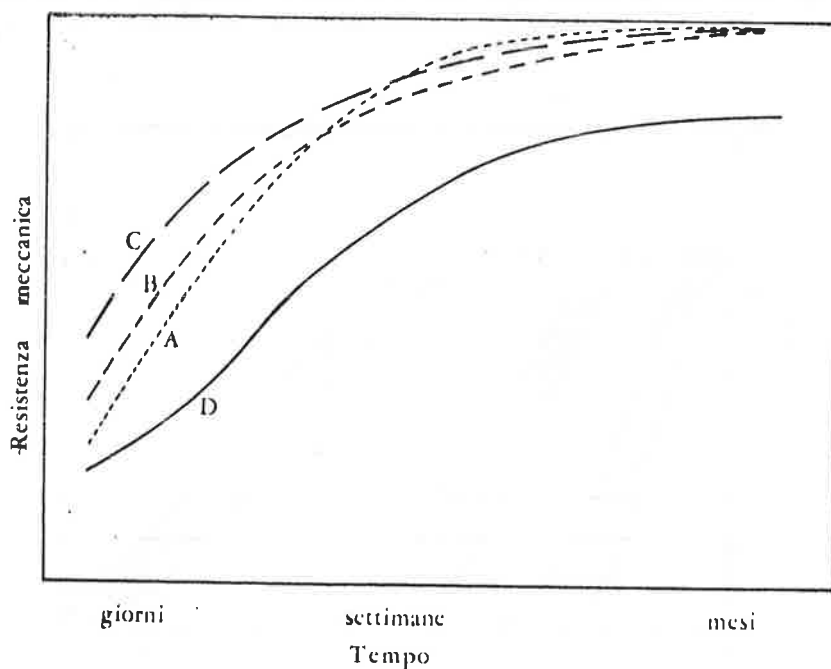


Fig. 8.14 - Influenza del tipo di superfluidificante sull'evoluzione della resistenza meccanica di un calcestruzzo.

A, slump di 20 cm e superfluidificante ritardante; B, slump di 20 cm e superfluidificante normale; C, slump di 20 cm e superfluidificante accelerante; D, slump di 10 cm e senza superfluidificante.

si potrebbe misurare la reoplasticità come $RPI' = 1/B'$ dove B' è la capacità di bleeding di un calcestruzzo fluido con lo slump di almeno 20 cm (167, 168). In sostanza, un calcestruzzo con superfluidificante sarebbe reoplastico se oltre ad essere fluido (slump ≥ 20 cm) presentasse anche la stessa segregazione

e capacità di bleeding del corrispondente calcestruzzo non additivato asciutto (slump = 1-2 cm). Collepardi (166, 167) ha mostrato che la segregazione di un calcestruzzo fluido può dipendere dal tipo di superfluidificante impiegato e diminuisce comunque aumentando il dosaggio di cemento, mentre Collepardi, Corradi e Valente (164) hanno trovato che anche il tipo di cemento e soprattutto la distribuzione granulometrica dell'inerte (§ 7.8) può influire sensibilmente sulla capacità di bleeding di un calcestruzzo fluido contenente superfluidificante. Ciò indica che con la semplice aggiunta di additivo si può arrivare ad ottenere un calcestruzzo fluido, ma non necessariamente si garantisce l'ottenimento di un calcestruzzo reoplastico se non si controllano il tipo di additivo, il tipo ed il dosaggio di cemento, e la distribuzione granulometrica dell'inerte.

9.9. Proporzionamento del calcestruzzo.

Il proporzionamento del calcestruzzo, o mix-design, consiste nello stabilire le proporzioni dei diversi ingredienti del conglomerato, sulla base di un compromesso tecnico-economico che tenga conto, da una parte, delle caratteristiche (resistenza meccanica, permeabilità, durabilità, creep, ritiro, ecc.) degli elementi strutturali, e dall'altra, delle condizioni operative esistenti in cantiere o in prefabbricazione.

Nella Tabella 9.5 è schematicamente mostrato un processo di mix-design con il quale arrivare a fissare le proporzioni dei vari ingredienti del calcestruzzo. Dalla resistenza caratteristica richiesta, si fissa, in base al grado di controllo presumibilmente esistente, la resistenza media (§ 10.1). Quindi, tenendo anche conto delle condizioni ambientali nelle quali si trova l'opera, e quindi della durabilità richiesta per il materiale, (§§ 4.4 e 10.5) si stabilisce il rapporto acqua/cemento, scegliendo il valore più basso tra quelli deducibili in base alla resistenza meccanica o alla durabilità. Se è previsto che la temperatura dell'ambiente nel quale l'opera sarà in esercizio potrà scendere frequentemente al di sotto di 0 °C (§§ 4.3 e 10.5) è necessario prevedere l'inglobamento di un certo quantitativo di aria (§ 3.1.5). Se, invece, la temperatura durante l'esecuzione del lavoro dovesse risultare troppo bassa, ma comunque superiore a 0 °C, si dovrà prevedere l'impiego di un additivo accelerante soprattutto se una determinata resistenza meccanica dovrà essere raggiunta alle brevi stagionature (§ 2.3.3).

Stabilita la lavorabilità dell'impasto richiesto, sulla base delle condizioni operative esistenti in cantiere o in prefabbricazione, si fissa il volume di acqua di impasto (Tabella 9.1) tenendo anche conto del tipo di inerte disponibile.

Dal rapporto acqua/cemento, e dal contenuto di acqua di impasto, si calcola prima il contenuto di cemento, e quindi il rapporto inerte/cemento tenendo conto del diametro massimo dell'inerte grosso e della finezza della sabbia.

Seguendo, invece, il metodo di Murdock in base all'equazione [9.1] si arriva direttamente a fissare il rapporto acqua/cemento e quello inerte/cemento per ottenere una determinata lavorabilità.

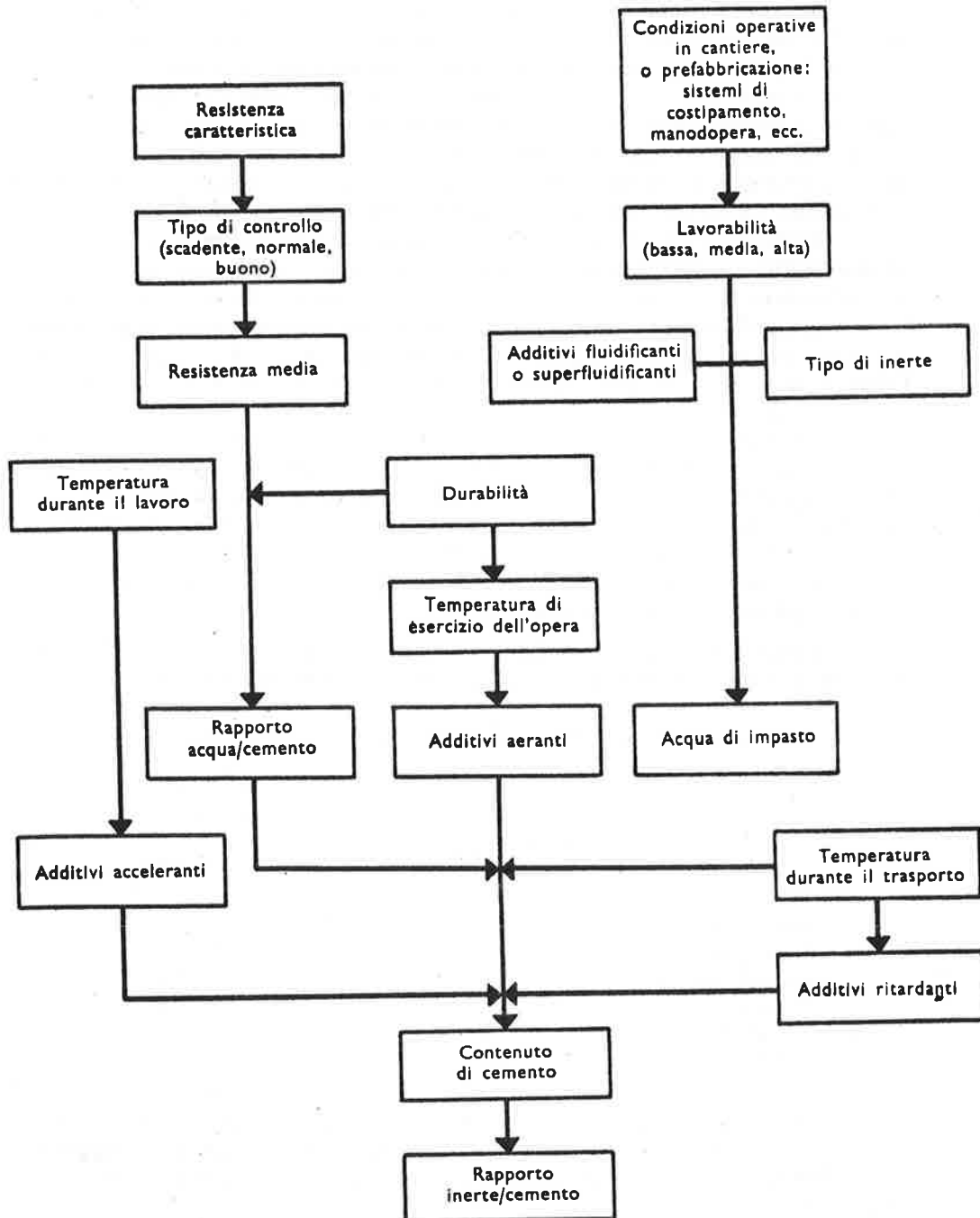
Non di rado il rapporto acqua/cemento stabilito per raggiungere una certa resistenza comporta un quantitativo di acqua di impasto che si rileva però insufficiente a raggiungere, con gli inerti disponibili, la lavorabilità richiesta dalle condizioni operative esistenti in prefabbricazione e soprattutto in cantiere. In tal caso, per soddisfare le esigenze antitetiche del progettista e dell'impresa, si impiega un additivo fluidificante o superfluidificante (§§ 8.1.3 e 8.1.4), tenendo presente che a pari lavorabilità si può ridurre l'acqua di impasto di qualche decina di percento con il secondo. D'altra parte, l'impiego di un additivo superfluidificante, e quindi il possibile ottenimento di un calcestruzzo fluido, può portare ad una diversa organizzazione di lavoro nel trasporto e nella messa in opera del calcestruzzo, sia in un cantiere che in un impianto di prefabbricazione.

Infine, soprattutto in climi caldi, nel caso che si debba trasportare il calcestruzzo a lunga distanza, o che si debbano effettuare delle riprese di getto con calcestruzzo fresco su fresco, è necessario prevedere l'aggiunta di additivi ritardanti per evitare che si verifichi un prematuro indurimento.

Per poter definire con esattezza la composizione dei diversi ingredienti, secondo il processo di mix-design sopra illustrato, è necessario ovviamente avere a disposizione grafici o tabelle sperimentali che mostrino come varia una determinata grandezza in funzione della composizione. Per esempio, per

IL CALCESTRUZZO FRESCO

Tabella 9.5 - Schema di un processo per il mix-design del calcestruzzo.



stabilire il rapporto acqua/cemento in base alla resistenza meccanica è necessario conoscere come questa aumenta al diminuire del rapporto *a/c*. Esistono in proposito dei grafici e delle tabelle i cui dati sono mediati dai valori ottenuti con i diversi tipi di cemento (fig. 10.14), e nel seguito sarà dato un esempio sull'uso di questi dati. Tuttavia, i risultati di un mix-design saranno tanto più accurati, quanto più i grafici o le tabelle saranno stati sperimentalmente ricavati con il cemento e gli inerti che si prevede di impiegare realmente.

In ogni caso, è sempre consigliabile verificare, con un impasto sperimentale, se le caratteristiche del calcestruzzo progettato sono realmente ottenute o se è necessario apportare qualche correzione nella composizione dell'impasto.

Il lavoro preliminare, necessario all'ottenimento dei grafici o delle tabelle ed alla verifica sperimentale su un impasto, rappresenta un impegno trascurabile se confrontato con i vantaggi derivanti dal mix-design, soprattutto se il calcestruzzo progettato verrà impiegato per un tempo relativamente lungo, come si verifica per gli impianti di calcestruzzo preconfezionato, o per quelli di prefabbricazione, o anche per i grandi lavori di cantiere che richiedono lunghi tempi di esecuzione.

In letteratura (17, 53-58) sono segnalati diversi metodi di mix-design in relazione anche ai diversi tipi di calcestruzzo (ordinario, leggero, ad alta resistenza, con aria inglobata, ecc.). Nel seguito è presentato, attraverso una successione di operazioni, il metodo suggerito dall'American Concrete Institute (ACI) per il calcestruzzo ordinario (17) e che è forse quello più largamente adottato e raccomandato dalle diverse organizzazioni pubbliche o private operanti nel settore del calcestruzzo.

1° Punto. Stabilire la lavorabilità dell'impasto in base al tipo di costruzione ed al metodo di compattazione (Tabella 9.6). Per strutture molto armate,

Tabella 9.6 - Lavorabilità (slump) suggerita per vari tipi di costruzione (17).

Tipo di costruzione	Slump (cm)	
	Massimo	Minimo
Muri di sostegno e fondazione (armati)	12,5	5
Muri di sostegno, cassoni (non armati)	10	2,5
Solette, travi, muri (armati)	15	7,5
Pilastri	15	7,5
Pavimenti	7,5	5
Strutture massive	7,5	2,5

e laddove si possa garantire un'accurata vibrazione del calcestruzzo in ogni zona della struttura, è consigliabile aumentare la lavorabilità massima suggerita nella Tabella 9.6, fino ad arrivare ad un calcestruzzo con slump di 20-24 cm (fig. 10.24).

IL CALCESTRUZZO FRESCO

2° Punto. Fissare per l'inerte grosso il diametro massimo più alto possibile, nei limiti dei dati riportati in Tabella 9.7 e della disponibilità degli aggregati.

Tabella 9.7 - Diametro massimo per i vari tipi di costruzione (17).

Sezione minima della struttura (cm)	Diametro massimo dell'inerte (mm)			
	Muri, travi e pilastri armati	Muri non armati	Solette	
			molto armate	poco armate o non armate
5,5-12,5	12,5-10	10	10-25	10-37
15-27,5	10-37,5	37,5	37,5	37,5-75
30-72,5	25-75	75	37,5-75	75
75	37,5-75	150	37,5-75	75-150

3° Punto. Stabilire, in base alla lavorabilità e al diametro massimo prescelti, il contenuto di acqua di impasto. La Tabella 9.8, analoga alla Tabella 9.1, è anch'essa basata sulla regola di Lyse (§ 9.4) e suggerisce il volume di acqua di impasto approssimativamente necessario per calcestruzzi normali e per quelli contenenti aria inglobata (§ 8.1.5). Il valore letto in Tabella 9.8 dovrà essere corretto per l'umidità presente negli inerti e pertanto occorre conoscere l'umidità e l'assorbimento d'acqua degli inerti s.s.a. (§ 7.5).

4° Punto. A) Fissare il contenuto di cemento. Il dosaggio di cemento può essere calcolato dal contenuto di acqua (3° Punto) e dal rapporto acqua/cemento che occorre stabilire in base alle caratteristiche della struttura. In generale, il criterio per il fissare il rapporto a/c è basato sulla resistenza meccanica. La Tabella 9.9 fornisce dei valori indicativi nel rapporto a/c per raggiungere a 28 giorni determinate resistenze meccaniche a compressione. A causa della grande dipendenza della resistenza meccanica dal tipo di cemento è consigliabile costruire una tabella simile a quella 9.9 (valida per i cementi ordinari in USA), o un grafico, simile a quelli della fig. 10.14 (valida per i cementi inglesi), basati su dati sperimentali ottenuti con il cemento da impiegare.

Se si prevede di impiegare un additivo accelerante o ritardante per le avverse condizioni climatiche (Tabella 9.5), è consigliabile costruire analoghe tabelle che tengano conto della presenza dell'additivo.

Tabelle o grafici analoghi possono essere costruiti facendo riferimento alla resistenza a flessione (§ 10.1.1), come si richiede spesso per i calcestruzzi destinati alle pavimentazioni, o a stagionature diverse da quelle di 28 giorni (fig. 10.14).

In ogni caso, mentre il metodo ACI, o altri analoghi, fa riferimento alla resistenza media (\bar{f}), il mix-design deve, invece, tener conto della resistenza caratteristica (61). Questa è definita con l'equazione [9.10].

$$f'_{ck} = \bar{f} - K \delta \quad [9.10]$$

Tabella 9.8 - Contenuti di acqua approssimativamente richiesti per ottenere una certa lavorabilità, tenendo presente il diametro massimo dell'imerte (17, 57).

Lavorabilità				Acqua di impasto in l/m³ in dipendenza del diametro max							
Descrizione	Slump (cm)	Vebe (sec)	Fattore di compatt.	10 mm	12,5 mm	19 mm	25 mm	37,5 mm	50 mm	75 mm	150 mm

Calcestruzzi senza additivo serante

Asciuttissimo	—	32-18	—	180	170	160	150	140	135	125	110
Molto rigido	—	18-10	0,70	190	185	170	160	150	140	135	115
Rigido	0-2,5	10-5	0,75	200	195	180	170	160	150	140	120
Semiplastico	2,5-5	5-3	0,85	210	200	185	180	165	155	145	125
Plastico	7,5-10	3-0	0,91	230	220	205	195	180	170	160	140
Fluidi	15-17,5	—	0,95	240	230	215	205	190	180	170	150
Aria intrappolata (% in volume)				3	2,5	2	1,5	1	0,5	0,3	0,2

Calcestruzzi con additivo aerante

Asciuttissimo	—	32-18	—	160	150	140	135	125	115	110	95
Molto rigido	—	18-10	0,70	170	160	150	140	135	125	115	100
Rigido	0-2,5	10-5	0,74	180	170	160	150	140	130	120	105
Semiplastico	2,5-5	5-3	0,85	185	180	165	155	145	135	125	110
Plastico	7,5-10	3-0	0,91	205	196	180	170	160	150	140	120
Fluidi	15-17,5	—	0,95	215	205	190	180	170	160	150	130
Aria inglobata (% in volume)				8	7	6	5	4,5	4	3,5	3

IL CALCESTRUZZO FRESCO

dove f'_{bk} è la resistenza caratteristica, δ è lo scarto quadratico medio, K è il fattore di probabilità. Secondo la normativa europea la resistenza caratteristica viene ad essere quel valore che è superato dal 95% dei provini. Essa sarà ovviamente tanto più vicina alla resistenza media quanto più piccoli sono i valori di K e di δ .

Tabella 9.9 - Resistenza meccanica a compressione a 28 giorni con vari rapporti acqua/cemento (17).

Rapporto a/c	Resistenza meccanica a compressione (28 giorni) in kg/cm ²	
	Senza aerante	Con aerante
0,31	476	385
0,36	420	335
0,44	350	280
0,53	280	225
0,62	225	180
0,71	175	140
0,80	140	110

Il valore di K può essere desunto dalla Tabella 9.10 in base al numero di controlli che si prevede di effettuare sul calcestruzzo in opera (59), mentre il valore di δ può essere approssimativamente previsto in base al livello qualitativo del mescolamento e del controllo (Tabella 9.5) che sarà effettuato sul cantiere o sull'impianto di prefabbricazione. La Tabella 9.11 fornisce alcuni valori indicativi di δ in relazione alla qualità del lavoro esecutivo.

Tabella 9.10 - Fattore di probabilità (K) in funzione del numero (n) dei prelievi di calcestruzzo da controllare (59).

K	n
2,16	10
2,06	12
1,98	16
1,93	20
1,88	25
1,84	30

Nel fissare il rapporto a/c, oltre alla resistenza caratteristica, che riguarda la struttura in esercizio, occorre tener conto della resistenza meccanica che, per ragioni esecutive, deve essere raggiunta al momento della scasseratura o del taglio dei trefoli.

4° Punto. *B*) Oltre alla resistenza meccanica, che determina il rapporto *a/c* (Tabella 9.9), ed alla lavorabilità, che determina il contenuto di acqua (Tabella 9.8), occorre tener conto della durabilità del calcestruzzo (§ 10.5) in relazione alle condizioni aggressive dell'ambiente. La Tabella 9.12 suggerisce i valori del rapporto *a/c* approssimativamente sufficienti a garantire una relativamente bassa permeabilità della pasta cementizia (§ 4.4.0) e quindi una buona durabilità del calcestruzzo. Le aggressioni prese in considerazione nella Tabella 9.12 sono dovute al solfato (§§ 4.4.1.3 e 10.5) ed ai cicli di gelo-disgelo (§§ 4.3.2 e 10.5).

Tabella 9.11 -- Stima approssimativa dello scarto quadratico medio (δ) in diverse condizioni di lavoro.

Grado di controllo	Descrizione	δ (kg/cm ²)
Eccellente	In laboratorio	20-30
Buono	Proporzionamento per pesata. Inerte in curva granulometrica controllata mediante impiego di più inerti ben frazionati. Controllo dell'umidità degli inerti. Impiego di additivi. Costante supervisione.	30-40
Discreto	Proporzionamento per pesata. Impiego di soli due inerti. Aggiunta d'acqua a giudizio dell'operatore. Controlli occasionali. Impiego di additivi	40-60
Mediocre	Proporzionamento a volume. Due soli inerti. Aggiunta d'acqua a giudizio dell'operatore. Controlli occasionali.	60-80
Scadente	Proporzionamento a volume. Un solo inerte. Nessun controllo.	70-100

Nella Tabella 9.12 i pericoli dell'aggressione, e quindi i relativi rapporti *a/c* suggeriti, sono stati valutati tenendo conto del tipo di struttura, e di possibili alternative all'impiego del cemento Portland normale (Capitolo V).

Nella scelta definitiva del rapporto *a/c* si dovrà prendere in esame il valore più piccolo tra quelli deducibili dalla resistenza meccanica (Tabella 9.9) o della durabilità (Tabella 9.12).

Si può pensare di fissare il rapporto *a/c* anche in base ad altre proprietà del calcestruzzo, quali per esempio la permeabilità (Tabella 10.8), il ritiro (Tabella 10.4), il fluage (fig. 10.48), o addirittura la resistenza elettrica (Tabella 10.11).

5° Punto. Calcolare la quantità di aggregato grosso per volume unitario di calcestruzzo. La Tabella 9.13 mostra i valori di *b/b₀* dell'inerte grosso in relazione al suo diametro massimo (§ 7.8.1.2) ed al modulo di finezza (§ 7.8, Tabella 7.10) della sabbia.

I dati della Tabella 9.13, sono dedotti dai risultati sperimentali ottenuti da Talbot e Richart (60), successivamente elaborati da Goldbeck e Gray (61). Il

IL CALCESTRUZZO FRESCO

Tabella 9.12 - Massimo rapporto acqua/cemento consentito dal grado di aggressione dell'ambiente e dal tipo di struttura (17).

Tipo di struttura	Condizioni ambientali (1)					
	Ampie escursioni termiche o frequenti cicli di gelo e disgelo (solo calcestruzzo con additivi aeranti)		Piccole escursioni termiche. Raramente sotto 0 °C, scarse le piogge o i periodi di clima arido.		In vicinanza del bagnasciuga o in prossimità dell'acqua	
	All'aria	In vicinanza del bagnasciuga o in prossimità dell'acqua	All'aria	In vicinanza del bagnasciuga o in prossimità dell'acqua	acqua potabile	acqua del mare o ambienti solfatici (2)
Sezioni sottili, parapetti, davanzi, strutture ornamentali ed architettoniche, tubazioni, e tutte le strutture armate con un copriferro inferiore a 25 mm Sezioni di spessore intermedio, travi, pilastri, baucchine, muri di riparto Strutture di notevole spessore Getti sott'acqua Lastre poggiate su terreno Strutture protette, interrate o per interni Strutture che saranno protette ma che possono rimanere esposte ai cicli di gelo e disgelo per alcuni anni prima di essere protette	0.49	0.44	0.53	0.49	0.49	0.40 (2)
	0.53	0.49	(*)	0.53	0.53	(0,44 (2)
	0.58	0.49	(*)	0.53	0.53	0.44 (2)
	—	0.44	—	0.44	0.44	0.44
	0.53	—	(*)	—	—	—
	(*)	—	(*)	—	—	—
	0.53	—	(*)	—	—	—

(1) Si dovrebbero usare calcestruzzi contenenti additivi aeranti in tutte le condizioni ambientali severe, mentre l'impiego di additivi aeranti può essere consigliato anche in condizioni ambientali non severe per migliorare la lavorabilità.

(2) Acque o terreni con un tenore di solfati superiori allo 0,2%.

(3) Con cementi resistenti ai solfati si può aumentare il rapporto a/c di 0,04.

(4) Il rapporto a/c dovrebbe essere scelto in base alla resistenza meccanica.

valore di b/b_0 indica il rapporto tra il volume solido di inerte grosso riferito al volume unitario di calcestruzzo (b) ed il volume solido di inerte grosso riferito al volume unitario in mucchio di inerte compattato (b_0). Il valore di b_0 è calcolabile dal peso specifico in mucchio (p'_m) e dal peso specifico apparente (p'_a) dello stesso inerte saturo e a superficie asciutta (§ 7.4)

$$b_0 = \frac{p'_m}{p'_a} \quad [9.11]$$

Pertanto misurando sperimentalmente p'_m e p'_a e calcolando b_0 , si può determinare, mediante la Tabella 9.13, il volume solido (b) occupato dall'inerte grosso in 1 m³ di calcestruzzo. Si può osservare che il rapporto b/b_0 aumenta con il diametro massimo dell'inerte e con la finezza della sabbia. Ciò significa che per determinare b occorre conoscere anche il modulo di finezza della sabbia (§ 7.8.1.1) calcolato dalla sua distribuzione granulometrica, ed il diametro massimo dell'inerte (§ 7.8.1.2).

Tabella 9.13 - Valori suggeriti di b/b_0 per l'inerte grosso.

Diametro massimo (mm)	Valori di b/b_0 per i seguenti moduli di finezza della sabbia				
	2,40	2,60	2,80	2,90	3,00
9,5	0,46	0,44	0,42	0,41	0,40
12,5	0,55	0,53	0,51	0,50	0,49
19	0,65	0,63	0,61	0,60	0,59
25	0,70	0,68	0,66	0,65	0,64
37,5	0,76	0,74	0,72	0,71	0,70
50	0,79	0,77	0,75	0,74	0,73
75	0,84	0,82	0,80	0,79	0,78
150	0,90	0,88	0,86	0,85	0,84

I valori di b/b_0 sono stati dedotti sperimentalmente per produrre calcestruzzi mediamente lavorabili. Per calcestruzzi meno lavorabili, come quelli richiesti per le pavimentazioni, i valori di b/b_0 possono essere aumentati del 10%.

6° Punto. Calcolare il volume e quindi, attraverso il peso specifico, la quantità di sabbia. Il calcolo del volume di sabbia avviene per differenza tra il volume di 1 m³ di calcestruzzo e quello di acqua (Tabella 9.8), di cemento (Tabelle 9.9 e 9.12), di inerte grosso (Tabella 9.13) e di aria (Tabella 9.8) presenti in 1 m³ di conglomerato. Tutti questi dati sono già espressi in volume, ad eccezione del cemento, e pertanto dal peso specifico di quest'ultimo si risale al volume di cemento per m³ di calcestruzzo.

D'altra parte, noti i volumi di aria, di acqua e di cemento si può calcolare per differenza il volume di inerte, inclusa la sabbia, necessario a completare 1 m³ di calcestruzzo. Si può quindi procedere a stabilire il rapporto inerte

IL CALCESTRUZZO FRESCO

grosso/sabbia, o più in generale la composizione degli inerti, con uno dei metodi grafici o numerici illustrati al § 7.8.2, dopo aver scelto una delle curve granulometriche ottimali (Fuller, Bolomey, ecc.) discusse nel § 7.8.1.0.

7° Punto. Il procedimento descritto richiede la determinazione sperimentale dei seguenti dati per progettare la composizione del calcestruzzo: a) peso specifico del cemento; b) peso specifico apparente, assorbimento, e umidità degli inerti; c) peso specifico in mucchio *compattato* dall'inerte grosso; d) analisi granulometrica per calcolare il modulo di finezza della sabbia; e) diametro massimo dell'inerte grosso.

Attraverso le tabelle precedentemente illustrate, e meglio ancora attraverso analoghe tabelle ricavate sperimentalmente con i materiali da impiegare, è possibile arrivare ad una composizione approssimativa del calcestruzzo. Si procede quindi a confezionare un impasto sperimentale per verificare immediatamente se con l'acqua calcolata è possibile confezionare il calcestruzzo di lavorabilità prefissata come anche se il volume d'aria reale corrisponde a quello previsto. Con questi dati è possibile apportare le opportune modifiche alla composizione progettata finché, dopo qualche tentativo, si arriva a individuare l'impasto che presenta la lavorabilità ed il rapporto *a/c* richiesti — per la resistenza meccanica e la durabilità — con il minor dosaggio di cemento. Infine, con le prove di campo sarà possibile effettuare un'eventuale ulteriore messa a punto nella composizione del conglomerato verificando se la lavorabilità dell'impasto consente di trasportare e costipare adeguatamente il calcestruzzo progettato.

BIBLIOGRAFIA

- (1) T. C. POWERS, « *The Properties of Fresh Concrete* », John Wiley & Sons Inc., New York (1968).
- (2) W. H. GLANVILLE, A. R. COLLINS, D. D. MATHEWS, « *The grading of aggregates and workability of concrete* », Road Research Technical Paper N. 5, H.M.S.O. (1947).
- (3) A. M. NEVILLE, « *Properties of Concrete* », pg. 181, Pitman Publishing, London (1975).
- (4) M. COLLEPARDI, *Il Cemento*, 4, 195 (1975).
- (5) M. COLLEPARDI, *Cem. Concr. Res.*, 6, 401 (1976).
- (6) G. H. TATTERSALL, « *The workability of concrete* », pg. 4, Portland Cement and Concrete Association Slough (1976).
- (7) A. R. CUSENS, *Mag. Concr. Res.*, 8, 23 (1956).
- (8) B. P. HUGHES, *Proceedings Symp. Advances in Concrete*, Birmingham, 1971, pg. 18, Concrete Society, London (1972).
- (9) V. BAHRNER, *Zement*, 29, 102 (1940).
- (10) V. BAHRNER, *Betong*, 25, 27 (1940).
- (11) B. P. HUGHES, B. BAHRAMIAN, *Journal of Materials*, 2, 519 (1967).

416

- (12) J. D. DAWAR, « *Relation between various workability control tests for ready-mixed concrete* », Cem. Concr. Assoc. Tech. Rep. TRA/375, London (1974).
- (13) T. C. POWERS, *J. Amer. Concr. Inst.*, 28, 419 (1932).
- (14) I. LYSE, *Proceedings A.S.T.M.*, 82, Part. II, 629 (1932).
- (15) W. A. SLATER, I. LYSE, *J. Am. Concr. Inst.*, 26, 831 (1930).
- (16) National Ready-Mixed Concrete Association « *Control of quality of ready-mixed concrete* », Publication N. 44, Washington, D.C. (1957).
- (17) ACI Committee 211, « *Recommended Practice for Selecting Proportions for Normal Weight Concrete* », *J. Amer. Concr. Inst.*, 66, 612 (1969).
- (18) L. J. MURDOCK, *Mag. Concr. Res.*, 12, 135 (1960).
- (19) L. J. MURDOCK, G. F. BLACKLEDGE, « *Concrete Materials and Practice* », pg. 87, Edward Arnold, London (1968).
- (20) L. J. MURDOCK, G. F. BLACKLEDGE, « *Concrete Materials and Practice* », pg. 101, Edward Arnold, London (1968).
- (21) I. L. TYLER, A.S.T.M. Special Technical Publication N.-169, -pg. 37 (1956).
- (22) U.S. Bureau of Reclamation « *Concrete Manual* », pg. 280 (1968).
- (23) R. SHALON, D. RAVINA, « *Studies in concreting in hot countries* », *R.I.L.E.M. Int. Symp. on Concrete and Reinforced Concrete in Hot Countries*, Haifa (1960).
- (24) M. COLLEPARDI, M. CORRADI, M. VALENTE, « *Low Slump Loss Superplasticized Concretes, International Symposium on Superplasticizers in Concrete*, Transportation Research Board, Washington D.C. (1978).
- (25) J. D. DEWAR, « *Some effects of prolonged agitation of concrete* », Technical Report N. 42, Cement and Concrete Association, London (1962).
- (26) J. D. DEWAR, *Proceedings of a R.I.L.E.M. Seminar*, Vol. 3, pg. 7.6-1, Leeds (1973).
- (27) P. C. HEWLETT, *Proceedings Int. Symp. « Superplasticizers in Concrete »*, Vol. I, pg. 1, Ottawa (1978).
- (28) M. COLLEPARDI, M. CORRADI, *Proceedings Int. Symp. « Superplasticizers in Concrete »*, Vol. II, pg. 451, Ottawa (1978).
- (29) K. HATTORI, *Proceedings Int. Symp. « Superplasticizers in Concrete »*, Vol. I, pg. 48, Ottawa (1978).
- (30) POPOVICS, *Proceedings of a R.I.L.E.M. Seminar*, Vol. III, pg. 6.1-1, Leeds (1973).
- (31) ACI Manual of Concrete Practice, Part I, pg. 304-1, Am. Concr. Inst. Publication, Detroit (1973).
- (32) G. H. TATTERSALL, « *The workability of concrete* », pg. 77, Portland Cement and Concrete Association, Slough (1976).
- (33) K. WALZ, *Beton und Eisen*, 88, 327 (1939).
- (34) K. WALZ, *Beton und Eisen*, 88, 337 (1939).
- (35) A. G. B. RITCHIE, *Mag. Concr. Res.*, 14, 37 (1962).
- (36) R. L'HERMITE, « *La rhéologie et la vibration du béton frais* », Publication Technique N. 2, CERILH (1948).
- (37) T. P. TASSIOS, *Proceedings of a R.I.L.E.M. Seminar*, Vol. I, pg. 1.3-1, Leeds (1973).
- (38) O. J. UZOMAKA, *Mag. Concr. Res.*, 28, 111 (1971).
- (39) M. MAMILLAN, *Supplement des Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics*, 201, 912 (1964).
- (40) G. H. TATTERSALL, « *The workability of concrete* », pg. 16, Portland Cement and Concrete Association, Slough (1976).
- (41) T. C. POWERS, « *The Properties of Fresh Concrete* », pg. 533, John Wiley & Sons, Inc. New York (1968).

- (42) T. C. POWERS, « *The Bleeding of Portland Cement Past, Mortar, and Concrete* », Portl. Cem. Assoc. Res. Bull. N. 2 (1939).
- (43) T. C. POWERS, « *The Properties of Fresh Concrete* », pg. 574, John Wiley & Sons, Inc., New York (1968).
- (44) G. H. TATTERSALL, « *The workability of concrete* », pg. 79, Portland Cement and Concrete Association, Slough (1976).
- (45) T. C. POWERS, « *The Properties of Fresh Concrete* », pg. 596, John Wiley & Sons, Inc., New York (1968).
- (46) G. H. TATTERSALL, « *Measurement of workability of concrete* », *Conference of the East Midlands Region of the Concrete Society*, Nottingham (1971).
- (47) G. H. TATTERSALL, « *Proceedings of a R.I.L.E.M. Seminar*, Vol. I, pg. 2.2-1, Leeds (1973).
- (48) G. H. TATTERSALL, *Mag. Concr. Res.*, 25, 169 (1973).
- (49) G. H. TATTERSALL, « *The workability of concrete* », pg. 47, Portland Cement and Concrete Association, Slough (1976).
- (50) G. H. TATTERSALL, « *The workability of concrete* », pg. 82, Portland Cement and Concrete Association, Slough (1976).
- (51) E. KEMPSTER, *Contract Journal*, 229, 605 (1969).
- (52) E. KEMPSTER, *Contract Journal*, 229, 740 (1969).
- (53) I. J. MURDOCK, G. F. BLACKLEDGE, « *Concrete Materials and Practice* », pg. 106, Edward Arnold London (1968).
- (54) T. C. POWERS, « *The Properties of Fresh Concrete* », pg. 202, John Wiley & Sons, Inc. New York (1968).
- (55) F. D. LYDON, « *Concrete Mix Design* », Applied Science Publishers, London (1972).
- (56) A. M. NEVILLE, « *Properties of Concrete* », pg. 561, Pitman Publishing, London (1975).
- (57) ACI Committee 211, Subcommittee N. 2, « *Recommended Practice ofr Selecting Proportions for No-slump Concrete* », *J. Amer. Concr. Inst.*, 62, 1 (1965).
- (58) Road Research Laboratory « *Design of Concrete mixes* », Road Note, N. 4, HMSO, London (1958).
- (59) *Supplemento alla G.U.* n. 214, pg. 37, agosto 1976.
- (60) A. N. TALBOT, F. E. RICHART, « *The Strength of Concrete, Its Relation to the Cement Aggregates and Water* », *Bullettin No. 137 Engineering Experiment Station*, University of Illinois, Urbana (1923).
- (61) A. T. GOLDBECK, J. E. GRAY, « *A Method of Proportioning Concrete for Strength, Workability and Durability* », *Bullettin No. 11, National Crushed Stone Association*, Washington, D.C. (1949).

10.1.2 Parametri determinanti la resistenza meccanica del calcestruzzo.

La resistenza meccanica del calcestruzzo dipende sostanzialmente dai seguenti fattori: rapporto acqua/cemento, tipo e dosaggio di cemento, tipo e quantità di aggregato, tipo e dosaggio di additivo, e contenuto d'aria, per quanto concerne la composizione; tempo di mescolamento, lavorabilità, segregazione, e metodo di compattazione, per ciò che riguarda il calcestruzzo fresco; temperatura, umidità relativa e durata della stagionatura; temperatura ed umidità relativa del materiale al momento della prova: questi ultimi parametri sono già stati discussi nel paragrafo 10.1.0 e non sono pertanto esaminati nei paragrafi che seguono.

10.1.2.1 L'INFLUENZA DELLA COMPOSIZIONE DEL CALCESTRUZZO SULLA RESISTENZA MECCANICA.

Naturalmente non tutti questi fattori, influenzano la resistenza meccanica del calcestruzzo nella stessa misura. Il rapporto acqua/cemento (a/c), per esempio, è di gran lunga il parametro più importante nel determinare la resistenza meccanica. Come si è già visto in dettaglio nel paragrafo 4.2, la resistenza meccanica della pasta di cemento aumenta al diminuire del rapporto a/c , e l'equazione [4.11] mostra la correlazione esistente tra i due parametri. Anche nel calcestruzzo la diminuzione del rapporto a/c fa aumentare la resistenza meccanica, sostanzialmente per l'aumento di densità del gel di cemento idratato (§§ 4.1-4.1.1).

Feret nel 1896 propose l'equazione [10.5]

$$\sigma = K \left(\frac{C}{C + a + a'} \right)^2 \quad [10.5]$$

per correlare, ad una determinata stagionatura, la resistenza meccanica del calcestruzzo (σ) con il contenuto di cemento (C), di acqua (a) e di aria (a') nel conglomerato. Nel 1919 Abrams propose l'equazione [10.6] per calcestruzzi compattati al massimo, con un contenuto di aria cioè trascurabile ($< 1\%$ in volume):

$$\sigma = \frac{K_1}{K_2^{a/c}} \quad [10.6]$$

dove σ è la resistenza meccanica, K_1 e K_2 sono due costanti che dipendono dal tipo di cemento e di inerte, dalla durata e dalla temperatura della stagionatura, ecc.

Logaritmando entrambi i membri dell'equazione [10.6] si ottiene:

$$\log \sigma = \log K_1 - a/c \cdot \log K_2 \quad [10.7]$$

Ponendo, per esempio, eguale a 100 la resistenza meccanica di un calcestruzzo con rapporto a/c di 0,4 la [10.7] diviene:

$$\log 100 = \log K_1 - 0,4 \cdot \log K_2 \quad [10.8]$$

Sottraendo membro a membro la [10.8] dalla [10.7] si ottiene:

$$\log (\sigma/100) = \log K_2 \cdot (0,4 - a/c) \quad [10.9]$$

Nella fig. 10.13 sono riportati, con scala logaritmica per la resistenza meccanica, i risultati sperimentali ottenuti da Hummel (46) che confermano la validità sperimentale dell'equazione [10.9] e quindi quella dell'equazione di Abrams [10.6].

Nella fig. 10.14 è mostrato a titolo di esempio, la resistenza meccanica a compressione in funzione del rapporto a/c , per alcuni calcestruzzi confezionati con due differenti cementi e stagionati per tempi diversi. Nella fig. 10.15, invece, la resistenza meccanica di un calcestruzzo ad una determinata stagionatura, è mostrata in funzione del rapporto cemento/acqua, e si osserva che nell'intervallo di 0,8-2,4 di questo rapporto la resistenza meccanica a compressione cresce linearmente. Ciò consente quindi una più precisa interpolazione che non le curve iperboliche della fig. 10.14. È degno di nota che tutti i dati riportati nelle figg. 10.13-10.15 si riferiscono a calcestruzzi completamente

compattati, requisito questo indispensabile, come si è detto, per la validità dell'equazione di Abrams.

Occorre, inoltre, precisare che in tutte le equazioni concernenti la correlazione tra resistenza meccanica e rapporto a/c , ci si riferisce sempre all'acqua effettivamente presente nella pasta di cemento, esclusa, quindi, quella presente dentro l'aggregato. Pertanto, per il calcolo dell'effettivo rapporto a/c occorre sottrarre all'acqua d'impasto quella necessaria a portare l'aggregato nella condizione di saturo-a-superficie-asciutta e sommare, invece quella in eccesso rispetto a questa condizione (§ 7.5).

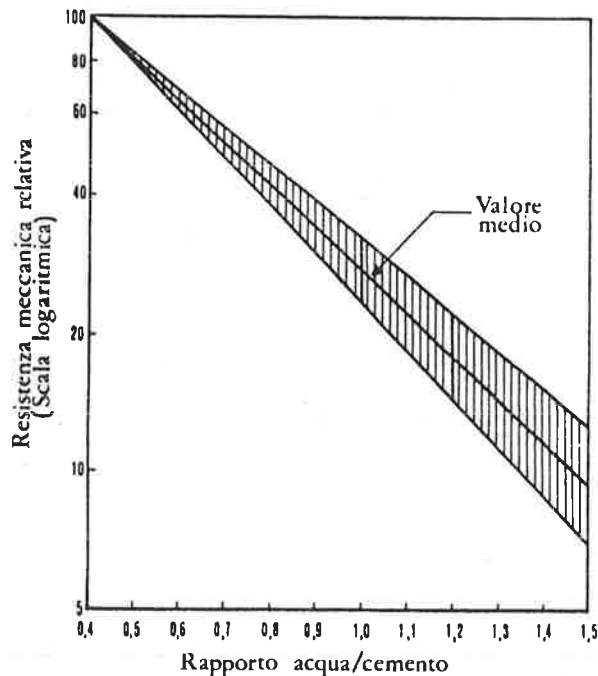


Fig. 10.13 - Resistenza meccanica relativa (scala logaritmica) in funzione del rapporto acqua/cemento del calcestruzzo completamente compatto (46).

Il tipo di cemento Portland può influenzare la resistenza meccanica soprattutto alle brevi stagionature (fig. 10.14). Maggiore è il contenuto di C_3S e di C_2S , più alta è la resistenza meccanica alle brevi stagionature (fig. 2.1). Un rapporto C_3S/C_2S più elevato ed una finezza più spinta, come si verifica nei cementi ad alta resistenza o alta resistenza e rapido indurimento, fanno aumentare la resistenza meccanica del calcestruzzo soprattutto alle brevi stagionature. Altri parametri, quali la temperatura di raffreddamento del clinker, il rapporto C_3A/C_4AF , il contenuto di gesso e la presenza di componenti minori (§ 1.3.0) possono modificare la resistenza meccanica del cemento Portland e quindi anche quella del calcestruzzo.

PROPRIETÀ DEL CALCESTRUZZO INDURITO

Occorre, inoltre, precisare che, anche usando un cemento proveniente dallo stesso impianto, la resistenza meccanica di un conglomerato può variare sensibilmente anche a parità di tutte le altre condizioni. Ciò dipende dalle inevitabili variazioni subite dal cemento stesso e provocate dalla variazione di uno

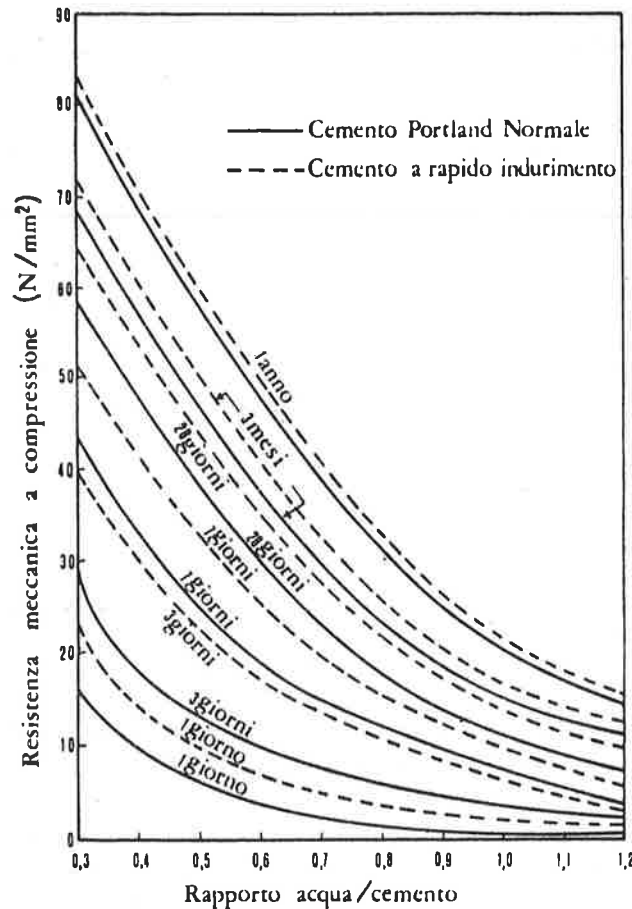


Fig. 10.14 - Resistenza meccanica in funzione del rapporto acqua/cemento del calcestruzzo completamente compattato.

dei parametri concernenti la sua produzione, quale la variazione nelle materie prime, la temperatura di cottura, il tipo di combustibile, la velocità di raffreddamento, l'efficacia della macinazione, ecc. (§ 1.3.0). Nella fig. 10.16 sono riportate, a titolo di esempio, i risultati delle prove A.S.T.M. eseguite giorno per giorno, per un periodo di alcune settimane, su un legante proveniente dallo stesso cementificio (47). La curva tratteggiata, che si riferisce ad un cemento proveniente da un'unica fornitura e conservato in laboratorio, mostra le varia-

zioni di resistenza meccanica dovute agli errori sperimentali della prova, mentre la curva a tratto continuo si riferisce alle variazioni di resistenza meccanica dovute alla produzione del cemento.

Con il cemento pozzolanico (§ 5.2.3) e con quello d'alto forno (§ 5.3.3), rispetto al cemento Portland, si ottengono solitamente resistenze meccaniche più basse alle brevi stagionature (1-7 giorni) ed eguali o anche superiori a stagionature più lunghe.

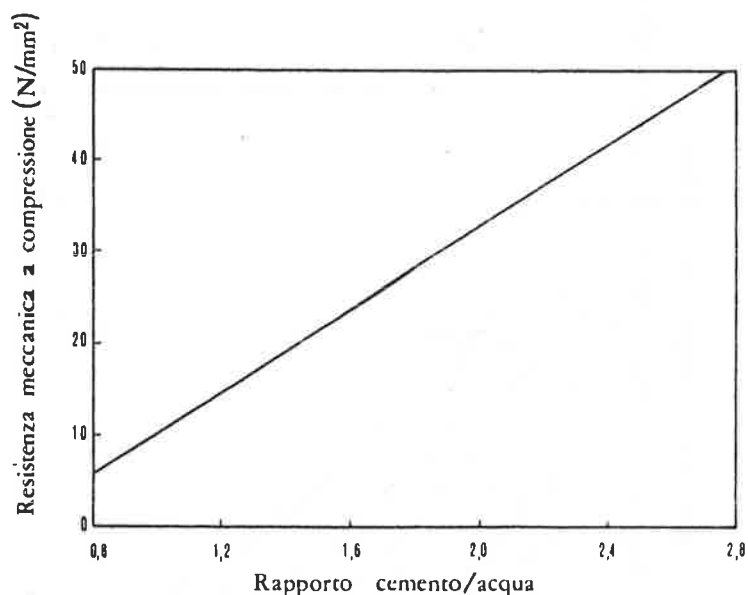


Fig. 10.15 - Resistenza meccanica in funzione del rapporto cemento/acqua del calcestruzzo completamente compattato.

Con il cemento alluminoso (§ 5.5.2) la resistenza meccanica alle brevi stagionature è molto più elevata di quella generalmente ottenibile con il cemento Portland, tuttavia alle lunghe stagionature — soprattutto in climi caldi e umidi — la resistenza meccanica del calcestruzzo contenente cemento alluminoso diminuisce con il tempo, anche in ambienti non aggressivi.

Per quanto concerne il dosaggio di cemento, l'influenza di questo parametro è piuttosto complessa. Occorre, innanzitutto, precisare che nell'esaminare come un parametro influenza la resistenza meccanica, è necessario che questa sia valutata a parità di tutte le altre condizioni. Ora, se si aumenta il dosaggio di cemento, mantenendo costante il volume dell'acqua d'impasto, il rapporto a/c del calcestruzzo risulta di fatto diminuito, e quindi la sua resistenza meccanica aumenta (figg. 10.13-10.15) per la più alta resistenza della pasta cementizia (§ 4.2) che lega gli inerti. In queste condizioni si può assumere che la lavorabilità dell'impasto rimane entro certi limiti costante, perchè in prima

PROPRIETÀ DEL CALCESTRUZZO INDURITO

approssimazione (regola di Lyse) essa dipende dal contenuto di acqua — per lo stesso tipo e contenuto di aggregato — e non varia con il rapporto aggregato/cemento (§ 9.4).

Se, però, il dosaggio di cemento è aumentato mantenendo costante il rapporto a/c , e quindi aumentando anche l'acqua d'impasto, la resistenza della pasta di cemento non risulta modificata: il rapporto pasta/aggregato diviene più alto e, se la resistenza dell'aggregato è superiore a quella della pasta, la resistenza del calcestruzzo diminuisce all'aumentare del dosaggio di cemento, come è segnalato da Neville (48) e da Erntroy e Shacklock (49). In tal caso, però, migliora la lavorabilità dell'impasto per il maggior contenuto di acqua, mentre lo sviluppo del calore di idratazione (§ 2.2.6) ed il ritiro del calcestruzzo (§ 10.3) diventano più elevati. Per dosaggi di cemento molto elevati (più di 470 kg/m³), soprattutto con aggregati di grande dimensione e con bassi rapporti a/c , sono stati segnalati (50, 51) diminuzioni di resistenze meccaniche nel tempo. Ciò sembra debba attribuirsi a microfessurazioni nella pasta o all'interfacies pasta-aggregato provocate dal ritiro del cemento idratato contrastato dall'inerte.

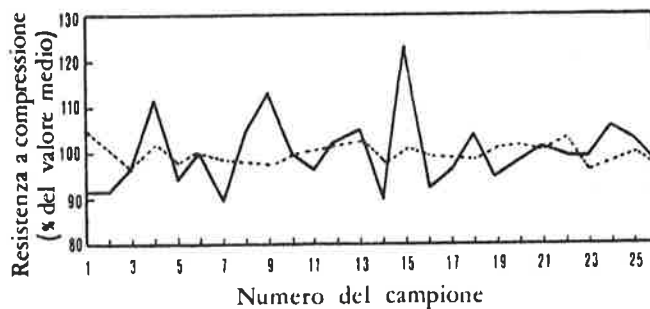


Fig. 10.16 - Variazioni nella resistenza meccanica di un cemento proveniente dallo stesso cementificio. La curva tratteggiata si riferisce ad un cemento proveniente dalla stessa fornitura e conservato in laboratorio (47).

Per quanto concerne l'influenza dell'aggregato sulla resistenza meccanica del calcestruzzo, occorre distinguere tra l'influenza *indiretta* esercitata attraverso la lavorabilità dell'impasto fresco, e quella *diretta* che dipende principalmente dal peso specifico (§ 7.4), dalla tessitura e dalla forma (§ 7.2) dell'inerte stesso.

Tutti quei parametri, come il diametro massimo, la distribuzione granulometrica, l'angolarità, ecc., la cui variazione provoca un miglioramento della lavorabilità (§ 6.3), consentono di ridurre, a pari lavorabilità, il rapporto a/c dell'impasto fresco e di aumentare quindi la resistenza meccanica del calcestruzzo indurito.

D'altra parte, il peso specifico, la tessitura e la forma degli inerti influenzano direttamente la resistenza meccanica del calcestruzzo, sebbene non sia trascurabile l'influenza indiretta della tessitura e della forma attraverso la

lavorabilità dell'impasto. Quanto più basso è il peso specifico dell'inerte, cioè quanto più bassa è la sua resistenza meccanica, tanto minore è la resistenza meccanica del conglomerato, soprattutto per gli impasti con basso rapporto a/c .

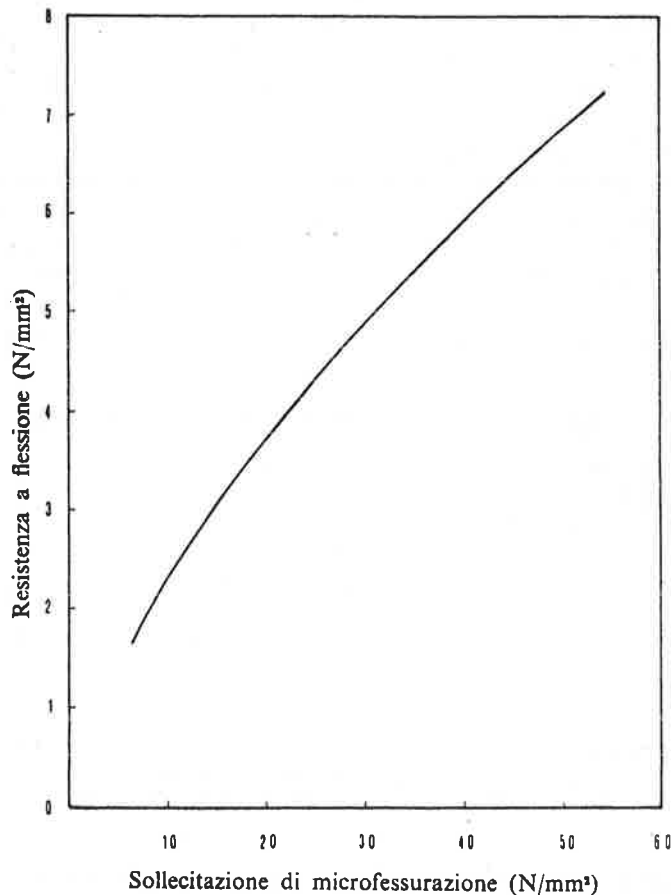


Fig. 10.17 - Resistenza a flessione in funzione della sollecitazione di propagazione delle microfessure. La curva si riferisce a calcestruzzi preparati con inerti diversi.

Infatti, la sostituzione dell'inerte ordinario con uno leggero naturale o artificiale, porta a calcestruzzi di minore resistenza meccanica (§ 10.11.0). La tessitura e la forma dell'inerte influenzano soprattutto il carico di rottura per flessione (§ 10.1.1), quello di propagazione delle microfessure (§ 10.1) e, in misura sensibilmente minore, il carico a rottura per compressione (§ 10.1.0). In particolare, l'impiego di ghiaia liscia tondeggiante, in luogo del pietrisco rugoso e spigoloso, porta a valori più bassi del carico di rottura a flessione, e del carico a compressione in corrispondenza del quale inizia la propa-

PROPRIETÀ DEL CALCESTRUZZO INDURITO

gazione delle microfessure. Si è già detto (§ 10.1) che i suddetti carichi risultano entrambi fortemente dipendenti dal legame che si stabilisce all'interfaccia pasta-aggregato (7,16). La curva della fig. 10.17 mostra schematicamente i valori della resistenza a flessione ottenuti impiegando inerti diversi, in funzione della sollecitazione di compressione alla quale ha inizio la propagazione delle microfessure. Questa sollecitazione può andare dal 50% al 75% del carico di rottura a compressione, con i valori più bassi se si impiega la ghiaia e con quelli più alti se si impiega il pietrisco.

La resistenza a compressione del calcestruzzo, invece, è molto meno dipendente dal legame pasta-aggregato e quindi dalla tessitura e dalla forma degli inerti. Pertanto, se si riporta la resistenza a flessione (o la sollecitazione di propagazione delle fessure) in funzione della resistenza a compressione si ottengono

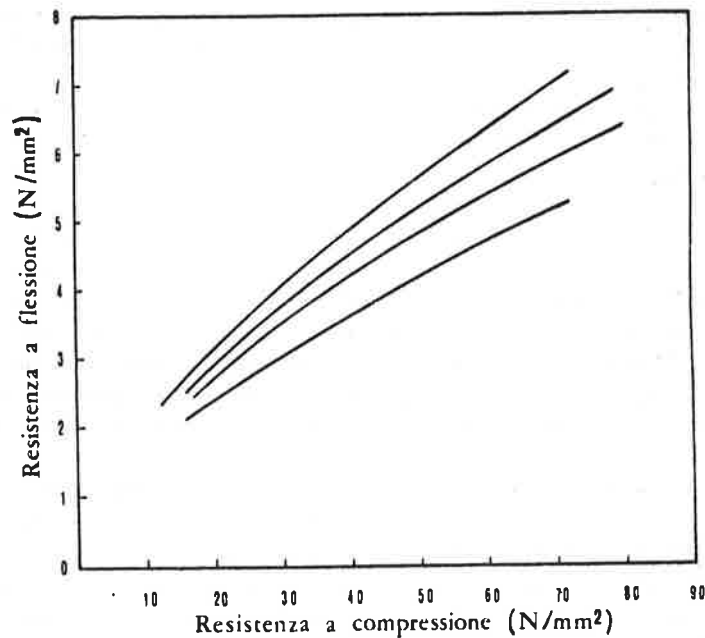


Fig. 10.18 - Resistenze a flessione in funzione della resistenza a compressione. Le curve più in alto si riferiscono a calcestruzzi confezionati con pietrisco, quelle più in basso a calcestruzzi preparati con ghiaia.

diverse curve ciascuna corrispondente ad un particolare tipo di aggregato (fig. 10.18). Le curve più in basso si riferiscono ai calcestruzzi confezionati con inerti più lisci e tondeggianti — come le ghiaie — mentre quelle più alte ai conglomerati contenenti rocce frantumate.

In generale, la dipendenza della resistenza meccanica dal tipo di inerte, diviene tanto più evidente quanto più basso è il rapporto a/c . Con valori di a/c più alti di 0,65 la qualità dell'inerte influenza poco la resistenza meccanica

del calcestruzzo sia a flessione che a compressione, poichè in tal caso la rottura del materiale è governata dalla scadente qualità della pasta di cemento. Per questo motivo, nei calcestruzzi di bassa resistenza meccanica — e cioè confezionati con elevati rapporti a/c — il rapporto resistenza a flessione/resistenza a compressione (σ_f/σ_c) non dipende apprezzabilmente dal tipo di inerte, come si può vedere nella fig. 10.18. Al contrario, per valori di a/c relativamente bassi, e cioè per resistenze meccaniche elevate, il rapporto σ_f/σ_c dipende molto dal tipo di inerte, giacchè σ_f aumenta molto più che σ_c all'aumentare della rugosità e dell'irregolarità nella forma dell'inerte (fig. 10.18).

Kaplan (52) ha osservato che passando da una malta ad un calcestruzzo, per aggiunta di inerte grosso, la resistenza meccanica a flessione diminuisce mentre quella a compressione aumenta. Collepari e collaboratori (53, 54), in uno studio dei conglomerati cementizi ad altissima resistenza, hanno trovato per le malte valori di σ_f superiori a 100 kg/cm² e di σ_c eguali circa a 900 kg/cm² (53), mentre nei calcestruzzi, con resistenza a compressione superiore a 1200 kg/cm², difficilmente σ_f superava 70 kg/cm² (54).

Per quanto concerne l'influenza della quantità di aggregato sulla resistenza meccanica del calcestruzzo si può esaminare il problema dal punto di vista della lavorabilità e del rapporto cemento/aggregato. Per una data distribuzione granulometrica (§ 7.8), all'aumentare del diametro massimo occorre meno pasta cementizia, e quindi più aggregato, per portare la lavorabilità del calcestruzzo fresco ad un certo valore: ciò significa che è possibile aumentare il volume di aggregato mantenendo costante la lavorabilità, con meno acqua d'impasto, ed aumentando la resistenza meccanica per il minor rapporto a/c . D'altra parte, l'influenza della quantità di aggregato sulla resistenza meccanica, è riconducibile all'influenza del rapporto cemento/aggregato sulla resistenza del calcestruzzo precedentemente discussa a proposito del dosaggio di cemento.

Per quanto concerne l'influenza degli additivi (Capitolo VIII) sulla resistenza meccanica del calcestruzzo, essa dipende moltissimo dalla funzione dell'additivo, oltre che dal suo dosaggio. Così, per esempio, un additivo accelerante (§ 8.1.1) fa aumentare la resistenza meccanica alle brevi stagionature, ma lascia sostanzialmente immutata — o la fa aumentare di poco — quella alle lunghe stagionature. L'effetto dell'additivo è particolarmente evidenziato in quelle condizioni sperimentali — per esempio a bassa temperatura — nelle quali la resistenza meccanica risulta relativamente bassa.

Un additivo ritardante, (§ 8.1.2), invece, il cui impiego ha fundamentalmente lo scopo di allungare i tempi di presa (§ 2.2.4) e di ridurre la perdita di lavorabilità (§ 9.5) particolarmente nei climi caldi, ha come conseguenza che la resistenza meccanica iniziale, a 1-3 giorni, può risultare inferiore, mentre quella alle lunghe stagionature risulta generalmente maggiore del calcestruzzo privo di additivo.

L'additivo fluidificante (§ 8.1.3) non modifica invece in misura apprezzabile la resistenza meccanica, se impiegato per aumentare la lavorabilità dell'impasto e lasciando immutato il rapporto a/c . Se, invece, si rinuncia all'au-

PROPRIETÀ DEL CALCESTRUZZO INDURITO

mento della lavorabilità, e si riduce il rapporto a/c , si verifica un aumento della resistenza meccanica sia alle brevi che alle lunghe stagionature. L'effetto è sensibilmente maggiore con gli additivi superfluidificanti (§ 8.1.4), con i quali è possibile ridurre il rapporto a/c anche di oltre il 30%, cosicchè diviene anche possibile l'eliminazione del trattamento a vapore laddove si desideri incrementare la resistenza meccanica alle brevi stagionature (§ 2.3.4.0).

Per completare l'esame dei parametri concernenti la composizione del calcestruzzo che influenzano la resistenza meccanica, occorre tener presente che nel conglomerato, oltre alla pasta di cemento e agli inerti, è presente anche l'aria. L'introduzione di qualsiasi cavità nel calcestruzzo sotto forma di aria volutamente inglobata (§ 8.1.5) o accidentalmente intrappolata (§ 10.1.2.2), o di pori capillari (§ 4.1.0) e di pori del gel (§ 4.1.1) presenti nella pasta di cemento, o di pori presenti nell'aggregato (§ 7.4), equivale a incrementare nel conglomerato il numero dei punti deboli e ad aumentare, quindi, la probabilità che la rottura del materiale avvenga sotto l'applicazione di sollecitazioni minori (§ 10.1).

L'influenza del contenuto di aria sulla resistenza meccanica è quantitativamente descritta dall'equazione [10.5] per il calcestruzzo, mentre può essere facilmente calcolata per la pasta di cemento inserendo $(a + a')/c$ al posto di a/c nell'equazione [4.11] dove a' è il volume di aria.

L'aria in un calcestruzzo può essere presente perchè introdotta accidentalmente a causa di una cattiva costipazione (aria intrappolata), o perchè volutamente introdotta (aria inglobata) per mezzo di un additivo aerante al fine di migliorare la resistenza al gelo (§ 8.1.5).

Se l'introduzione di aria avviene senza altre modifiche nella composizione del calcestruzzo, si verifica una diminuzione di resistenza meccanica a compressione di circa il 5-6% per ogni 1% in volume di aria (fig. 10.19), e non si registrano sensibili differenze tra gli effetti dell'aria inglobata e quelli dell'aria intrappolata (55).

Tuttavia, l'aria inglobata mediante l'aggiunta di un additivo aerante si presenta sotto forme di microbolle sferiche che fanno migliorare sensibilmente la lavorabilità dell'impasto perchè le microbolle si comportano come particelle fini tondeggianti, prive di attrito, e molto comprimibili. L'effetto è particolarmente evidente per i calcestruzzi magri con dosaggi di cemento inferiori a 250 kg/m³, per i quali l'inglobamento di un 5% di aria può far aumentare lo slump (§ 9.3) di 3-4 cm. Ciò significa che se l'inglobamento di aria è fatto mantenendo costante la lavorabilità, è possibile ridurre il rapporto a/c e quindi annullare quasi completamente l'effetto negativo dell'aria sulla resistenza meccanica. Nei lavori di grande mole, come per esempio le dighe, dove il calore di idratazione (§ 2.2.6) è più importante che non la resistenza meccanica, si impiegano calcestruzzi molto magri: in questi casi l'inglobamento di aria consente di ridurre ulteriormente il calore sviluppato — per la sostituzione di una parte della pasta di cemento con l'aria — senza modificare, a pari lavorabilità, la resistenza meccanica. Nei calcestruzzi con elevato dosaggio di cemento, la lavorabilità non aumenta sostanzialmente con l'inglobamento d'aria, e quindi

L'aggiunta di un aerante fa diminuire la resistenza meccanica in misura proporzionale al volume di aria introdotta (fig. 10.19).

Occorre, inoltre, tener conto che l'introduzione di aria sotto forma di microbolle sferiche equivale ad arricchire il calcestruzzo di parti fini, cioè a sovrassabbiare l'impasto. Ne consegue che si può sottrarre un volume di sabbia pari a quello di aria inglobata. Ciò comporta una minore quantità di acqua d'impasto per ottenere la stessa lavorabilità e quindi un ulteriore benefico effetto sulla resistenza meccanica.

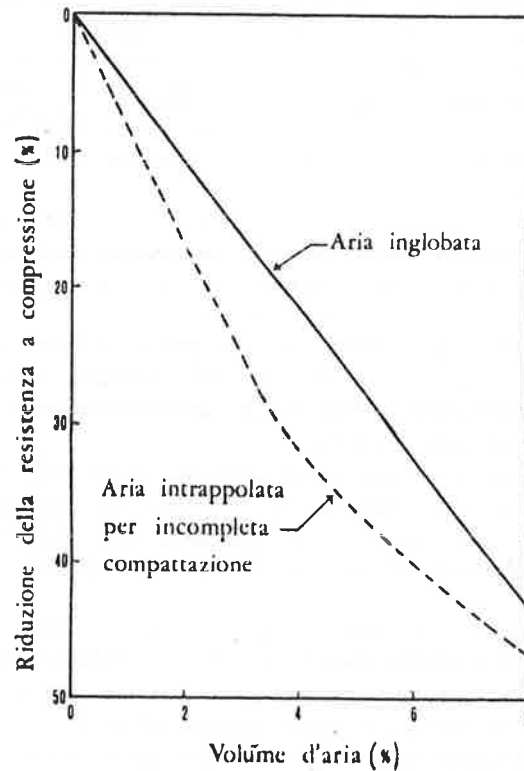


Fig. 10.19 - Influenza del volume di aria nel calcestruzzo sulla diminuzione di resistenza meccanica (55).

10.1.2.2 INFLUENZA DEL CALCESTRUZZO FRESCO SULLA RESISTENZA MECCANICA.

Il modo di mescolare gli ingredienti del calcestruzzo fresco, la lavorabilità e la segregazione, oltre che al sistema di compattazione, possono influenzare la resistenza meccanica del calcestruzzo indurito e soprattutto la dispersione nei risultati ottenuti.

Lo scopo del mescolamento è quello di ottenere un impasto omogeneo nel quale ciascun inerte venga ad essere ricoperto di uno strato di pasta cementizia

PROPRIETÀ DEL CALCESTRUZZO INDURITO

anch'essa omogenea. Il tempo di mescolamento dipende, ovviamente, dal tipo di betoniera e dalla lavorabilità del calcestruzzo. Nella Tabella 10.2 sono indicati i tempi minimi di mescolamento, in funzione della capacità della betoniera, suggeriti da alcuni organismi internazionali (56, 57).

Questi tempi possono essere ridotti se si impiegano betoniere che mescolano ad alta velocità di rotazione, o se si lavora con impasti molto fluidi contenenti additivi superfluidificanti (§ 8.1.4): è opportuno, in ogni caso, determinare il tempo minimo di mescolamento di una betoniera nuova verificando la riproducibilità nella resistenza meccanica del calcestruzzo prelevato all'inizio, a metà e alla fine dello scarico.

Tabella 10.2.

Capacità della betoniera (m ³)	Tempo di mescolamento minimo (min)	
	Bureau of Reclamation	ASTM - C 94-72 o ACI
0,8	1,50	1
1,5	1,50	1,25
2,3	2	1,50
3,1	2,50	1,75
3,8	2,75	2
4,6	3	2,25
7,6	3	3,25

Nella fig. 10.20 è mostrato come variano i valori minimi, massimi e medi della resistenza meccanica in funzione del tempo di mescolamento. I dati di Shalom (58) indicano che, in tal caso, un mescolamento di 1 minuto e mezzo è sufficiente per ridurre al minimo la dispersione nei risultati della resistenza meccanica. La fig. 10.21 mostra come un aumento del mescolamento fino a 2 min provoca un sensibile incremento della resistenza meccanica, mentre l'effetto è trascurabile se si aumenta ulteriormente il tempo (59). Se si impiega un mescolatore più efficace — come quello di tipo *colloidale* segnalato da Jurecka (60) — è possibile incrementare la resistenza meccanica: premiscelando acqua e cemento molto efficacemente e quindi aggiungendo gli inerti è possibile aumentare la resistenza meccanica di circa il 10% negli impasti relativamente poco lavorabili con *a/c* di 0,4-0,5 (60). È probabile che l'aumento del tempo di mescolamento o dell'efficacia nel mescolamento provochi un aumento della lavorabilità del calcestruzzo grazie ad una maggiore dispersione delle particelle di cemento e quindi, in sostanza, ad un maggiore volume di pasta cementizia, piuttosto che, come suggerito da Neville (61), ad un più alto grado di idratazione.

Il metodo di costipazione e la lavorabilità del calcestruzzo fresco (Capitolo IX) possono influenzare sensibilmente la resistenza meccanica del calce-

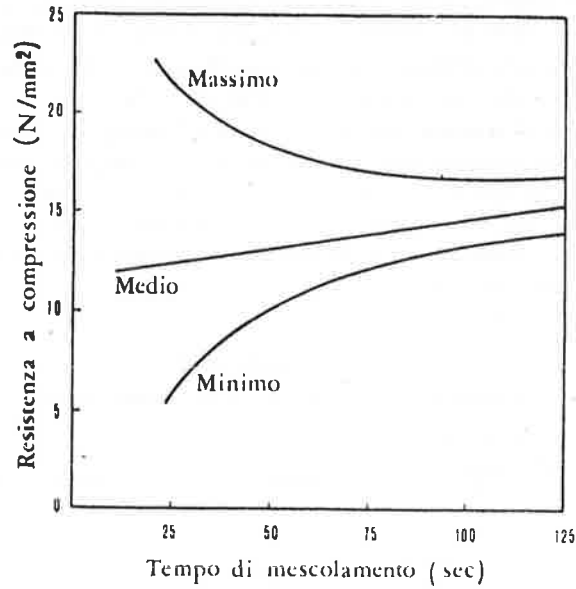


Fig. 10.20 - Influenza del tempo di mescolamento sulla resistenza meccanica minima, massima e media del calcestruzzo (58).

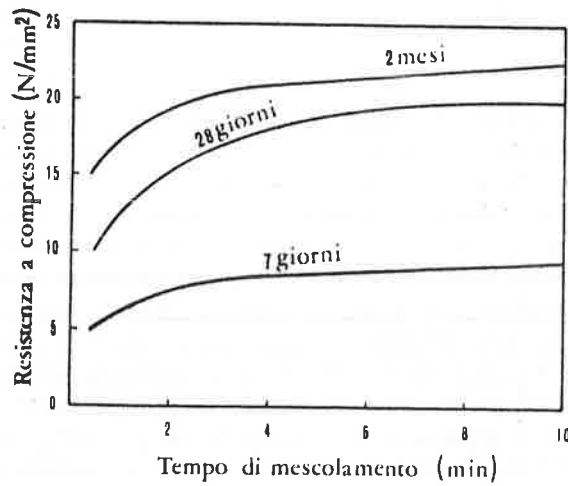


Fig. 10.21 - Influenza del tempo di mescolamento sulla resistenza meccanica media del calcestruzzo (59).

struzzo indurito, e l'effetto è particolarmente evidente nelle strutture reali prodotte in cantiere o in prefabbricazione, piuttosto che nei provini preparati in laboratorio. La lavorabilità ed il metodo di compattazione sono fortemente interdipendenti nell'influenzare la resistenza meccanica.

PROPRIETÀ DEL CALCESTRUZZO INDURITO

Nella fig. 10.19 si è mostrato come varia la resistenza meccanica in funzione dell'aria che rimane nel calcestruzzo a causa di una incompleta compattazione. Lo stesso fenomeno è rappresentato in maniera più estensiva nella fig. 10.22 dove la resistenza meccanica relativa è mostrata in funzione della densità relativa del calcestruzzo (62): minore è la compattazione, minore è la densità del conglomerato, e più bassa è la sua resistenza meccanica. Se, per esempio, la costipazione è meno accurata cosicchè la densità diminuisce di appena il 5% rispetto ad un calcestruzzo ben compattato, la resistenza risulterà più bassa di oltre il 30%. L'effetto è, ovviamente, da attribuire all'introduzione di difetti nel calcestruzzo sotto forma di cavità, la qualcosa fa aumentare la probabilità di rottura del materiale sotto l'applicazione di un carico minore (§ 10.1).

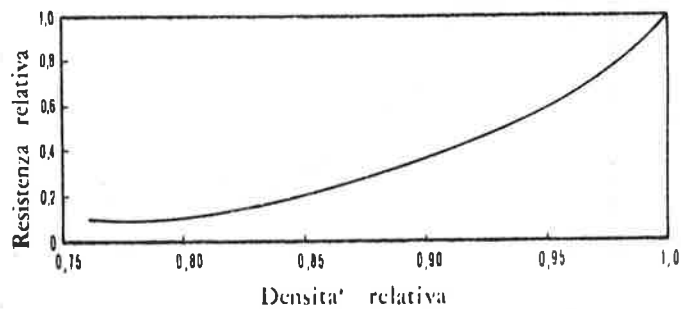


Fig. 10.22 - Influenza della densità relativa sulla resistenza meccanica.

Nella fig. 10.14 è mostrato come varia la resistenza meccanica del calcestruzzo in funzione del rapporto a/c : i dati si riferiscono, però, a calcestruzzi ben compattati indipendentemente dal loro rapporto a/c e quindi dalla loro lavorabilità allo stato fresco. Quando si rappresenta la resistenza meccanica in funzione del rapporto a/c , tenendo anche conto della lavorabilità e del metodo di costipazione (manuale o meccanico) i risultati che si ottengono sono quelli schematicamente mostrati nella fig. 10.23. Per calcestruzzi con alti rapporti a/c , la lavorabilità è così elevata che è possibile realizzare una completa compattazione indipendentemente dal metodo di costipazione: in tal caso la resistenza meccanica aumenta al diminuire del rapporto a/c come indica l'equazione [10.6] oppure le curve di fig. 10.14. Quando, però, si abbassa il rapporto a/c al di sotto di un certo valore critico — che dipende dal metodo di costipazione — la resistenza meccanica diminuisce al diminuire del rapporto a/c , perchè il calcestruzzo diviene progressivamente meno lavorabile e quindi proporzionalmente meno compattabile con lo stesso sistema di costipazione. Ovviamente il suddetto valore critico del rapporto a/c — che corrisponde al massimo della curva in fig. 10.23 — risulterà tanto più basso, quando più efficiente è il sistema di compattazione. Così, si può passare dalla curva *A* a quella *B* o a quella *C* della fig. 10.23, passando rispettivamente da una costipazione ma-

nuale ad una leggera vibrazione o ad una vibrazione più forte. D'altra parte, fissato un dato sistema di costipazione — per esempio una leggera vibrazione — si può passare dalla curva *B* a quella *C* migliorando la lavorabilità dell'impasto con un più alto dosaggio di cemento o con l'aggiunta di un additivo fluidificante o, meglio ancora, di un superfluidificante (§ 9.4).

L'influenza della lavorabilità e della compattazione sulla resistenza meccanica, e la interdipendenza di questi parametri nel determinare la dispersione dei risultati, sono mostrate nella fig. 10.24 basati sui dati ottenuti da Collepari

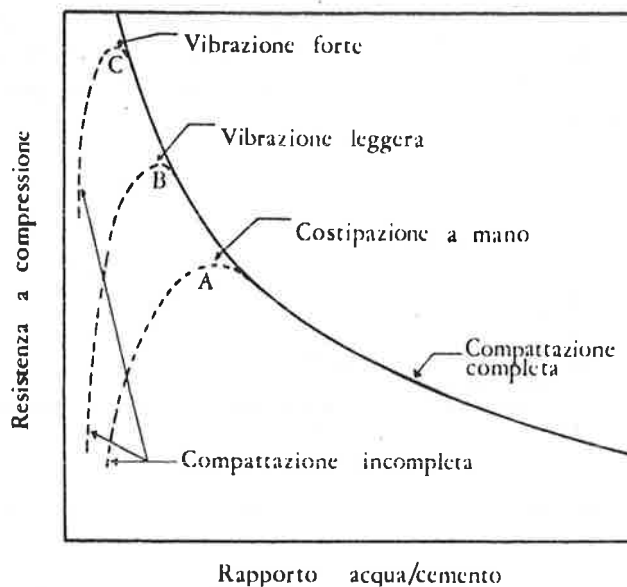


Fig. 10.23 - Influenza del rapporto acqua/cemento sulla resistenza meccanica di calcestruzzi compattati a mano (*A*), vibrati leggermente (*B*), e vibrati fortemente (*C*).

e Corradi (54, 63, 64). All'aumentare del tempo di vibrazione, aumenta la resistenza meccanica media e diminuisce la dispersione dei risultati. Così, per esempio, per calcestruzzi molto fluidi ($\text{slump} = 22 \text{ cm}$) la resistenza meccanica raggiunge il valore massimo con tempi di vibrazione superiori a 5 sec, mentre per il calcestruzzo molto asciutto ($\text{slump} = 1 \text{ cm}$) la resistenza meccanica aumenta proporzionalmente con il tempo di vibrazione fino a oltre 30 sec. D'altra parte, per calcestruzzi ben compattati indipendentemente dalla loro lavorabilità — come si verifica per i provini preparati in laboratorio — la resistenza meccanica aumenta con il diminuire del rapporto a/c come già indicato dalle figg. 10.13 e 10.14.

Da un punto di vista pratico — e cioè nella valutazione dei risultati ottenuti nelle strutture reali — è importante considerare che al diminuire del rapporto a/c , mentre aumenta la resistenza meccanica massima ottenibile con

PROPRIETÀ DEL CALCESTRUZZO INDURITO

una completa compattazione, diminuisce però l'affidabilità della struttura. L'affidabilità di una struttura (54, 63, 64) dipende da tre ordini di parametri: *a*) efficienza, cura e tempo di costipazione; *b*) densità dei ferri di armatura, dimensione e forma degli elementi; *c*) lavorabilità del calcestruzzo fresco. Se il miglioramento di quest'ultimo parametro avviene senza provocare fenomeni di segregazione (§ 9.6) e senza dover aumentare il rapporto *a/c*, è possibile costruire opere più affidabili, o modificare, a pari affidabilità, i parametri *a*) e *b*) riguardanti rispettivamente l'organizzazione del cantiere e la progettazione.

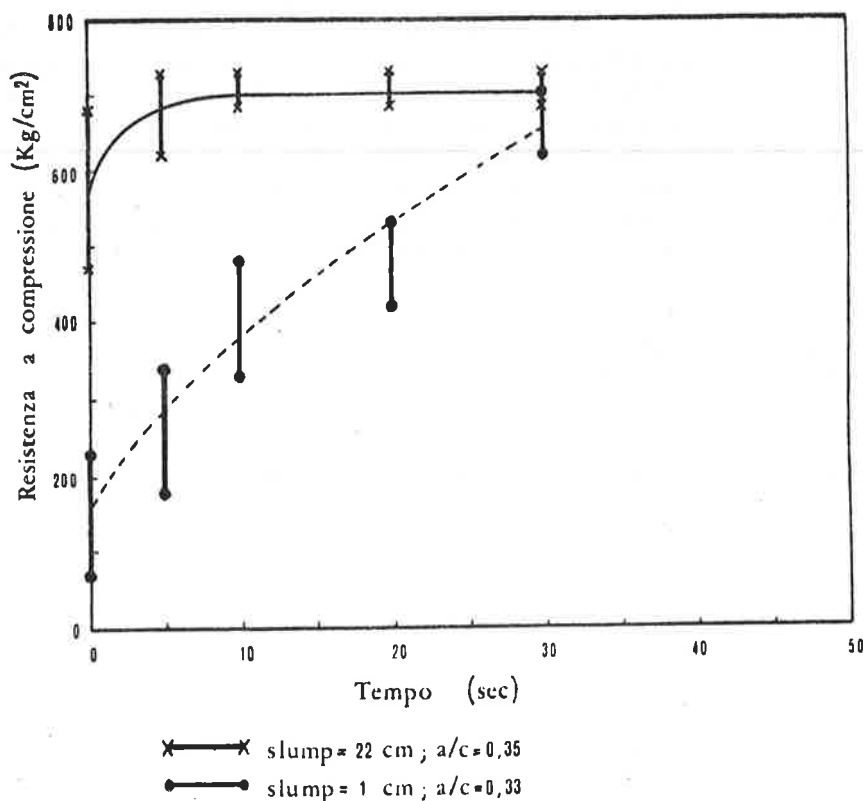


Fig. 10.24 - Influenza del tempo di vibrazione e della lavorabilità sulla resistenza meccanica.

L'impiego di additivi superfluidificanti (§ 8.1.4) consente di ottenere calcestruzzi molto resistenti per il basso rapporto *a/c*, e molto affidabili per l'elevata fluidità che rende il materiale meno dipendente dalle modalità della costipazione. Ciò consente, realisticamente una più razionale ed economica organizzazione del cantiere o dell'impianto di prefabbricazione (65-70).

Per quanto concerne la segregazione (§ 9.6), particolarmente evidente nei calcestruzzi preparati con elevati rapporti *a/c*, occorre tener conto della diversa

influenza esercitata sulla resistenza meccanica dei provini preparati in laboratorio e su quella delle strutture reali.

Nel primo caso, una prolungata vibrazione dei provini — come generalmente avviene in laboratorio — consente di espellere l'acqua di bleeding (§§ 3.1.1 e 9.7) e provoca di fatto un abbassamento del rapporto a/c all'interno del calcestruzzo con conseguente aumento della resistenza meccanica. Nelle strutture reali, a causa della maggiore dimensione e del minor grado di costipazione rispetto ai provini, l'acqua di bleeding non può essere eliminata totalmente. Essa si raccoglie preferenzialmente al di sotto dei ferri e degli inerti più grossi, nelle parti più alte della struttura, e tra gli strati di calcestruzzo gettati uno dopo l'altro. Tutto ciò provoca, oltre che una minore uniformità della struttura ed un maggior pericolo di corrosione dei ferri, un aumento del rapporto a/c localizzato in alcune parti della struttura con conseguente abbassamento della resistenza meccanica.

Da un punto di vista pratico, le conseguenze negative derivanti da fenomeni di segregazione sono da tenere presenti quando si impegnano calcestruzzi fluidi (slump > 15 cm), con elevati rapporti a/c (> 0,6) e con dosaggi di cemento relativamente bassi (< 300 kg/m³), mentre l'impiego di alcuni additivi superfluidificanti (§ 8.1.4) consente di ottenere, pur con calcestruzzi molto fluidi (slump > 20 cm) una segregazione nulla o trascurabile (71, 73).

F O N D A Z I O N I

Argomento trattato dal prof.C.CESTELLI GUIDI

FONDAZIONI

Un argomento così arido come quello delle fondazioni - direi terra terra, ed è proprio il caso di dirlo - mi costringe a scusarmi se dopo le brillanti conversazioni dei miei colleghi parlerò di cose a voi per la maggior parte note, poiché i problemi delle fondazioni sono sempre gli stessi, anche se gli edifici alti richiedono maggiore impegno di studio e di esecuzione.

Inizierò ricordando, in una rapida rassegna, gli argomenti salienti della sicurezza delle fondazioni, soffermandomi su particolari problemi più propri delle costruzioni alte, che hanno baricentro e centro di spinta delle forze orizzontali molto elevati rispetto alla base, e che sono quindi particolarmente sensibili ai cedimenti differenziali per gli strapiombi cui danno luogo.

Non pretendo di trattare a fondo i diversi aspetti che interagiscono con la sicurezza ma unicamente accennare ai principali, segnalando la via da seguire per risolverli, avvertendo fin d'ora che la esposizione risulterà necessariamente frammentaria.

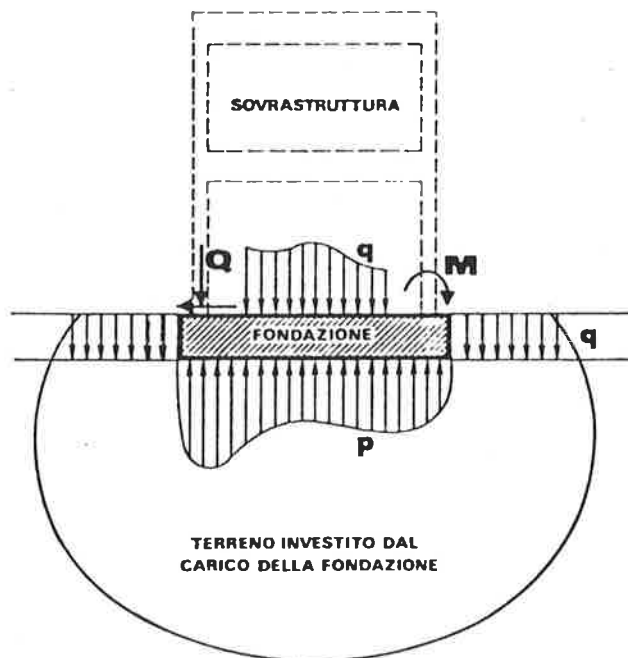


FIG. 1

La fig.1 contiene uno schema generale della situazione di equilibrio di una struttura di fondazione sollecitata da un lato dai carichi della elevazione e dall'altro dalle reazioni di sottofondo, offerte dal volume significativo del terreno.

Da questa impostazione viene il problema sulla interazione terreno-struttura di cui tanto si parla. Naturalmente il problema di interazione dipende oltre che dall'equilibrio anche dalla congruenza, come avviene per tutte le situazioni staticamente indeterminate. L'equilibrio è immediato, perché la risultante dei carichi applicati e quella delle reazioni devono essere uguali ed opposte. La congruenza è un po' più complessa anche perché dipende dall'accostamento di due materiali diversi: quello della struttura di fondazione e quello del "terreno".

Se trattare la congruenza fra materiali da costruzione è abbastanza facile, perché se ne conoscono le caratteristiche di deformabilità, non lo è altrettanto per il terreno, per il quale le caratteristiche di deformabilità sono molto incerte sia perché difficilmente opera nel campo elastico, sia perché non si conosce come reagisce il volume significativo. Quindi è lecito ricorrere a delle ipotesi semplificative nello studio della interazione terreno struttura.

La fig.2 evidenzia la grande influenza della distribuzione delle reazioni sullo stato di sollecitazione della struttura, distribuzione che appunto dipende dalla congruenza. Sono ipotizzati tre diagrammi di pressione di contatto possibili per la stessa fondazione, che possono verificarsi per l'evoluzione nel tempo del comportamento di un terreno che subisca un processo di consolidamento, come può avvenire per un terreno argilloso.

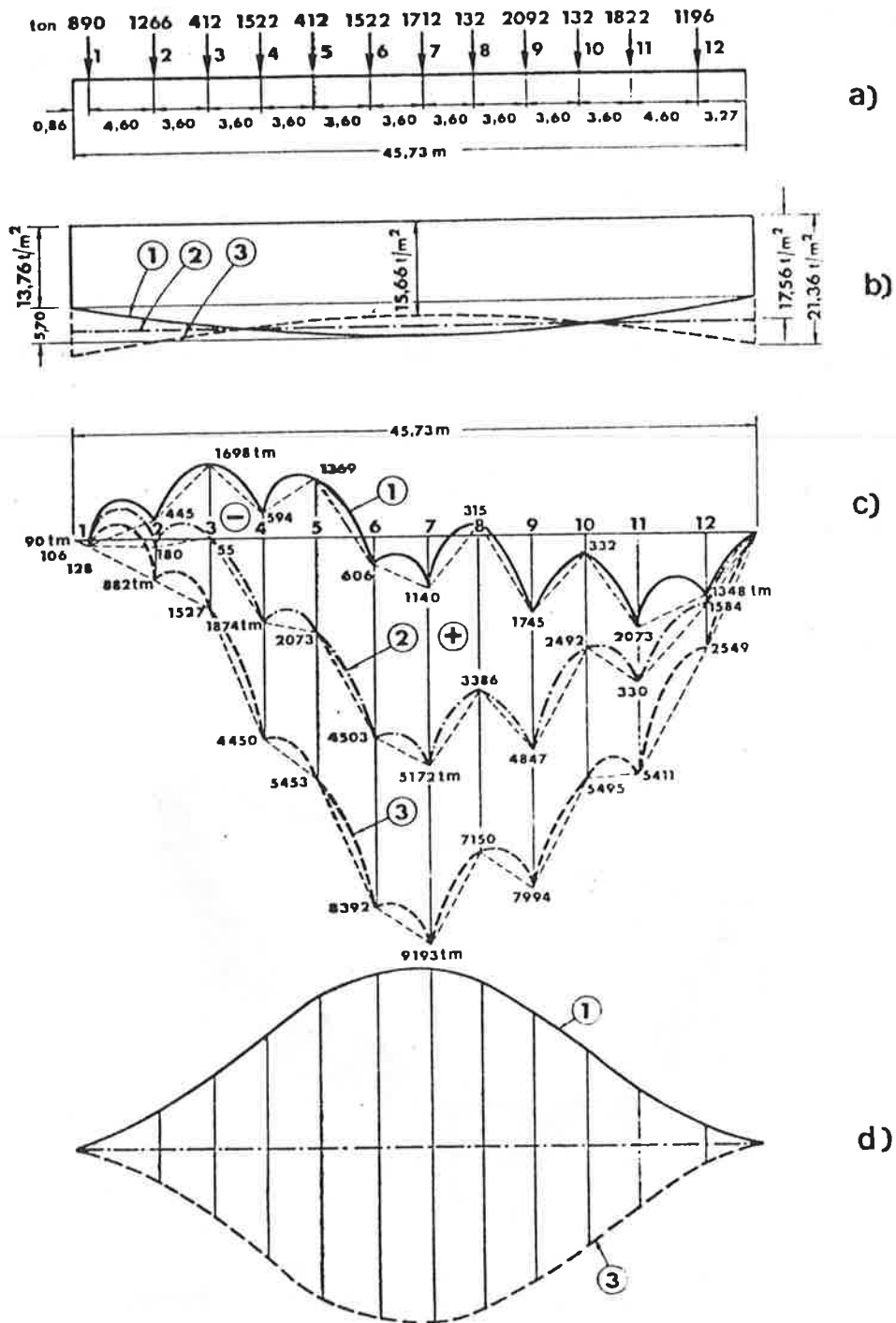


Fig. 2 - a) trave continua di sostegno di pilastri; b) evoluzione nel tempo del diagramma delle pressioni di contatto su terreno uniforme; c) evoluzione del diagramma dei momenti flettenti totali; d) momenti indotti dal cedimento differenziato: in fase iniziale e finale (DIN 40191).

A ridurre le incertezze si deve comunque segnalare la necessità di svolgere un'ampia indagine nella natura del terreno come si vede ad esempio dal profilo stratigrafico della fig.3 eseguito per la progettazione di un viadotto con pile molto alte per l'autostrada Adriatica.

Nello stesso tempo vorrei lamentare la consuetudine di predisporre la indagini geotecniche con l'invio ad un Laboratorio di un elevato numero di campioni richiedendo indiscriminatamente tutti i tipi di prove possibili. Posso dire, per esperienza, che la maggior parte delle volte dai risultati della stessa messe di prove, in definitiva se ne utilizza ben poco.

Chi predisporre l'indagine in un cantiere deve considerare la natura del terreno in relazione alle esigenze della costruzione e quindi richiedere solo quelle poche prove, in generale veramente poche, che servono effettivamente per lo studio della fondazione.

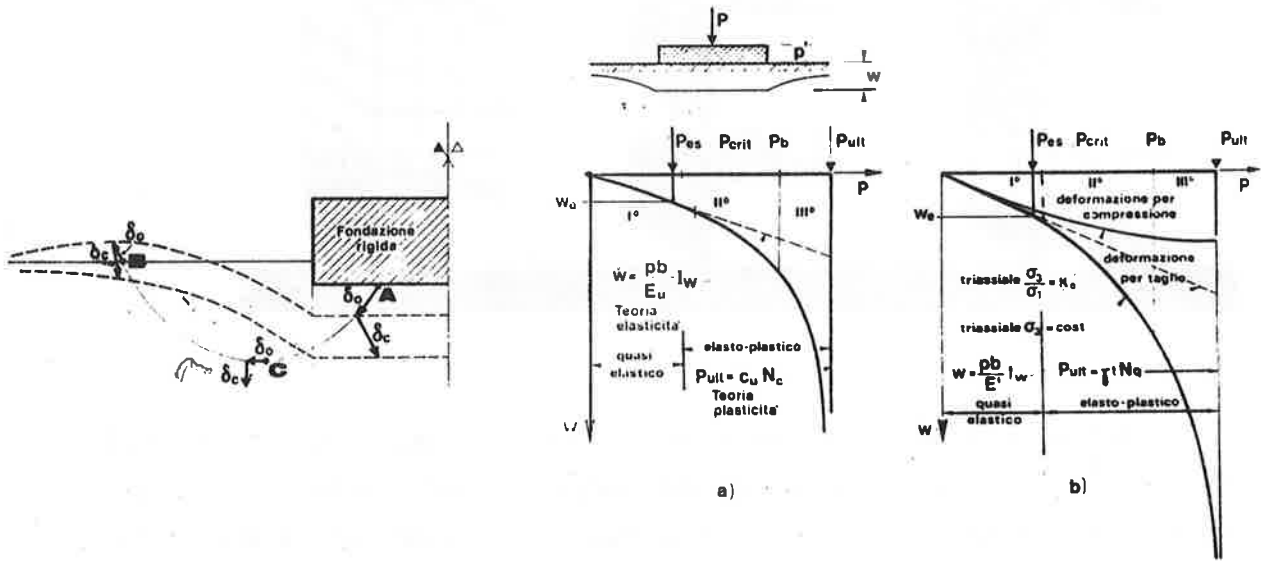


FIG. 4

Nella fig.4 è descritta la deformazione del terreno per rifluimento prima e per consolidamento poi. Il primo è un fenomeno più o meno rapido, il secondo un fenomeno lento specialmente con i terreni argillosi.

Si legge anche la differenza fra i terreni incoerenti e coerenti.

In generale la pressione unitaria di contatto ammissibile di una fondazione viene fissata mediante criteri di sicurezza, in relazione al carico di rottura ottenuto da una delle tante formule derivate da quelle di Terzaghi. Questa è una condizione necessaria ma non sufficiente poiché è pure desiderabile che il terreno non si discosti dal campo lineare. Ebbene, questo campo lineare è limitato superiormente da un valore ben inferiore a quello di Terzaghi cosicché il coefficiente di sicurezza del carico di esercizio, se riferito al carico limite di Terzaghi, deve essere elevato.

E' anzi sempre consigliabile che la pressione di contatto di esercizio sia dell'ordine del carico critico di Froelich che prevede l'apparizione delle prime zone plastiche ai bordi della fondazione; ciò garantisce che la fondazione subisca limitati cedimenti. Prove con il triassiale, di terreni diversi, mostrano la opportunità di non superare il carico critico.

a)

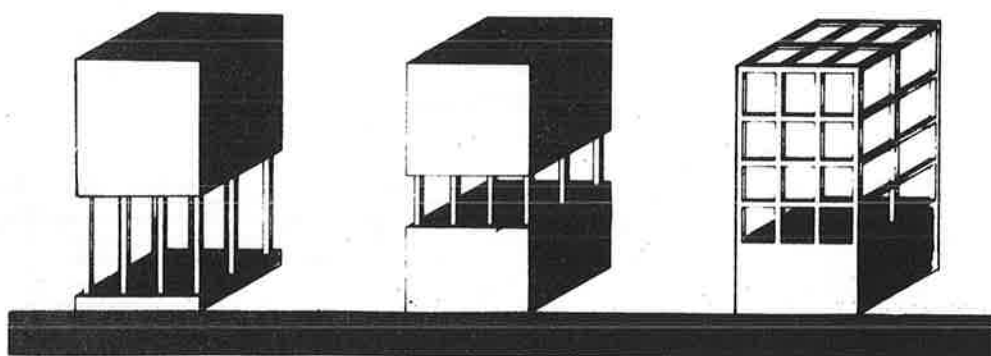


FIG. 5

Nella fig.5 sono schematizzati i rapporti limite dei due blocchi che intervengono nella rigidezza del complesso strutturale: la fondazione e l'elevazione. Il terreno nella sua interazione con la struttura non sa chi è il protagonista perché non sa, né gli interessa di sapere, se è più rigido l'una o l'altra. Il terreno conosce solo la rigidezza del complesso ma l'elevazione è invece decisamente interessata al rapporto delle rigidezze dei due blocchi. Lo schema a sinistra, per esempio, è rigido per la rigidezza della sovrastruttura. Al centro è il caso di rigidezza di ambedue e a destra il caso in cui si riesce a salvaguardare la costruzione in terreni cattivi, grazie ad un basamento che è molto rigido, rispetto alla struttura intelaiata di elevazione.

Con una costruzione alta, la parte in elevazione è sempre rigida rispetto alla base, e tanto più con gli edifici a pannelli cosicché praticamente essi sono soggetti alle sollecitazioni indotte da una distribuzione disuniforme delle pressioni di contatto. Se il terreno è cattivo, non si riesce allora a proteggere la sovrastruttura, comunque si operi, irrigidendo la fondazione e quindi ciò va previsto nel progettare la elevazione.

Naturalmente quando parliamo di rigidezza di una sovrastruttura normale in elevazione intendiamo la somma delle rigidezze dei piani, rispetto alla rigidezza della fondazione secondo lo schema della DIN indicato nella fig.6.

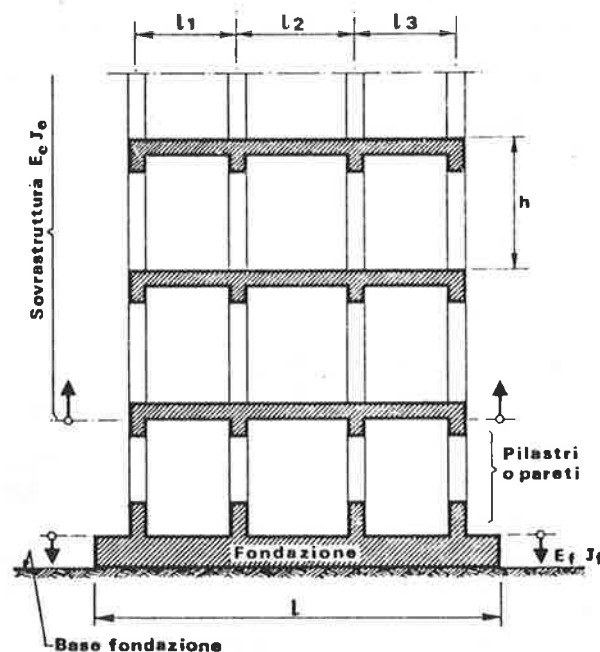


FIG. 6

Un fatto da segnalare è che su un terreno incoerente fortemente cedevole il primo orizzontamento di un edificio risente dei cedimenti totali e quindi molto più degli ultimi piani perché quando questi vengono costruiti sono già scontati i cedimenti dovuti al peso dei primi orizzontamenti.

Un dato significativo che è alla base della valutazione della interazione è il coefficiente di rigidezza o di Borowica :

$$K_r = \frac{E_b I_b}{E_{ed} I^3}$$

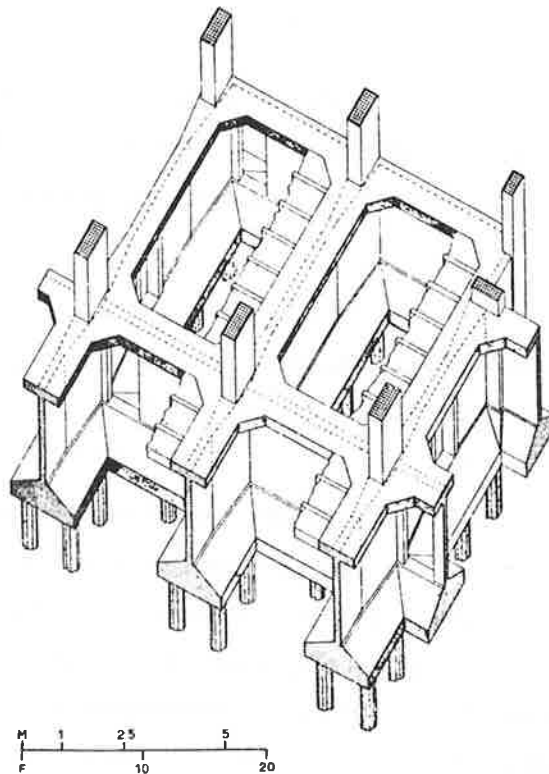
In esso al numeratore troviamo il modulo di elasticità del materiale ed il momento di inerzia ideale della sezione I_b della struttura, ossia della sezione normale alla lunghezza di inflessione del complesso strutturale.

Al denominatore il modulo del terreno e la lunghezza alla terza potenza in direzione della inflessione. Quindi questo K_r esprime il rapporto tra la rigidezza della costruzione (ripeto, considerata nel suo complesso) e la rigidezza, anzi, diciamo, la rigidità del terreno.

Osservando il grafico si vede che la forma dei diagrammi delle reazioni di sottofondo varia in funzione del valore K_r .

Se K_r è molto piccolo, e per molto piccolo intendo dire ad esempio al di sotto di 0,1, se il carico applicato è uniforme tende anche ad essere uniforme la reazione di contatto. La pressione è però tanto meno uniforme tanto più è consistenza il terreno. Si vede che già oltre 0,1 il rapporto tra la pressione al centro e la pressione media resta costante.

Sicuramente quindi si può ritenere che quando K_r è maggiore di 0,5 a tutti gli effetti dei calcoli, la struttura di fondazione può essere considerata come infinitamente rigida. E considerare la base indeformabile semplifica lo studio della struttura di fondazione in quanto si può ipotizzare un diagramma di pressione di contatto e quindi calcolare lo stato di sollecitazione.



Irrigidimento del basamento di un edificio con travi parete nell'altezza dello scantinato.

FIG. 8

Un esempio di basamento rigido è quello della fig.8 ove la struttura di fondazione è ricavata nell'altezza di tutto il piano scantinato. E' questo tipo strutturale che consente di fondare un fabbricato su qualsiasi terreno cattivo, a parte le inclinazioni che possono verificarsi. E' anche la soluzione sempre consigliabile in zone sismiche.

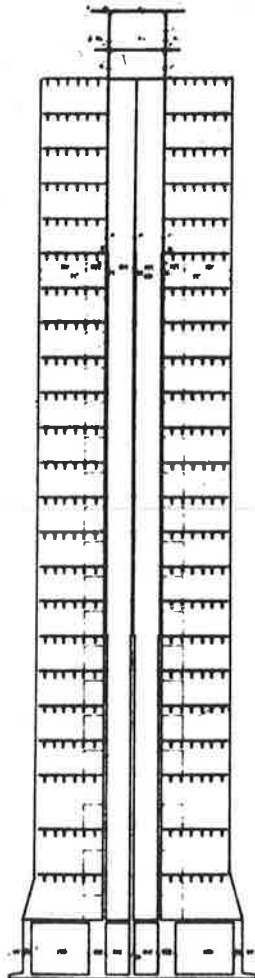


FIG. 9

Un esempio di struttura basamentale rigida è quello dell'edificio antisismico costruito alcuni anni orsono a Teheran, della fig.9. E' uno dei rari casi in cui i pilastri sono stati parzialmente precompressi per resistere all'azione orizzontale. Forse i miei amici che parlano qui di simica mi diranno che così è stata ridotta la duttilità della struttura a scapito della resistenza, ma trattandosi di una precompressione parziale ritengo che in complesso il risultato sia favorevole.

Sul pericolo della inclinazione dei fabbricati ha influenza la loro morfologia ed in particolare la forma della pianta.

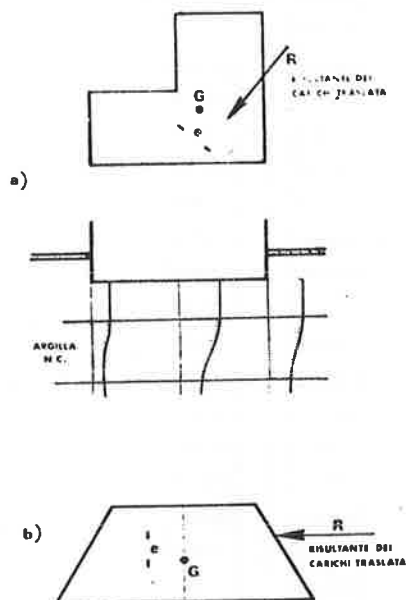


FIG. 10

Una pianta che abbia un centro di simmetria, come una rettangolare o quadrata è la soluzione migliore. Con forme diverse, ad esempio ad L, come nella figura 10, il diagramma delle pressioni nel sottosuolo ne risente anch'esso e quindi la costruzione è predisposta alla inclinazione, il che è desiderabile tanto più per le costruzioni alte.

Un sistema particolarmente interessante per edifici, su terreni cattivi per forte profondità è la fondazione diretta compensata integralmente e parzialmente. L'asportazione di un considerevole volume di terra per l'approfondimento del piano di posa alleggerisce l'incremento di pressione in profondità rispetto alla geotattica e quindi è un criterio valido per gli edifici e quindi alti.

Al limite se la fondazione è totalmente compensata, come nel caso della fig.11; il peso di terra spostato per lo sbancamento è uguale al peso del fabbricato cosicché la pressione di contatto, almeno teoricamen

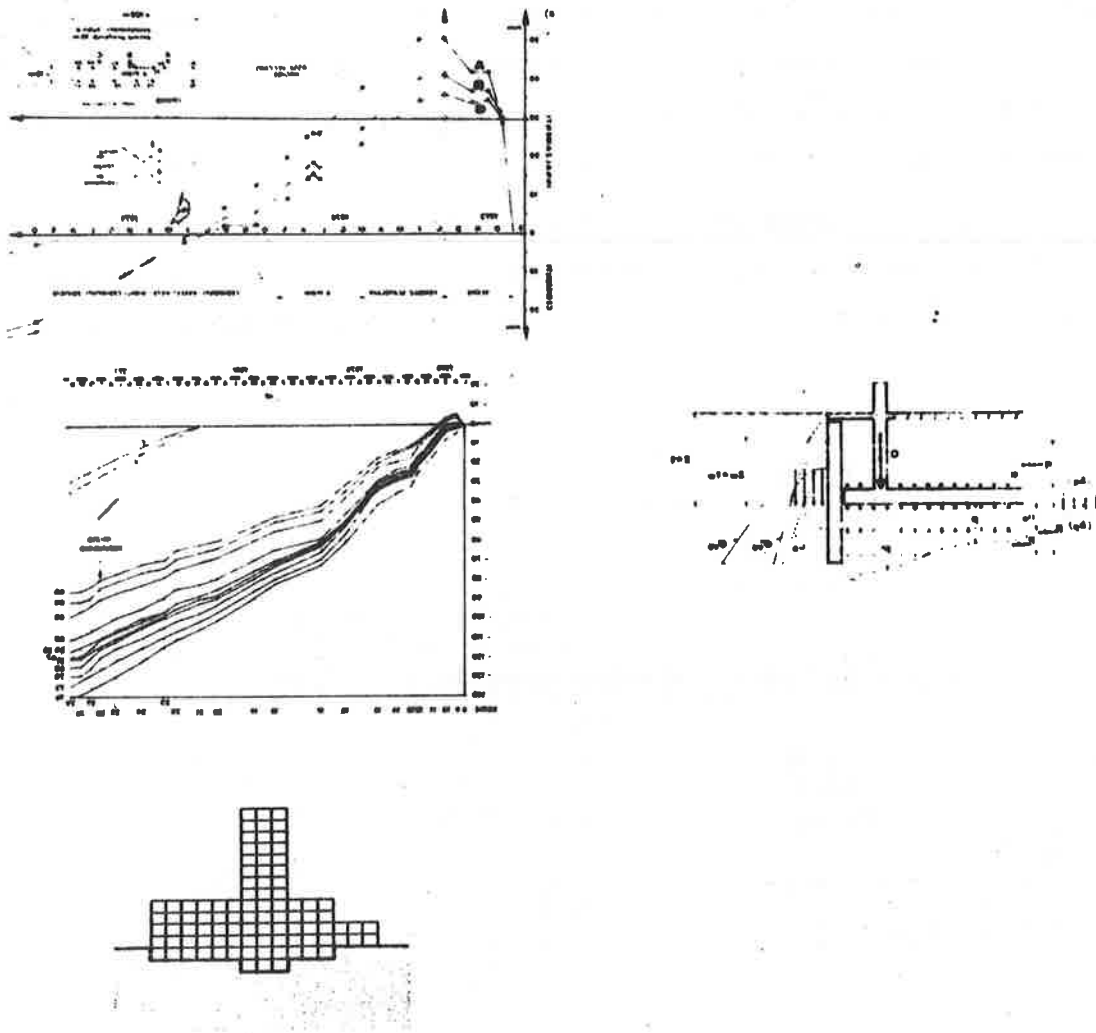


FIG. 11

te, dovrebbe restare uniforme sotto la fondazione, come lo è quella geostatica. Peraltro intervengono deformazioni dopo lo scavo e la figura che

Vi sono validi procedimenti che analizzano l'equilibrio di edifici alti in rapporto alla inclinazione raggiunta. Accenneremo brevemente all'argomento rinviando alle pubblicazioni specifiche per maggiori notizie.

Un fabbricato inclinato può essere in equilibrio stabile se il moto di rotazione è cessato, ossia se è nulla la derivata del moto rispetto al tempo; può essere in equilibrio instabile se la derivata è positiva, oppure l'equilibrio può essere indifferente se il moto è dovuto non ad un vero consolidamento del terreno bensì a fenomeni di creep, come ad esempio il caso della Torre di Pisa, dove il consolidamento è ormai esaurito e l'incremento di rotazione è soltanto un fenomeno di viscosità del terreno. In generale è considerata pericolosa l'uscita della risultante dalla figura di nocciolo per quanto ciò abbia unicamente un significato formale.

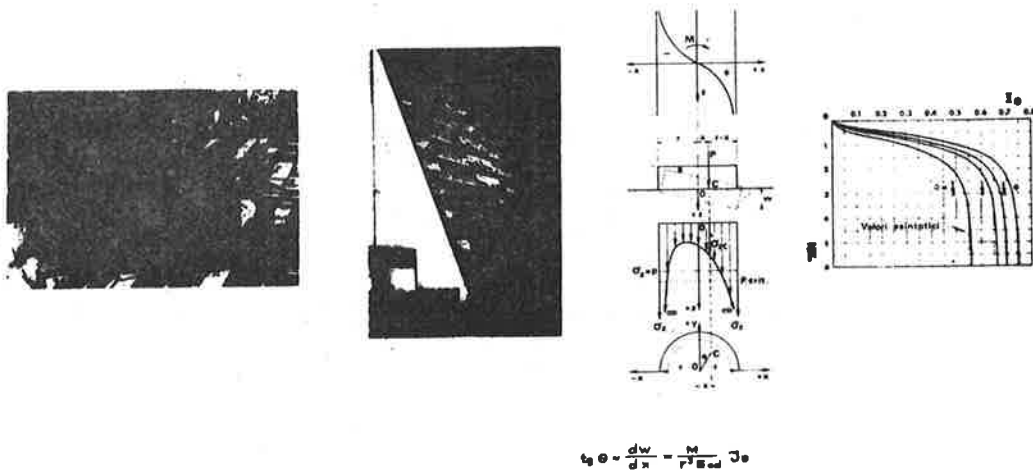


FIG. 13

Nella fig.13, dove si vede il ribaltamento di edifici, è analizzata la variazione del piano di posa di una fondazione circolare dovuta alla eccentricità del carico.

E' riportato il diagramma di Tumikins che serve per il calcolo della inclinazione in funzione del momento applicato, ossia del momento di eccentricità.

Una cautela, quando si debba costruire su terreni difficili, e vi possa essere il pericolo che si verificino rotazioni della base, e quindi inclinazioni, è di costruire fondazioni scatolari con vani da poter riempire con del materiale pesante, della zavorra, così da produrre un raddrizzamento anche parziale.

Spesso si presenta il problema dalle costruzioni inclinate e ciò è più frequente per le costruzioni alte, in particolare i serbatoi, silos, ecc.

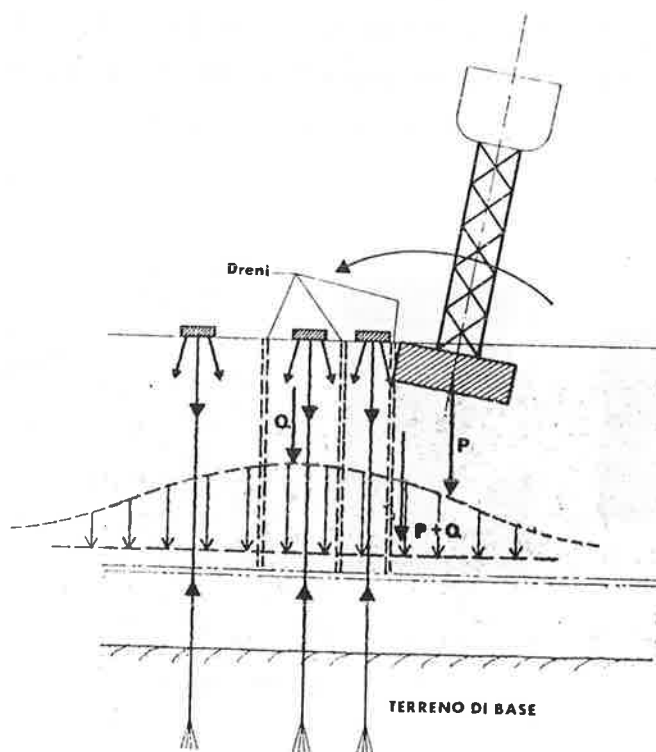
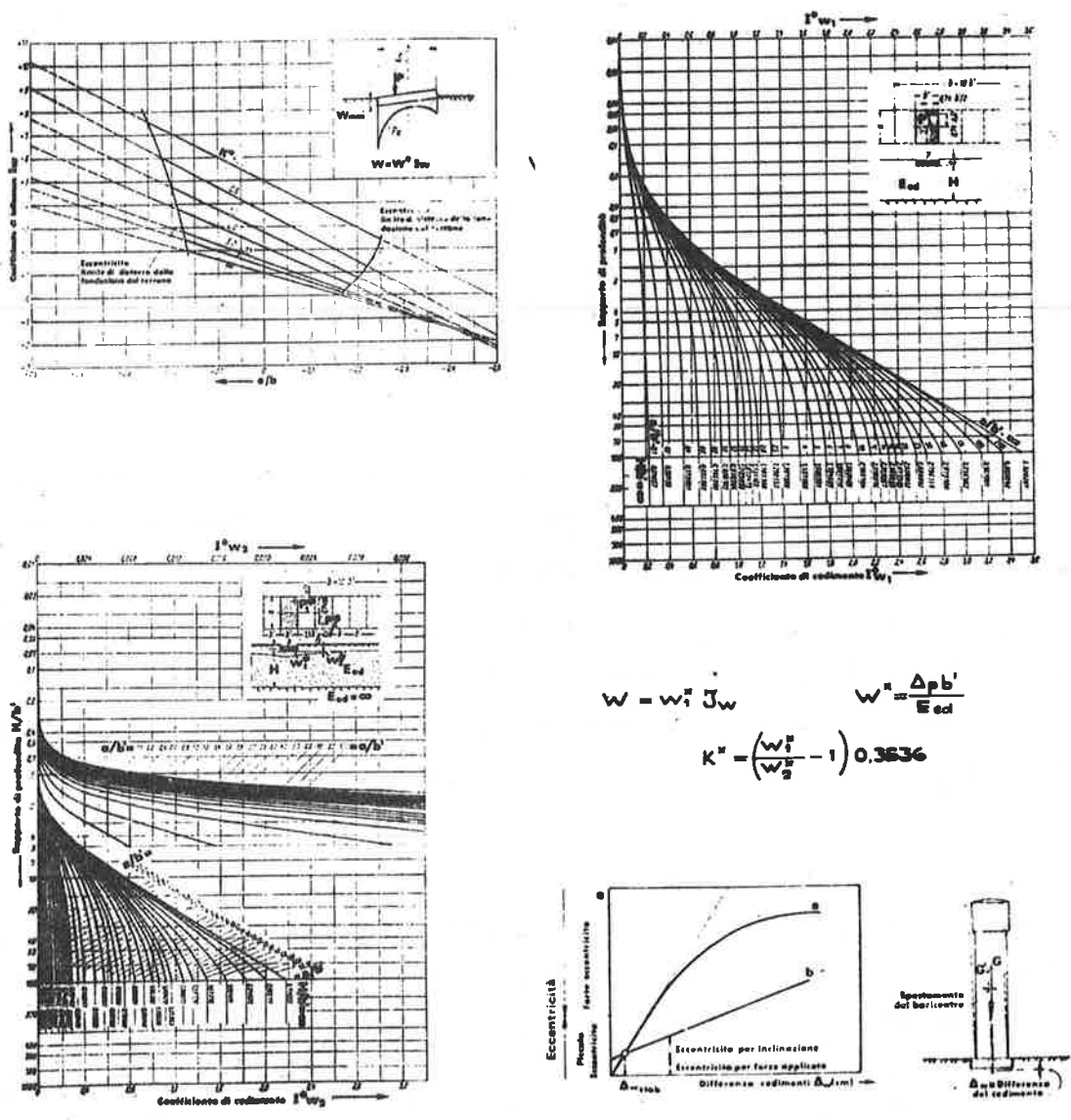


FIG. 14

La fig.14 mostra un sistema semplice che fa uso di cavi ancorati in profondità che, tramite piastre in superficie, esercitano la stessa azione del peso di rilevati in terra.

Si vede il diagramma delle pressioni indotte artificialmente in profondità, dissimetrico rispetto all'asse della costruzione, in modo da favorire il raddrizzamento.

La tavola della fig.15 descrive il comportamento di una costruzione sotto un'azione orizzontale correlando l'inclinazione alla forza. Naturalmente si pensa al "vento" anche se il vento non è una forza costante.



$$W = w_1^2 J_w \quad W = \frac{\Delta p b'}{E e d}$$

$$K^2 = \left(\frac{w_1^2}{w_2^2} - 1 \right) 0.3636$$

FIG. 15

E' un calcolo della inclinazione che viene raggiunta in funzione della eccentricità, ma è anche una verifica di stabilità. La forza orizzonta-

le produce una eccentricità della risultante e' a cui si somma la eccentricità e'' dovuta alla inclinazione della costruzione cosicché risulta in totale una eccentricità.

$$e = e' + e''$$

Calcolato il cedimento medio, in relazione alla natura del terreno secondo i noti procedimenti, si ottiene il dislivello dei bordi della fondazione (sul piano verticale della forza orizzontale) dei grafici della figura.

Si riporta quindi sul grafico e/w la retta b) della relazione puramente geometrica e'/w e la curva a) calcolata in funzione delle caratteristiche del terreno facendo uso dei diagrammi di Kany.

Il primo tratto rettilineo risulta dal calcolo di un punto, ad esempio per un metro. Il punto di incontro delle due linee fornisce la inclinazione di stabilizzazione sotto quella determinata forza. Se le rette non si incontrano la struttura non può trovare l'equilibrio e quindi stabilizzarsi.

Gli edifici alti hanno una elevata concentrazione dei carichi e quindi spesso sono fondati su pali molto ravvicinati cosicché va tenuto presente il grafico riportato nella fig. 16 fornito da Schultze, che valuta l'influenza degli interassi.

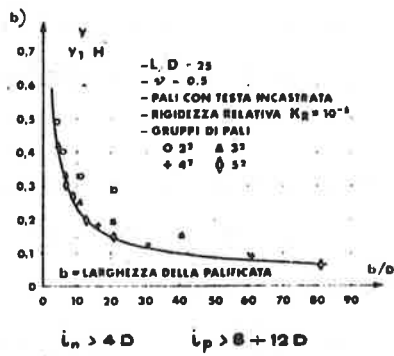
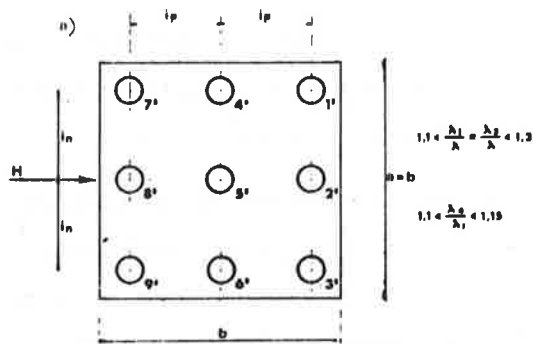
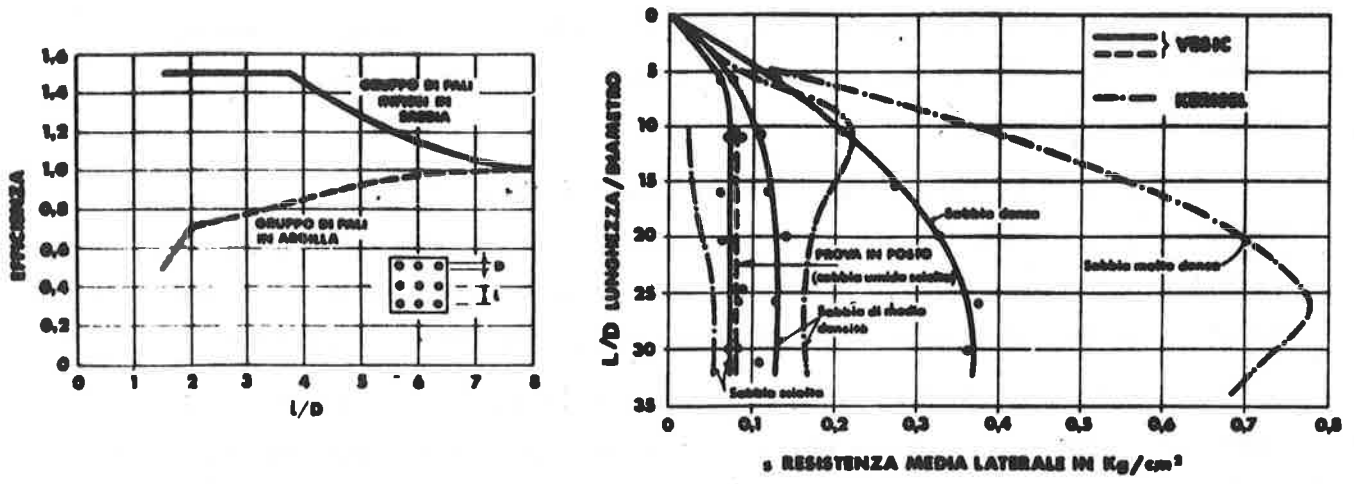


FIG. 16

Si vede anche dall'altro grafico che in terreno incoerente avvicinandosi i pali inflissi la resistenza unitaria risulta maggiore mentre in un terreno argilloso viene ridotta.

Mentre per le forze verticali si suggerisce un interasse minimo dei pali pari a tre volte il diametro del palo, si trova che l'interasse in direzione della forza orizzontale dovrebbe essere 6 - 7 volte il diametro del palo per non avere una influenza reciproca della inflessione.

In altro grafico è disegnato un diagramma che mostra la distribuzione dell'aderenza laterale sulla altezza del palo e si vede che mentre in un terreno sabbioso compatto approfondendo il palo la resistenza laterale aumenta molto, con dei terreni argillosi, la resistenza laterale si mantiene all'incirca costante su tutta l'altezza del palo e molto bassa.

Quindi nell'attraversamento di terreni incosistenti, per andare ad appoggiarsi su un terreno buono (il che si cerca di fare sempre con i pali di grosso diametro), il carico va tutto alla base, per cui quando viene caricato, subisce dei sensibili cedimenti prima di assestarsi.

Da esperienze si trova che la massima resistenza del palo alla punta si raggiunge con dei cedimenti che sono dell'ordine da un ventesimo ad un decimo del diametro. Quindi un palo per es. di 1.20 m, che è la misura corrente dei pali di grande diametro, può avere un cedimento anche di 10 cm prima di sfruttare al massimo la resistenza alla punta, il che può comportare gravi danni al fabbricato se non tutti i pali si comportano ugualmente.

Si cerca allora di rimediare con la precarica: ossia come indicato in fig.17 si fanno delle iniezioni a pressione alla base del palo in modo da sostituire un contatto efficiente tra terreno e palo.

Nella figura è illustrato un procedimento adottato per una costruzione al Cairo, dove appunto il terreno solido si trova in profondità.

della resistenza tridimensionale offerta dal terreno al palo sottoposto in testa a forze orizzontali. Nella illustrazione è rappresentata anche l'azione orizzontale su pozzi e blocchi di fondazione.

Circa la convenienza di adottare pali di grosso o di piccolo diametro occorre considerare le condizioni di sollecitazioni. Il palo di grosso diametro certamente si comporta meglio per forze orizzontali applicate in testa (fig.19) mentre non è consigliabile per l'azione sismica ove il terreno agisce lungo il fusto del palo, trasmette lo scuotimento alla costruzione e riceve da questa la risposta.

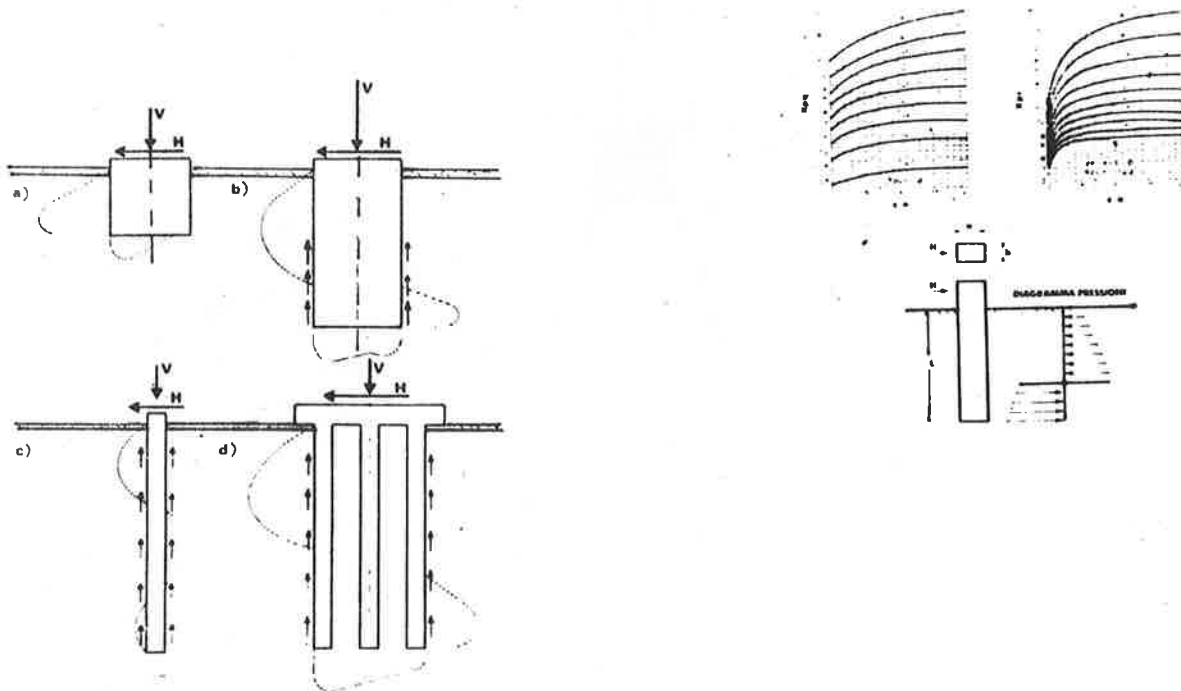


FIG. 19

Quindi in zone sismiche conviene il palo di piccolo diametro perché offre una presa minore.

Uno strumento di grande interesse offerto dalla tecnologia moderna è l'ancoraggio in roccia, largamente impiegato nella costruzione di ope-

re sottoposte a spinte ed in particolare in zone sismiche, come per il viadotto sulla Fiumarella a Catanzaro, con pile notevolmente alte, della fig.20.

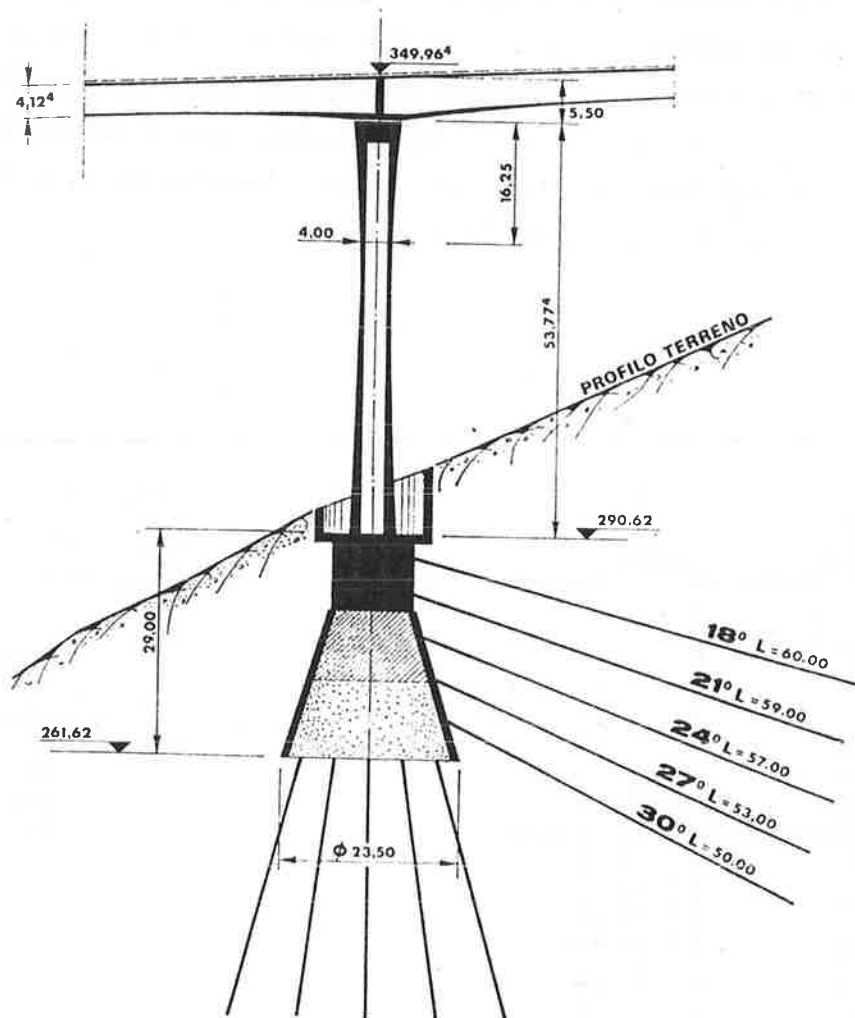


FIG. 20

Il terreno è costituito da una coltre non troppo stabile su una base lapidea piuttosto buona. Le fondazioni delle alte pile, e di una spalla sono state appunto assicurate mediante ancoraggi in roccia.

Parlando di costruzioni alte non si può fare a meno di accennare al caso della Torre di Pisa (fig.21) caso che si collega anche ai fenomeni di subsidenza, molto frequenti in Italia.

Il terreno della Torre di Pisa è costituito da uno strato superiore di sabbie e limi su un complesso di argille attraversate da uno straterello di sabbie. A 40 metri circa di profondità si rinviene il bed-rock costituito da un potente banco di sabbie inferiori".

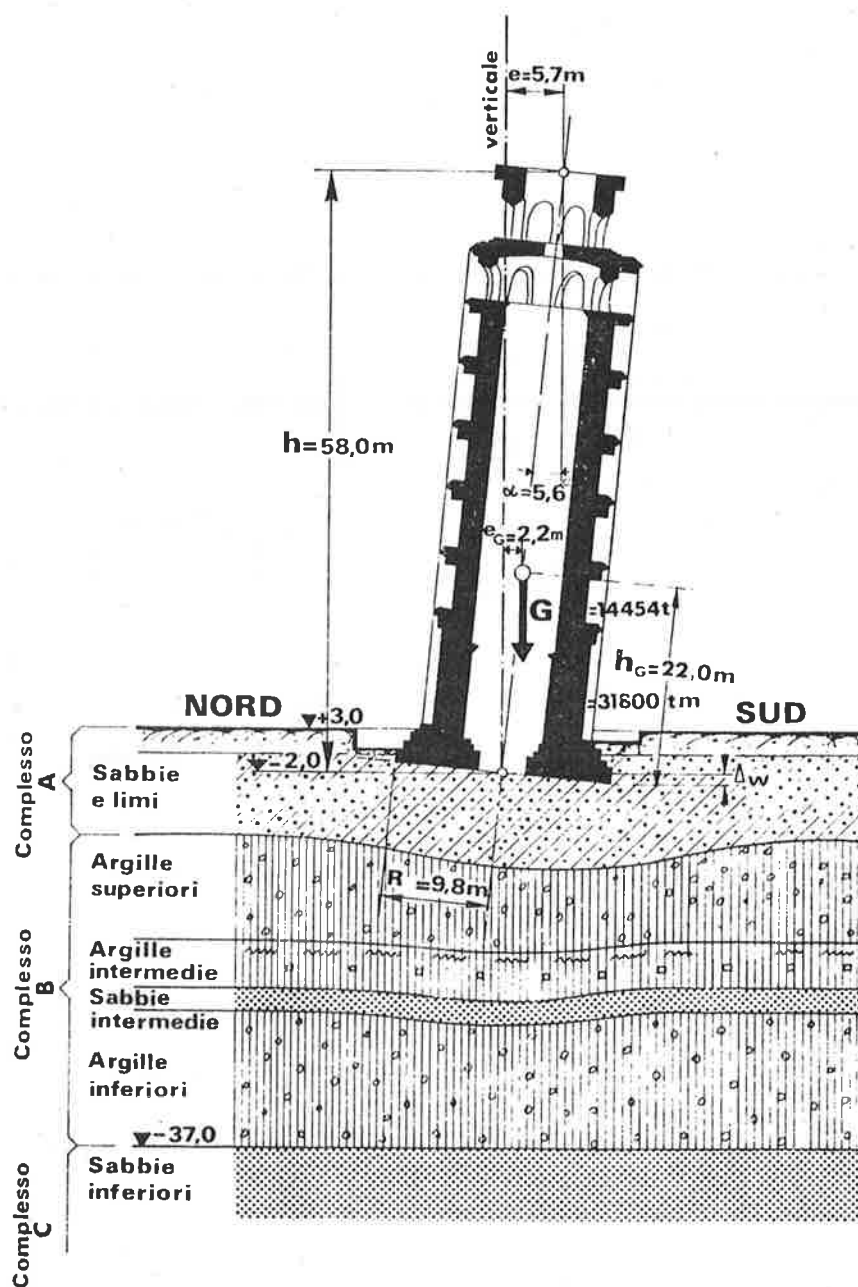


FIG. 21

I prelievi di acqua, (la falda superficiale non gioca alcun ruolo) avvengono da questo strato.

Nella fig..22 sono indicate le variazioni della piezometrica nello strato di base e si vede che con un certo ritardo, ad ogni abbassamento della piezometrica corrisponde un incremento del moto di rotazione della Torre.

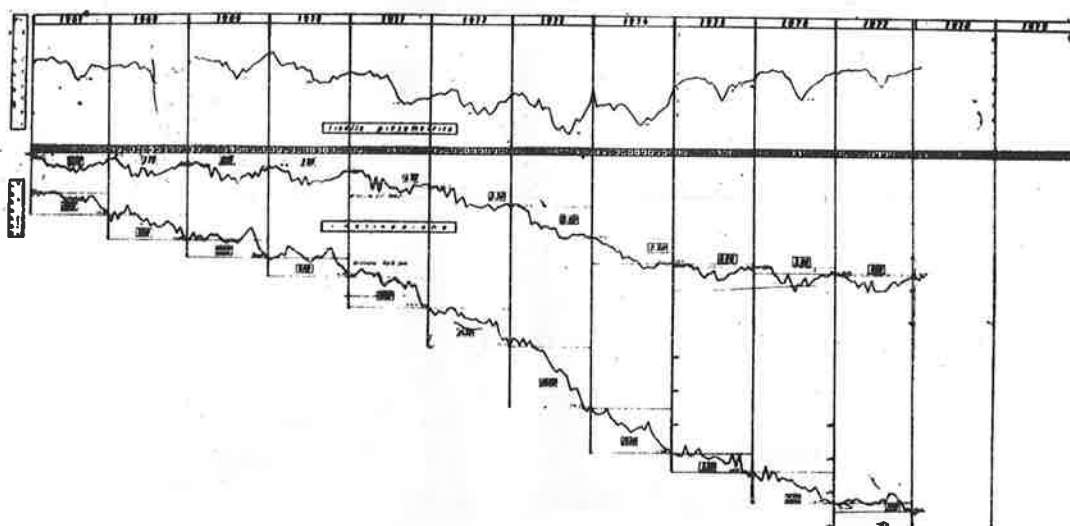


FIG. 22

Sono stati vietati i prelievi di acqua ma la piezometrica sembra si trovi ancora 4 metri al di sotto del livello marino e quindi non si è ancora raggiunta una situazione stazionaria.

Uno studio svolto dall'ing. Costantino mostra come un abbassamento della piezometrica di soli due metri produrrebbe una sensibile inclinazione della Torre ed è interessante notare che gli incrementi di inclinazione non sarebbero proporzionati all'abbassamento di falda bensì molto più sensibili ai valori minimi.

Attualmente il consolidamento del terreno si è compiuto cosicché il cedimento medio è nullo e la Torre denuncia solo un moto di rotazione con velocità media costante.

Vale la pena soffermarsi ad analizzare la stabilità della Torre.

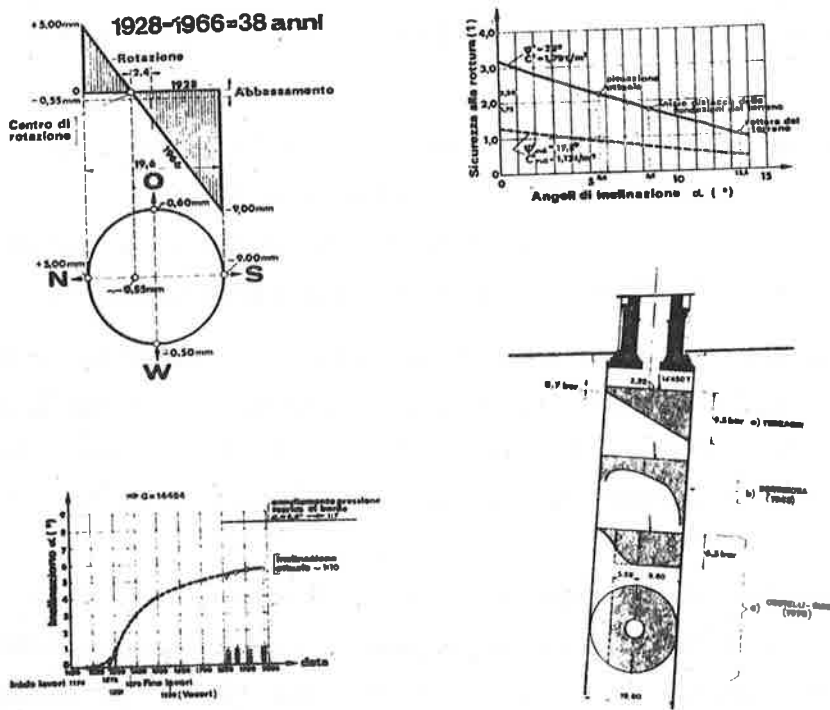


FIG. 23

Il diagramma di destra descrive l'applicazione della formula di Terzaghi alla valutazione della resistenza del terreno e quindi della sicurezza

za della Torre, in funzione della inclinazione della Torre stessa, sempre nella ipotesi di distribuzione piana. Con tale ipotesi risulterebbero 10 kg/cm² di pressione di contatto al lembo della base della Torre. L'altro diagramma delle pressioni di contatto deriva dalla teoria dell'elasticità; il diagramma rettangolare, infine, ipotizza la plasticità perfetta ed è da ritenere che dopo tanti secoli plasticità e viscosità del terreno forniscono tale risultato di una pressione pari a quella cosiddetta "equivalente" naturalmente "natura non facit salus" e quindi il diagramma effettivo non sarà un diagramma rettangolare bensì raccordato a monte.

Peraltro devo dire che in sostanza tutti sono propensi a riferirsi in una analisi di stabilità di situazioni analoghe, ad un diagramma lineare. Questo porta di conseguenza che non essendo la risultante uscita fuori dal nocciolo di base la superficie della base della Torre sarebbe ancora tutta compressa.

Inserendo nelle formule di Terzaghi (fig. 23) una coesione, dedotta dalle prove fatte dalla Commissione della Torre di Pisa, di 1,7 t/mq ed un angolo di attrito $\phi = 25$ si trova un coefficiente di sicurezza $\eta = 2,2$ nello stato attuale, ossia per una inclinazione di $5,6^\circ$.

Loro sanno che per terreni molli la formula di Terzaghi va corretta assumendo i 2/3 dell'attrito e i 2/3 della coesione. Se si applica questa riduzione, ed è certo che qui il terreno buono non era, si trova che allo stato attuale il coefficiente di sicurezza sarebbe leggermente inferiore a 1.

Va peraltro considerato che il terreno da secoli sottoposto al peso del fabbricato si è ormai consolidato e non ha più le caratteristiche di deformabilità del terreno prima della costruzione. Quindi il terreno della Torre di Pisa, che ha ceduto in superficie più di 2 metri, in complesso è un terreno consolidato in cui i dati reali sono ben diversi da quelli inseriti nei calcoli di verifica che forniscono tali risultati.

Forse è più realistico il criterio di esaminare la stabilità della Torre in base alla curva dei cedimenti a partire dall'epoca della sua costruzione dalla quale si vede che gli incrementi dei cedimenti sono stati

molto forti all'inizio. Estrapolando questa curva e presentandola in coordinate iperboliche, risulta che a tempo indefinito la Torre si dovrebbe ar restare, su una inclinazione di 7° (oggi è $5,6^\circ$ con un coefficiente di sicurezza $\gamma = 1,3$

Quindi tutto darebbe da pensare che la Torre sia in sicurezza. Naturalmente sono previsioni basate su ipotesi che hanno la attendibilità di tutti i calcoli di geotecnica e quindi non escludono la necessità che si debba intervenire per assicurare la conservazione della Torre, anche, e so prattutto, nella preoccupazione del grave cimento cui è sottoposta la mura tura della struttura, essendo stata consolidata nel passato solo la mura tura di fondazione.

A completamento delle precedenti notizie ritengo utile accennare ai risultati dell'appalto concorso indetto dal Ministero dei LL.PP. per il consolidamento dell'insegne monumento, mostrando alcune diapositive delle soluzioni presentate.

I concorrenti hanno in generale esaminato il problema sotto tre aspet ti :

- a) raggiungimento di un equilibrio statico delle fondazioni arrestando il lento moto di inclinazione;
- b) consolidamento delle strutture murarie, ove ne fossero ritenute pre carie le condizioni di stabilità;
- c) opera di salvaguardia con la quale porre in condizioni di sicurezza la Torre durante l'esecuzione dei lavori.

Il secondo ed il terzo aspetto non sono stati considerati da tutti, ritenendo alcuni che le murature della Torre non richiedono consolidamen to ed altri che i lavori di intervento possano essere eseguiti senza la necessità di porre in sicurezza la Torre.

Le proposte presentate, in numero di 18 sono state estremamente va rie sia come schemi adottati sia nella valutazione dei vari fenomeni da cui dipende la derivata rispetto al tempo dell'inclinazione della Torre, ed ancor più la derivata seconda, di cui alcune volte si è constatata tem poraneamente l'apparizione.

I criteri seguiti dai vari concorrenti, nelle 18 soluzioni presentate, possono raggrupparsi in sei categorie.

Una prima che comprende 6 progetti prevede opere di sottofondazione che raggiungono lo strato di sabbia compatta a 40 m di profondità, strato che può considerarsi un vero bed-rock.

Tale profondità viene raggiunta con pali che vanno da pali pozzo a sezione quadrata di m. 2,2 x 1,50 a pali di grande diametro di m. 1,20 a micropali con tubo di acciaio.

Il trasferimento del carico dalla fondazione della Torre al bed-rock avviene con strutture cementizie o precomprese recingenti la base della Torre ovvero sottopassanti. Per l'esecuzione di tali opere viene da alcuni previsto il congelamento del terreno.

Per tutti gli interventi di questa categoria è stata prevista la applicazione di un'opera di salvaguardia durante i lavori.

Una seconda categoria, alla quale appartengono due progetti, prevede il consolidamento del terreno in modo da raggiungere un modesto approfondimento.

Una di queste ottiene la pietrificazione del terreno mediante trattamento con iniezioni chimiche raggiungendo una resistenza di circa 50 kg cmq. Il procedimento viene esteso ad una profondità di circa 13,50 metri direttamente al di sotto della Torre ed in zona periferica.

L'altro consiste nel consolidamento del terreno, fino alla profondità di 23 m, ove si rinviene uno straterello sabbioso, mediante la costruzione di pali radice in parte attraversanti le murature della Torre ed in parte disposti lateralmente in esso in modo da costruire un cilindro di terra armata discretamente profondo.

Solo la seconda soluzione prevede una opera di salvaguardia.

Il terzo gruppo, che propone un'azione meccanica indiretta nel terreno, senza toccare la Torre, comprende quattro progetti che dovrebbero conseguire lo stesso effetto, di cui tre agiscono nel terreno a monte per produrre un abbassamento del terreno, ed uno, a valle, per un rigonfiamento.

Il primo sistema viene utilizzato o mediante asportazione di terreno ad una certa profondità in modo da produrre un rilassamento, o mediante drenaggio, così da incrementare le pressioni efficaci, ovvero dell'applicazione di un sovraccarico realizzato mediante pilastro intirantato con cavi che vanno a prendere la reazione nel bed-rock.

Il nuovo sistema, mediante l'inserimento nel terreno a valle di tubi attraverso i quali viene esercitata la compressione del terreno.

Solo il secondo di tali progetti non prevede opera di salvaguardia.

Il quarto gruppo, che comprende 2 progetti, prevede un'azione di forza direttamente applicata alla Torre.

Una delle soluzioni consiste nell'applicare alla base della Torre un anello munito dal lato a monte di un braccio alla cui estremità opposta termina con una vasca in cui viene versata dell'acqua, così da creare un contrappeso di equilibrio dell'eccentricità del carico della Torre.

L'altra soluzione consiste nell'ancorare la Torre a monte mediante tiranti verticali spinti al bed-rock.

Solo la prima prevede un'opera di salvaguardia.

Nel quinto gruppo, che comprende gli interventi graduali, una soluzione consiste nel produrre un parziale raddrizzamento mediante applicazione sulla altezza della Torre, di tiranti a forte componente orizzontale.

L'altra nell'inserire nelle murature della Torre dei micropali spinti al bed-rock, di cui quelli a monte verrebbero tesi e quelli a valle posti in compressione.

Infine nel sesto gruppo si trova una soluzione integrale consistente nello smontaggio della Torre e nella sua ricostruzione (naturalmente sempre inclinate).

Per quanto riguarda il consolidamento delle murature alcuni propongono l'intervento con iniezione ed inserimento nei fori di spinte metalliche, altri non ritengono si debba intervenire.

La Commissione presieduta dal Prof. Travaglini, allora presidente del Consiglio Superiore dei LL.PP, si è trovata nella necessità di improntare

il proprio comportamento alla adozione dei criteri particolarmente cautelativi che trovano la loro giustificazione nell'importanza della Torre, co sicché ha concluso che, pur rilevando l'impegno di tutti i concorrenti, nes suno dei progetti potesse esser giudicato idoneo ai fini dell'appalto con corso. Su tale decisione ha influito inoltre la disparità dei giudizi dei membri della Commissione giudicatrice sulla validità delle varie soluzioni.

Peraltro ha segnalato come meritevoli di considerazioni i progetti delle Società Fondedile, Fondisa, Geosonda, Konoicke, Consorzio Impresit Gambogi-Rodio, che hanno previsto rispettivamente l'impiego di micropali, di tiranti verticali applicati alla Torre, di un consolidamento chimico, di un intervento graduale.

Voglio peraltro concludere che a mio avviso, la soluzione intravista da tempo da chi ha esaminato il problema geotecnico con mentalità in gegneristica, di stabilizzare la Torre mediante l'azione equivalente ad un carico del terreno a monte della Torre, realizzabile mediante anco raggi come indicato in figura, appare più logica. Naturalmente il procedimento richiede una messa a punto minuziosa ed accorta ma l'intervento ha il grande vantaggio di poter essere opportunamente dosato secondo la risposta della Torre stessa. Le soluzioni proposte dal Prof. Meardi in se de di concorso e successivamente dai Prof. Verder e Leonhardt considerano appunto l'uso degli ancoraggi in roccia. Sta di fatto comunque la nece sità di intervenire sulla Torre se se ne vuole assicurare la conservazio ne ai posteri.

- - - - -

NOTA: Gli argomenti ai quali è stato fatto cenno nella conversazione sono trattati nel volume: C. Cestelli Guidi: "Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni" - Vol. 2^a - Ed. Hoepli.

LES PONTS EN BETON A HAUBANS

Roger L A C R O I X

1. GENERALITES

1.1 Définition

Pour un franchissement de grande longueur où l'implantation d'appuis intermédiaires est impossible, ou trop onéreuse, les ingénieurs ont eu recours depuis fort longtemps aux méthodes de suspension. C'est le cas pour certains fleuves, ou bras de mer profonds, ou aussi pour une passe navigable de grande largeur.

Jusqu'à une époque récente, les travées de grande portée étaient toujours métalliques, et suspendues. Dans les années 60, plusieurs grands ponts métalliques ont été réalisés avec des travées haubannées, et non suspendus. Puis, dans les années 70, le béton précontraint a suivi cet exemple, et plusieurs exemples existent aujourd'hui de ponts en béton à haubans comportant des travées jusqu'à 400 m de longueur.

1.2 Les différences entre le pont suspendu et le pont à haubans sont considérables

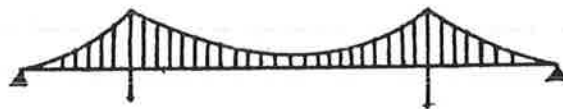
Le pont suspendu comporte en général deux câbles porteurs qui règnent sur toute la longueur de l'ouvrage, et sont ancrés, soit dans des massifs aux abouts, soit, exceptionnellement, sur le tablier lui-même (pont auto-ancré). Le tablier, souvent très flexible, est relié aux câbles porteurs par des suspentes assez rapprochées.

Le pont à haubans, au contraire, comporte un tablier rigide que des haubans obliques relie directement aux pylônes. La composante verticale de la force des haubans équilibre les charges du tablier, tandis que sa composante horizontale se transforme en effort normal dans celui-ci. Le pont à haubans est donc comparable dans son principe au pont suspendu auto-ancré; il faut cependant remarquer que sa construction est beaucoup plus facile en ef-

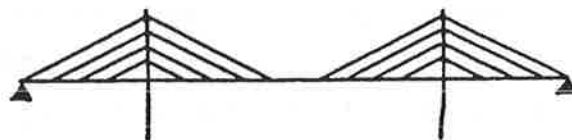
fet, le tablier d'un pont suspendu auto-ancré ne peut reprendre la poussée des câbles que lorsqu'il est entièrement construit, alors que le pont à haubans peut être construit à l'avancement.



PONT SUSPENDU CLASSIQUE



PONT SUSPENDU AUTO ANCRÉ



PONT A HAUBANS

En résumé, les méthodes de construction des trois types d'ouvrages sont entièrement différentes:

Pour un pont suspendu de type classique, on dispose tout d'abord les câbles, auxquels on suspend les tronçons du tablier, de façon symétrique, à partir des pylônes.

Pour un pont suspendu auto-ancré, il est nécessaire de construire entièrement le tablier sur cintre, pour pouvoir disposer d'un ancrage des câbles porteurs.

Le pont à haubans peut être construit en encorbellement à la manière d'un pont à voussoirs classique, les câbles des fléaux étant remplacés par les haubans.

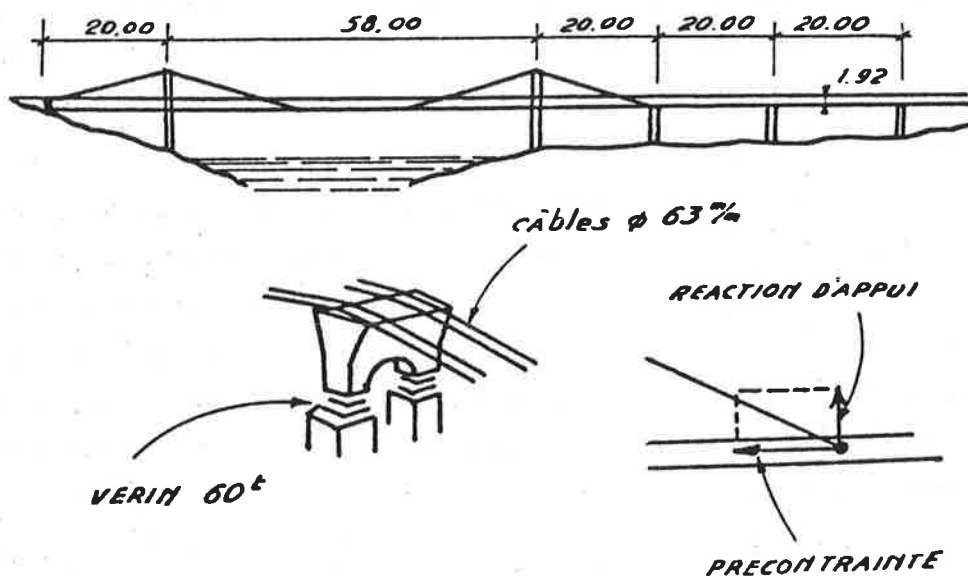
1.3 Historique

Dès le siècle dernier, les constructeurs avaient imaginé et construit des ouvrages métalliques haubannés, de portée généralement modeste.

Le premier pont à haubans en béton semble être le pont aqueduc de TEMPUL (Espagne), dû à Eduardo TORROJA.

— PONT-AQUEDUC DE TEMPUL —

— E. TORROJA - 1926 —

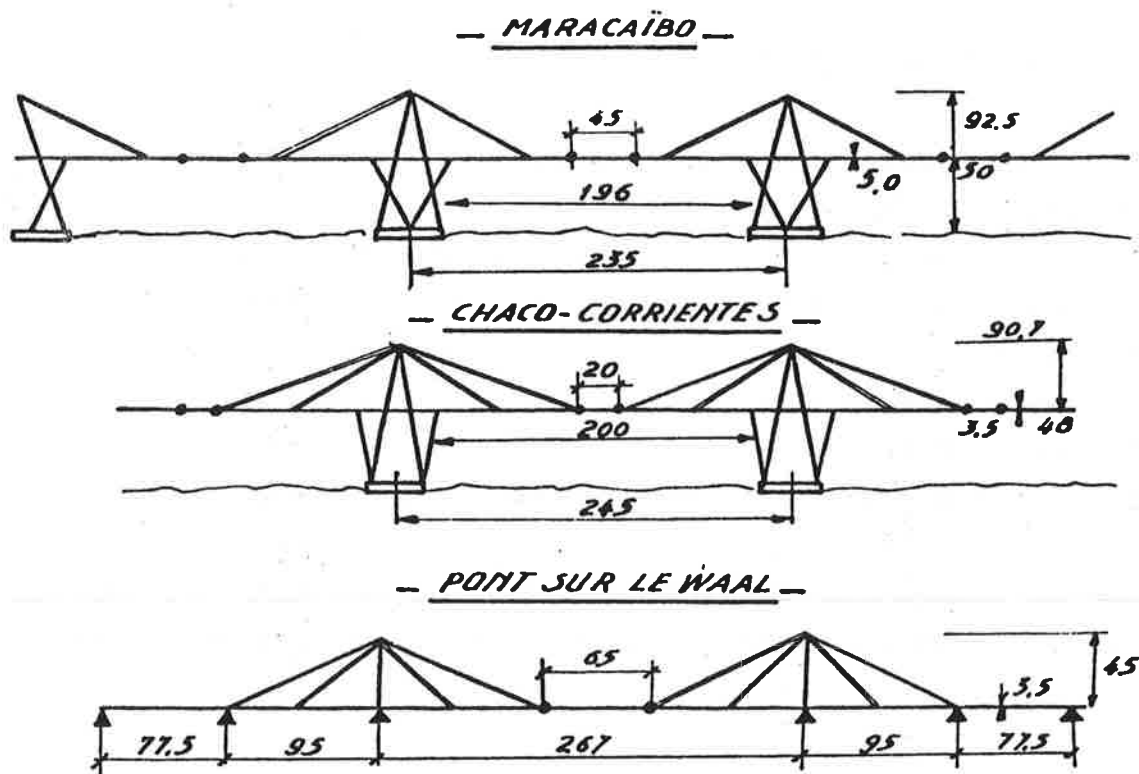


Il s'agit d'un tablier à travées continues de 20 m de portée, qui franchit une brèche de 58 m de portée. Les deux appuis qui manquent pour conserver le rythme des travées sont remplacés par des haubans qui s'ancrent de façon symétrique sur le tablier, au droit de la première pile de part et d'autre des pylônes. La travée centrale repose librement sur les extrémités des tabliers haubannés. Cette conception permet de s'assurer que la composante horizontale de la force des haubans se transforme entièrement en une compression qui précontraint le tablier, et non en une traction, qui affaiblirait la travée centrale. L'existence de cette compression justifie le recours au béton précontraint pour la constitution du tablier: alors que dans le cas de l'acier, l'existence d'une compression n'apporte aucun avantage, et crée au contraire un risque de flambement, dans le cas du béton, elle contribue à assurer la résistance du tablier en procurant une force de précontrainte gratuite.

En 1946, Albert CAQUOT construit un pont en béton armé haubanné, pour assurer le franchissement du canal d'amenée de l'aménagement hydroélectrique du Rhône à DONZERE-MONDRAGON (France). Il s'agit d'un ouvrage à trois travées continues, et à deux fois trois couples de haubans latéraux.

Notons en passant qu'en 1955, Eugène FREYSSINET et Albert CAQUOT proposaient tous deux des ponts à haubans pour le franchissement de la Seine à TANCARVILLE; le projet de FREYSSINET comportait un tablier en béton précontraint.

Le premier pont haubanné important en béton précontraint est dû à Riccardo MORANDI: il s'agit du pont de MARACAIBO, au Vénézuéla; il est formé de six ensembles de doubles consoles haubannées, dont les travées sont portées à la fois par un hauban, et par un bracon oblique partant de la base du pylône; la distance entre axes des pylônes est de 235 m, et l'ouverture libre, de 196 m. L'ouvrage fut réalisé de 1959 à 1962.



En 1965, un ouvrage d'une conception semblable, mais comportant deux cours de haubans, est réalisé, sur un projet de Jean COURBON, à CHACO-CORRIENTES, en République Argentine. Les pylônes sont distants de 245 m d'axe en axe, et l'ouverture libre est de 200 m.

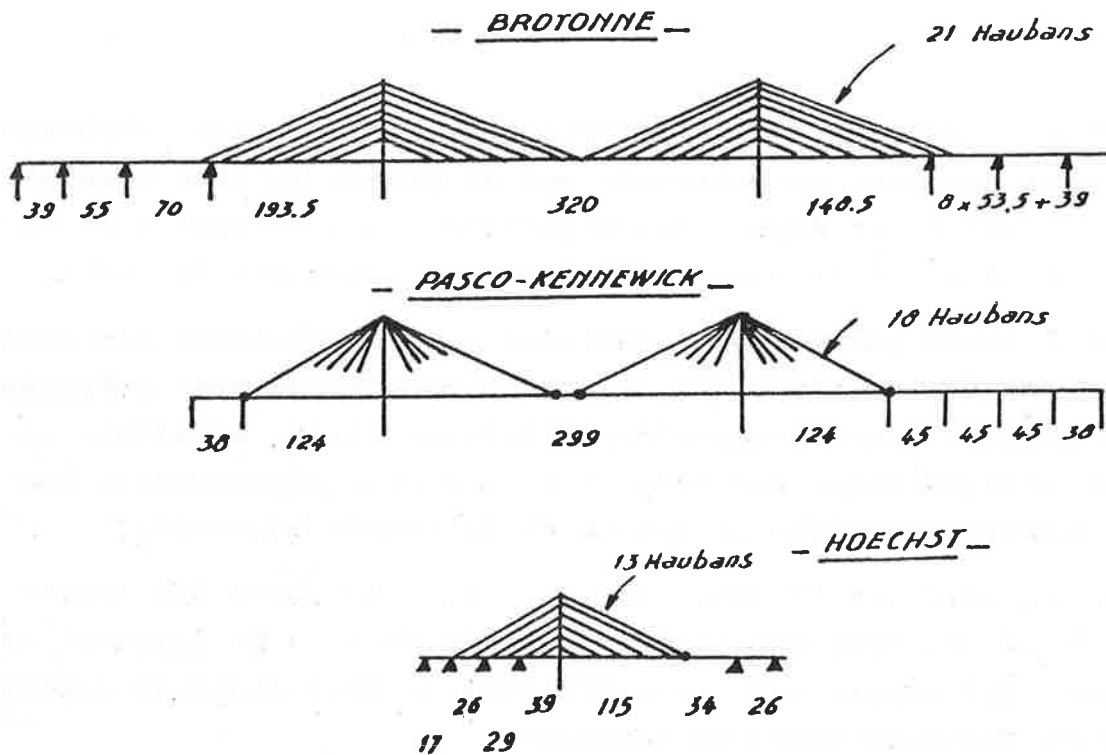
Il est à noter que ces deux ouvrages ne se conçoivent que pour une grande portée, de façon que la charge permanente soit prépondérante par rapport aux charges d'exploitation: sinon, en effet, un changement dissymétrique par rapport à un pylône provoquerait une traction inacceptable dans le bracon de la travée adjacente.

Enfin, le pont sur le WAAL, aux Pays-Bas, comporte une travée centrale de 267 m, avec une travée centrale de 65 m de longueur en béton léger, qui repose sur les extrêmités de deux consoles supportées chacune par deux cours de haubans.

2. LES PONTS A HAUBANS MODERNES

Tous les ouvrages décrits ci-dessus ne comportent qu'un faible nombre de haubans, qui, vis-à-vis du tablier, jouent le rôle d'une pile, en lui procurant un appui.

En revanche, les ponts modernes s'inspirent davantage des ponts suspendus, ou des grands ponts à haubans métalliques construits notamment en Allemagne dans les vingt dernières années: les tablier ont perdu de leur rigidité, et sont suspendus par des haubans assez nombreux et peu espacés. Les haubans ne constituent plus des appuis isolés, mais bien un système de suspension complet, qui confère en même temps au tablier de l'ouvrage l'essentiel de sa force de précontrainte.

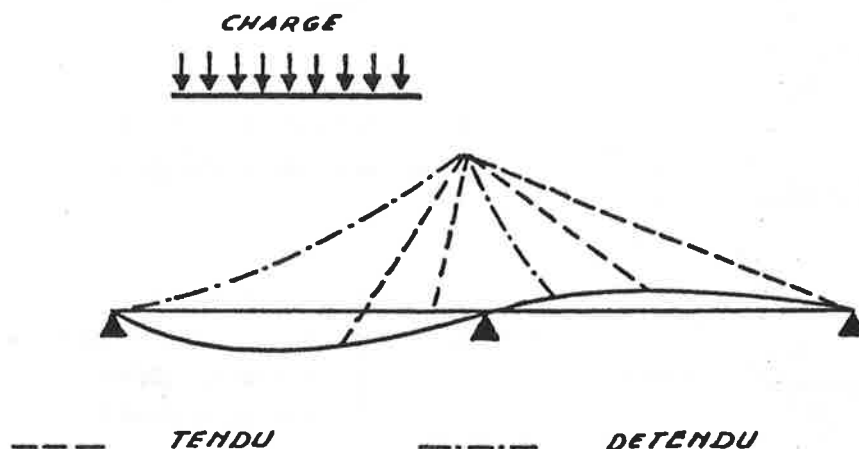


Un telle conception conduit évidemment à des structures d'un degré d'hyperstaticité élevé, et seul le recours à l'ordinateur a permis de les dimensionner avec une précision suffisante.

La conception moderne présente, par rapport aux premiers ouvrages cités plus haut, le double avantage de réduire les efforts de flexion dans le tablier, et de faciliter la construction en s'adaptant très facilement à la méthode de montage par encorbellements successifs.

3. SCHEMA DU FONCTIONNEMENT MECANIQUE

Afin de simplifier le raisonnement, considérons un pont symétrique à trois travées, dont nous supposons le tablier articulé au droit de chaque attache de hauban, de même que les pylônes.



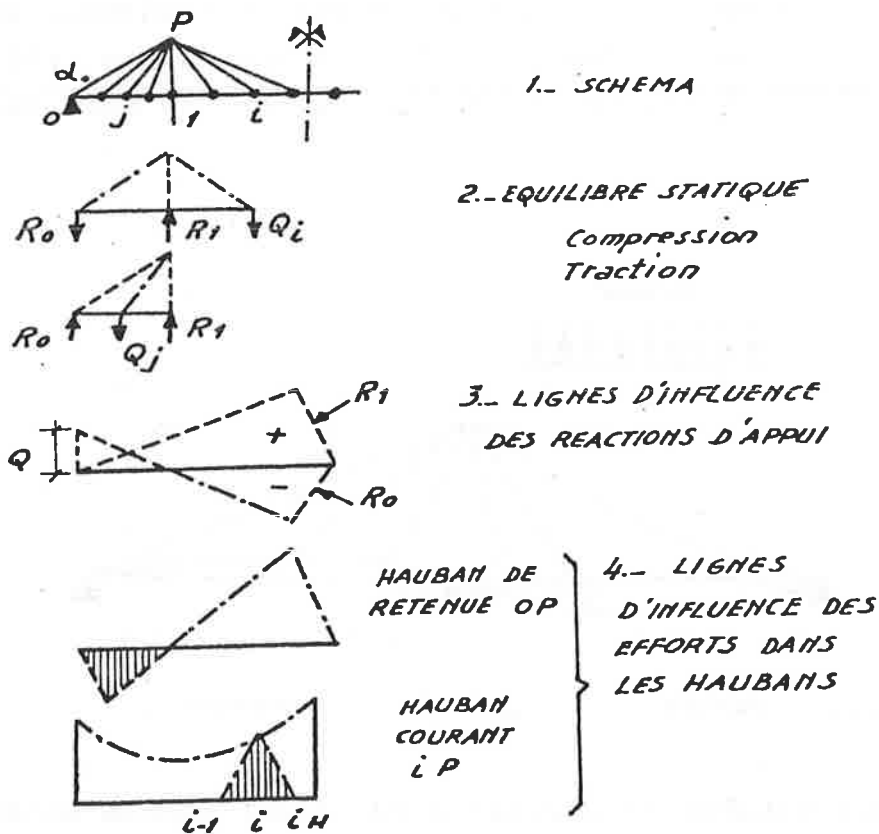
Chaque élément de tablier n'est ainsi soumis qu'aux flexions provenant des charges locales entre deux noeuds voisins, et les sollicitations prépondérantes sont les efforts normaux.

Un hauban courant n'est sollicité que par les charges disposées à proximité immédiate de son attache; en revanche, le hauban de retenue qui stabilise l'ensemble en reliant le som -

met du pylône au point fixe 0, est sollicité par toutes les charges appliquées au tablier.

On voit, dès lors, la distinction qui s'impose entre les haubans courants, dont le rôle est limité à la reprise des charges qui leur sont directement appliquées, et le hauban de retenue, qui joue un rôle essentiel pour la rigidité de l'ouvrage et qui peut, en particulier, être soumis à des conditions de fatigue beaucoup plus sévères.

PONT HAUBANÉ ARTICULÉ

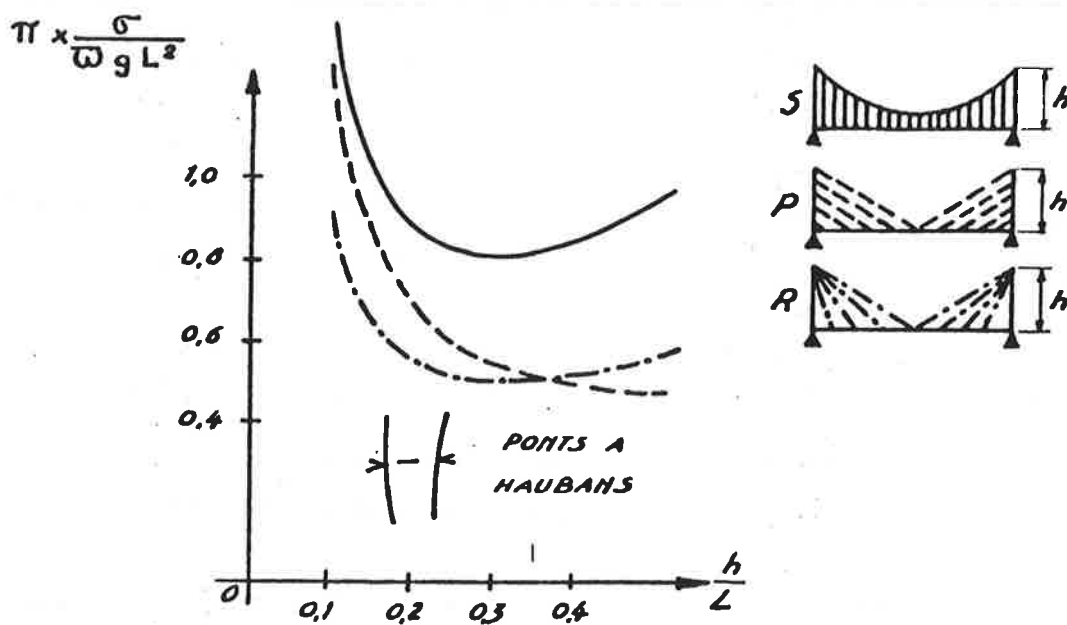


Ce schéma permet aussi de voir qu'un rapport optimal existe entre les portées de la travée centrale et des travées de rive: si la travée de rive est trop courte, la culée peut être soumise à une réaction de soulèvement excessive: en revanche, si la

travée de rive s'allonge, le coût total de l'ouvrage augmente, et les haubans de retenue risquent de subir de trop grandes variations de tension. En pratique, on adopte un rapport compris entre le tiers et la moitié, avec un optimum de l'ordre de 0,45.

4. DISPOSITION DES HAUBANS EN ELEVATION

Les haubans peuvent être parallèles, ou rayonnants, à partir du sommet du pylône, et l'on peut également concevoir, comme dans le cas de BROTONNE, une solution intermédiaire: haubans semi-convergents.



POIDS DES CABLES PORTEURS

$$\omega = 7,95 \text{ t/m}^2.$$

g = Densité des charges permanentes.

σ = Traction des câbles à vide.

Les formules données en annexe montrent que les haubans rayonnants sont plus économiques que les haubans parallèles lorsque la hauteur du pylône est inférieure à $0,3 L$, ce qui est pratiquement toujours le cas.

En fait, la réalité est un peu plus complexe, car il faut tenir compte:

- du risque de flambement du pylône lorsqu'il n'est tenu que en tête,
- de l'influence de l'obliquité des haubans sur la précontrainte du tablier.

La valeur optimale de la hauteur des pylônes est:

$$\frac{L}{5} \leq h \leq \frac{L}{4}$$

e le poids total de haubans nécessaire, rapporté au m² de tablier est donné par:

$$\bar{w} = 0,6 g \frac{\gamma L}{\sigma}$$

γ désignant le poids spécifique des haubans

σ leur contrainte de traction sous charge permanente

g la charge permanente d'un m² de tablier.

Un autre élément important de la comparaison réside dans l'effort normal maximal dans le tablier (au voisinage du pylône)

Pour $h = 0,2 L$, et $g = 1,8 \text{ t/m}^2$, la contrainte de compression du tablier à vide est, en N/cm² :

$$\begin{aligned} \sigma_P &= 3,75 L(m) && \text{pour des haubans parallèles} \\ \sigma_R &= \frac{1}{2} \sigma_P && \text{pour des haubans convergents} \end{aligned}$$

De ceci résulte un élément important du choix: les haubans parallèles conviennent à des portées moyennes, inférieures à 250m. Au-delà, ils conduiraient à une contrainte de compression du tablier, trop importante; il devient alors nécessaire d'adopter des haubans semi-convergents ou convergents, et même d'augmenter la section du tablier au voisinage des pylônes.

Quant au pylône, nous avons vu plus haut que les haubans rayonnants le rendaient plus critique vis-à-vis du flambement; en revanche, les haubans parallèles engendrent des flexions tout au long de sa hauteur, en cas de chargement dissymétrique.

Signalons, enfin, une autre possibilité intéressante notamment lorsque le gabarit à respecter ne s'applique qu'à la travée centrale: elle consiste à ancrer les haubans, en rive, non sur u ne travée unique, mais sur des piles sur lesquelles s'appuient des travées multiples. Ces piles peuvent paraître faire double emploi avec le support qu'offrent les haubans, mais elles ont le avantage de raidir fortement la suspension. Dans le cas d'une travée de rive libre, en effet, on constate que les moments fléchissants sont plus importants; il s'agit là d'un élément très important pour le choix du rapport des portées d'un pont à haubans.

5. APPUI DES HAUBANS SUR LES PYLONES

Lorsque les tractions d'un même hauban sont peu différentes de part et d'autre du pylône, le hauban peut simplement reposer sur une selle d'appui, le frottement étant suffisant pour s'opposer à tout mouvement relatif. La selle d'appui peut consister en un simple tube noyé dans le béton, ou en une pièce en acier moulé, qui confère au hauban un rayon de courbure suffisant.

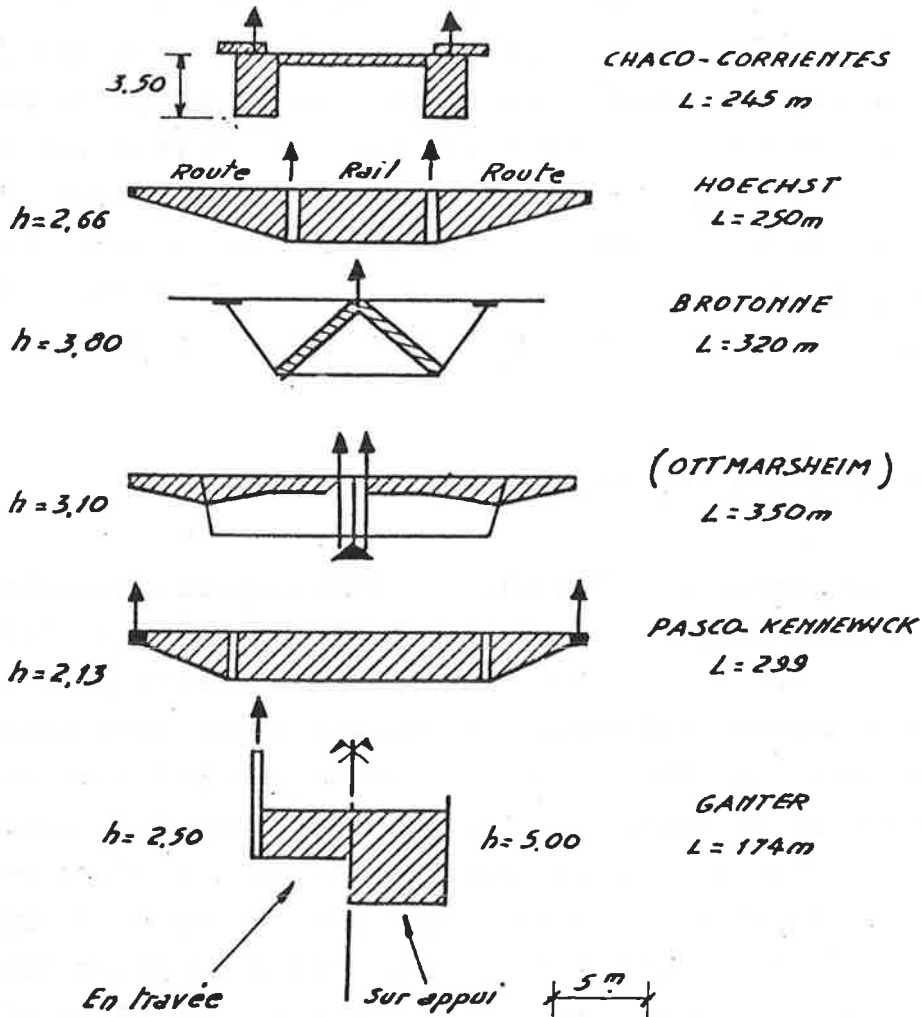
Dans le cas contraire, il faut constituer des têtes en acier susceptibles de reporter convenablement les forces de chaque hauban jusqu'aux flûts verticaux du pylône. Cette solution est plus onéreuse que la précédente, car elle multiplie les têtes d'ancrage, et, de plus, elle conduit à des organes plus sensibles à la corrosion que de simples selles d'appui.

6. VUE EN COUPE TRANSVERSALE

6.1 On peut distinguer trois possibilités pour les haubans:

a) Deux nappes latérales disposées à l'extérieur du tablier. Cette disposition permet une grande souplesse d'aménagement des chaussées mais elle est onéreuse, car elle impose le recours à des entretoises (pièces de pont) de grande portée.

— SECTIONS DROITES —



- b) Une nappe centrale, chaque chaussée étant située en console de part et d'autre. Cette solution est simple et esthétique, et conduit souvent à une économie sur la suspension; mais elle engendre dans le tablier des sollicitations importantes de torsion sous changements dissymétriques, et elle n'est compatible qu'avec une section en caisson fermé.
- c) Deux nappes latérales, avec deux bandes extérieures en porte-à-faux. Cette solution est la plus économique en ce qui concerne le tablier, et elle est envisageable lorsque celui-ci pré

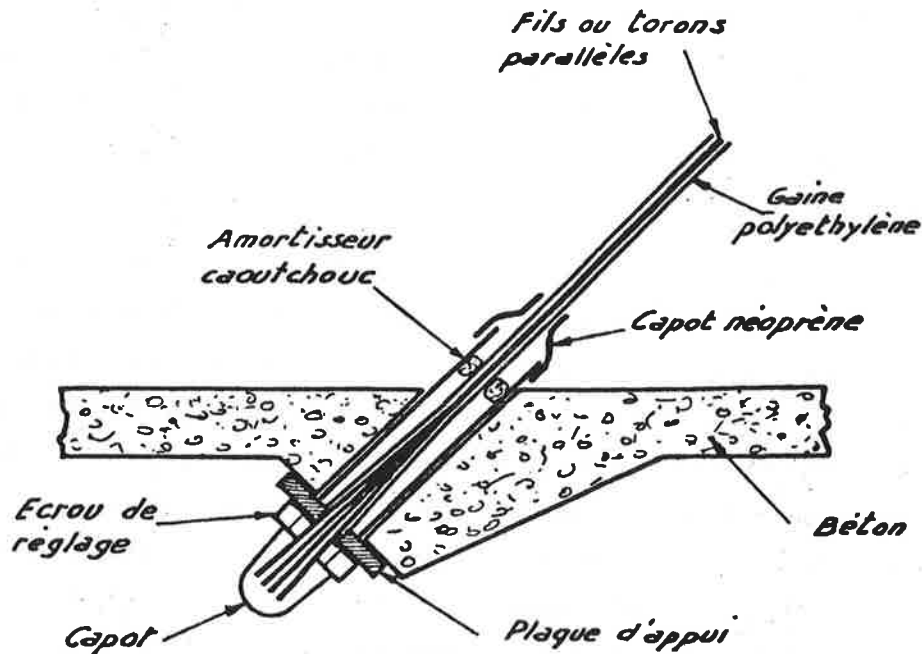
sente une grande largeur; cependant, elle présente l'inconvénient de figer la décomposition du tablier en bandes de largeur imposée.

6.2 Dans le cas de deux nappes, elles-ci peuvent être parallèles ou convergentes au sommet des pylônes.

La première disposition conduit à deux pylônes verticaux réunis par une traverse horizontale.

La deuxième conduit à un pylône en A, dont les deux montants sont réunis au sommet. Cette configuration est souvent d'un heureux effet sur le plan esthétique; elle peut cependant conduire à des difficultés pour l'ancrage des haubans au sommet du pylône. De plus, il faut veiller à ce que les haubans, situés dans un plan oblique, n'engagent pas les gabarits de circulation.

6.3 L'ancrage des haubans dans le tablier peut être réalisé de diverses manières:



— ANCRAGE INFÉRIEUR D'UN HAUBAN —

Lorsque c'est possible, la meilleure solution consiste à ancrer les haubans à la partie inférieure des âmes. Souvent aussi les ancrages sont situés à la base des entretoises, qui jouent le rôle de chevêtres d'appui.

Pour le pont de BROTONNE, les haubans, situés dans le plan vertical axial de l'ouvrage, sont ancrés dans des têtes en béton placées à la partie supérieure du tablier. Les efforts de traction sont reportés à la base des âmes du caisson des tirants précontraints obliques.

7. H A U B A N S

Jusqu'à une époque récente, les haubans étaient formés de câbles métalliques, analogues à ceux des ponts suspendus: câbles clos, comprenant dans leur partie centrale des fils circulaires, puis des fils à section transversale en trapèze ou en Z pour les couches extérieures.

Ces câbles sont d'un rendement assez médiocre, et d'un coût très élevé. Pour assurer leur tenue à la fatigue, il est nécessaire de limiter leur contrainte à la moitié environ de leur limite élastique, et, de plus, ils nécessitent un entretien périodique onéreux, car ils sont très sensibles à la corrosion. Enfin, ces câbles sont ancrés dans des culots en acier moulé de confection assez délicate.

C'est pourquoi, les haubans des ponts modernes font appel aux techniques des câbles de précontrainte. Les câbles de précontrainte, après injection, présentent en effet une excellente tenue à la corrosion. Pour une même variation de la force de traction, leur variation de contrainte est plus faible que pour des câbles nus, ce qui les place en meilleure situation vis-à-vis de la fatigue. Enfin, leur module élastique apparent est très supérieur à celui d'un câble métallique.

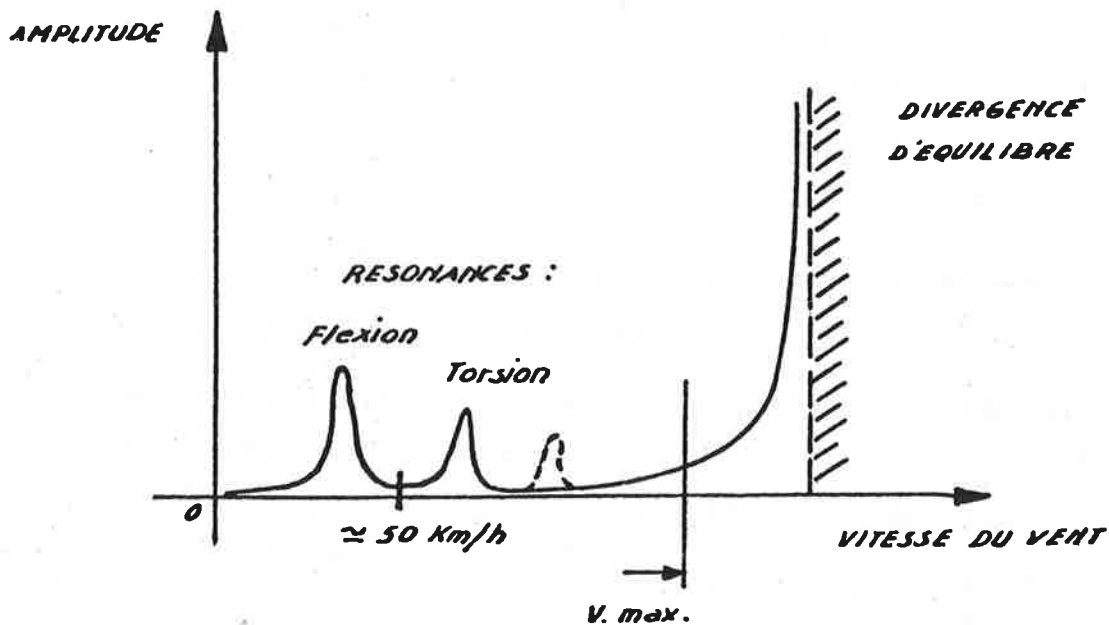
En revanche, les haubans précontraints sont d'un diamètre supérieur à celui des haubans métalliques; ils sont donc plus rigides à la flexion, et plus sensibles au vent.

Un hauban est constitué par un tube, en acier ou en matière plastique (polyéthylène, de préférence au P.V.C., en raison de l'action nocive du chlore sur l'acier). Les torons sont enfilés dans le tube et tendus, puis injectés.

Autant que possible, les organes d'ancrage des haubans doivent permettre le réglage de la tension (pour compenser les variations dues aux déformations différées du béton), et même le remplacement éventuel d'un tirant, en cas de détérioration.

Le remplacement d'un hauban doit être prévu dès le stade du projet: il faut en effet, soit soulager le tablier par un haubannage provisoire, soit conférer au tablier une résistance à flexion suffisante pour que, sous les charges permanentes seules, il puisse résister aux efforts de flexion longitudinales en l'absence de l'appui correspondant.

- STABILITE AEROELASTIQUE DES PONTS A HAUBAIS -



8. ECONOMIE DU PROJET

8.1 En général, il y a lieu de rechercher le poids minimum pour le tablier. Cet objectif peut être atteint par les moyens suivants:

- Confection d'un béton à caractéristiques mécaniques élevées: une résistance caractéristique de 40 MPa sur cylindres à 28 jours devrait être obtenue sans difficultés, pourvu que les granulats soient d'une qualité convenable.
- Remplacement d'éléments pleins par des éléments triangulés (sous réserve que les dispositions des noeuds, et les efforts secondaires dans la triangulation ne conduisent pas à un supplément de matière qui compense l'économie réalisée).
- Emploi du béton léger pour certains éléments.
- Eventuellement, recours à une ossature mixte: à notre connaissance, cette solution n'a pas été proposée, mais elle devrait conduire à une économie appréciable pour des portées supérieures à 400 m.

En admettant que le tablier ne résiste qu'aux flexions locales, ce qui est le cas si les haubans sont suffisamment rapprochés, les quantités approximatives de béton, rapportées au m² utile de tablier, sont:

- pour le tablier, de 0,60 à 0,65 m³
- pour les pylônes, de 0,12 à 0,14 m³

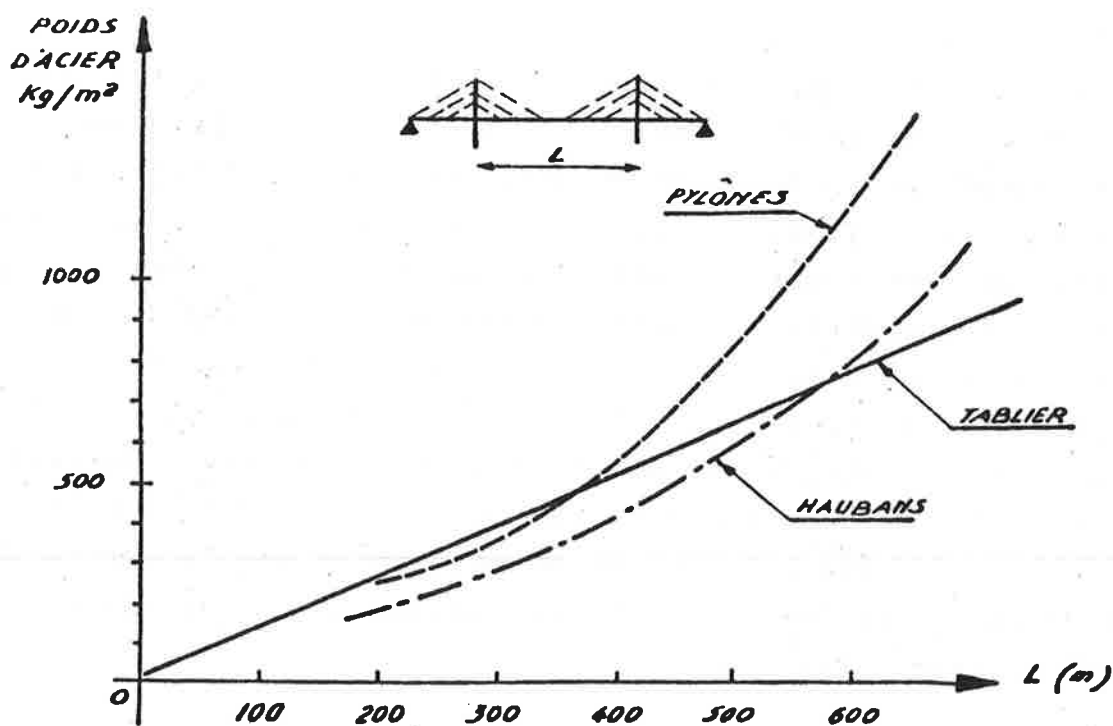
8.2 Le poids d'acier des haubans est approximativement:

$$\bar{w} \approx 0,6 \text{ g } \frac{\gamma L}{\sigma}, \text{ rapporté au m}^2 \text{ utile de tablier.}$$

En admettant que la masse permanente du tablier est de 1,8 t/m², et que la contrainte de traction des haubans est

$\sigma = 600 \text{ MPa}$, il vient:

$$\bar{w} \text{ (kg/m}^2 \text{ utile)} \approx \frac{1}{7} L \text{ (m)}$$



- PONTS A HAUBANS METALLIQUES -

En fait, les haubans contribuent au coût total des superstructures pour 40% environ, ce qui justifie pleinement la recherche d'allègement maximal du tablier.

La comparaison des quantités données ci-dessus avec celles qui sont mises en oeuvre dans un pont construit en encorbellement montre que le pont à haubans devient économique pour des portées dépassant environ 200 m.

Ce chiffre peut être réduit dans les cas où l'on recherche un tablier de faible épaisseur: celle-ci est en effet constante pour un pont à haubans, tandis qu'un pont à travées continues doit présenter une forte épaisseur au droit des appuis.

La comparaison entre un pont à haubans en béton et un pont en acier ne peut être effectuée que pour un site bien déterminé, les prix relatifs du béton et de la charpente métallique étant très variables en fonction du développement industriel des matériaux, et de la main d'oeuvre disponible dans un pays déterminé. On peut cependant affirmer que le pont en béton est certainement compétitif jusqu'à une portée de l'ordre de 400 m. L'acier est très probablement plus économique pour des portées supérieures à 500 m. Dans la zone intermédiaire, de 350 à 550 m de portée environ, une solution mixte acier-béton devrait l'emporter: les parties voisines des pylônes, et tout ou partie de la travée de rive seraient en béton, tandis que la partie centrale de la travée centrale, et éventuellement une partie des travées de rive serait en acier.

A N N E X E

1. Contrainte admissible des haubans

Selon le SETRA (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes France) :

$$\sigma \leq 0,42 \sigma_k$$

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min} \leq 200 \text{ MPa} - 0,105 \sigma_{\min}$$

2. Module élastique apparent d'un tirant oblique:

$$E_1 = \frac{E}{1 + \left(\frac{\gamma \ell}{\sigma}\right)^2 \frac{E}{12\sigma}}$$

E : module élastique du tirant rectiligne

γ : poids spécifique du matériau constituant le tirant

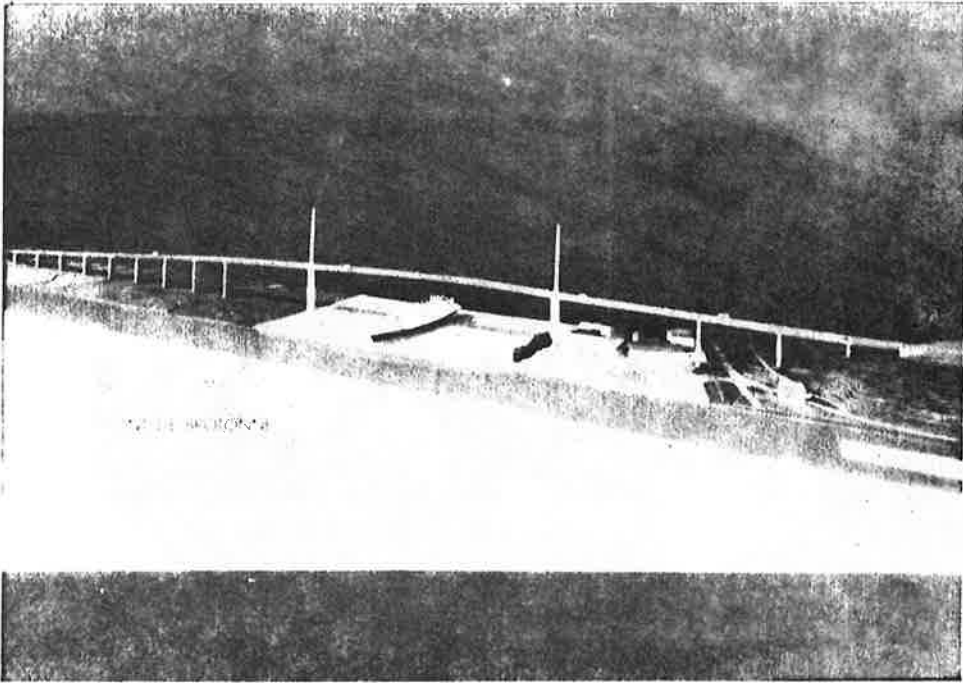
ℓ : longueur de la projection horizontale du tirant

σ : contrainte de traction du tirant

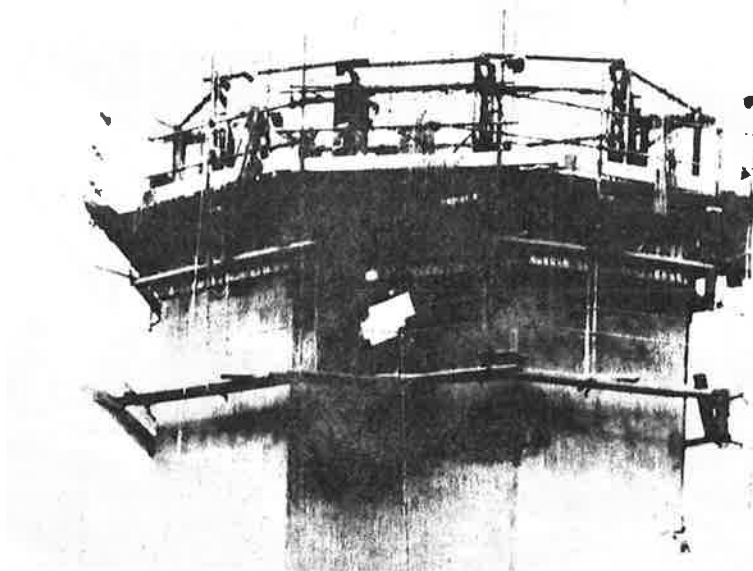
B I B L I O G R A P H I E

- F.LEONHARDT et W.ZELLNER: Comparaison entre ponts suspendue et ponts à haubans pour franchir des portées de plus de 600 m.
Mémoires A.I.P.C. 1972
- J.FAUCHART : Béton Précontraint tome 2 chap.XIX
CHEBAP - Paris 1968
- A.F.P.C. (Association Française des Ponts et Charpentes)
- Journées d'étude avril 1974
- Les ponts à haubans, juin 1978
- C.E.DUVOY et R.V.COLOBRARO: Le pont Chaco Corrientes sur le Rio Parana en République Argentine.
Revue TRAVAUX - Paris, Août-septembre 1975
- J.L.BRAULT et J.MATHIVAT : Le pont de Brotonne
Revue TRAVAUX - Paris, février 1976
- A.GRANT: Pasco-Kennewick Bridge; the longest cable-stayed bridge in North America
Civil Engineering - ASCE Août 1977
- Fédération Internationale de la Précontrainte: Ouvrages remarquables - Congrès de Londres 1978.

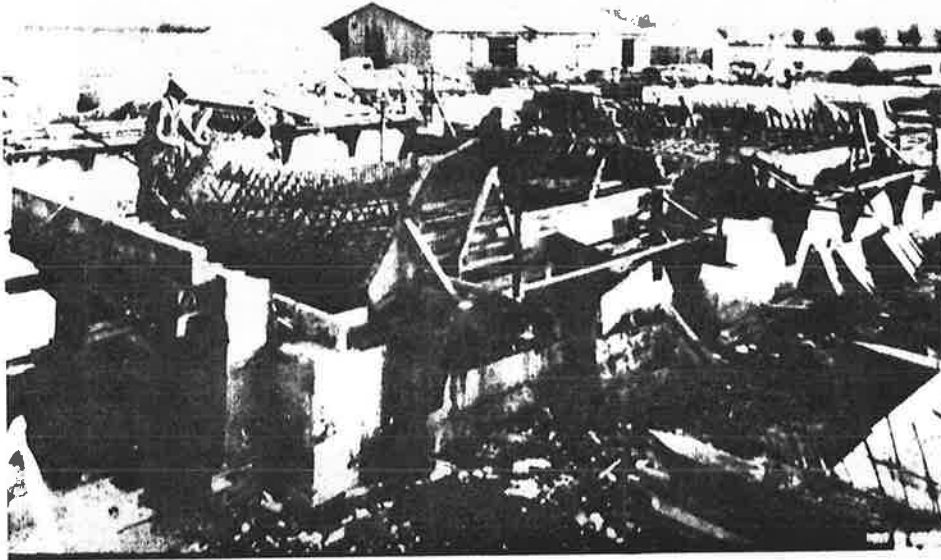
PONT DE BROTONNE



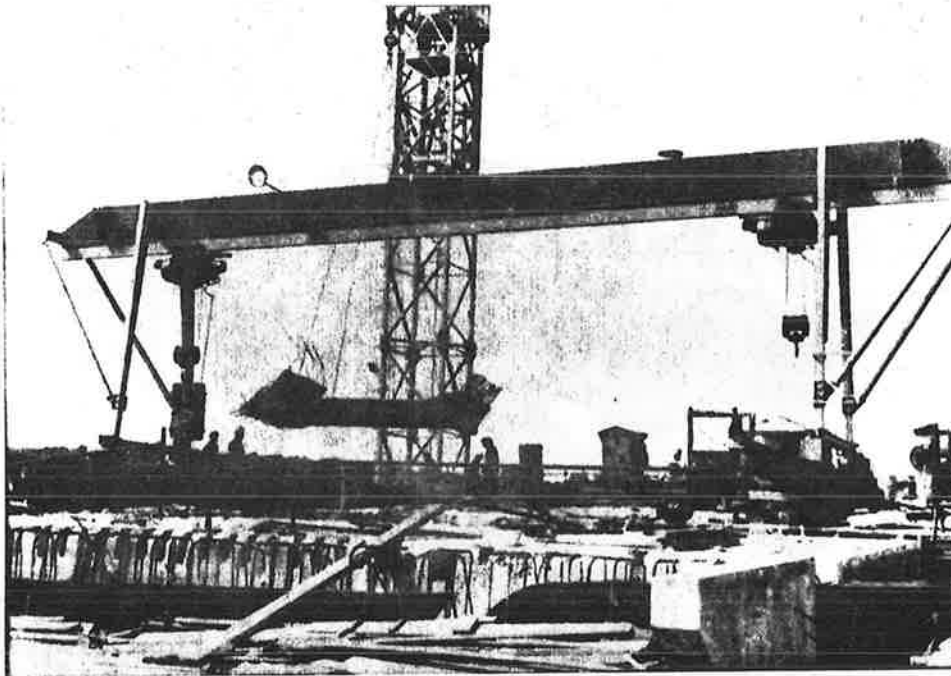
1. moquette de l'ouvrage



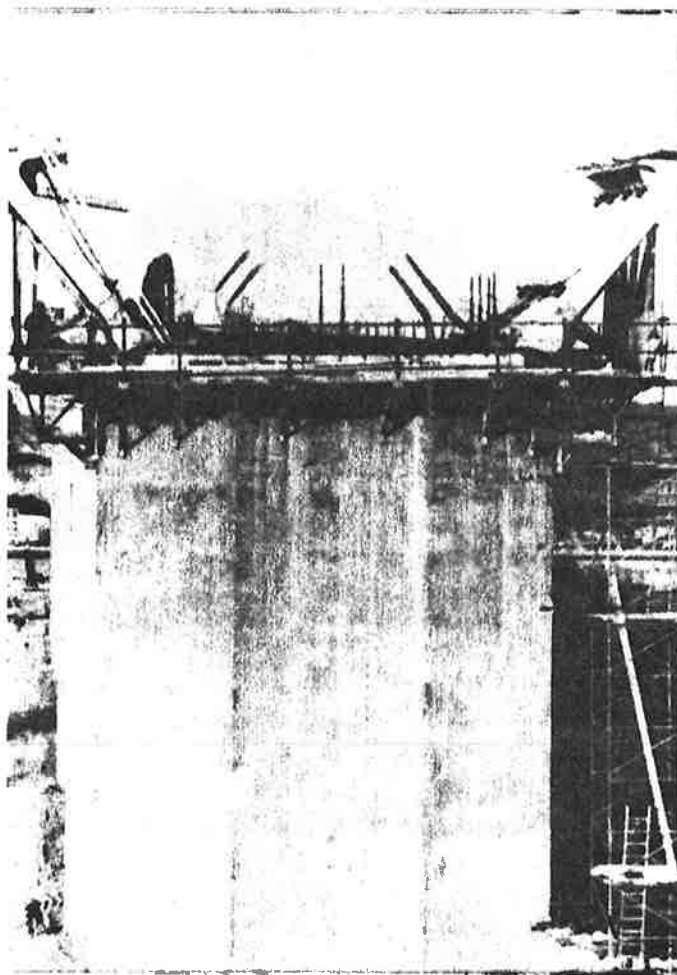
2. construction d'une pile en coffrage glissant



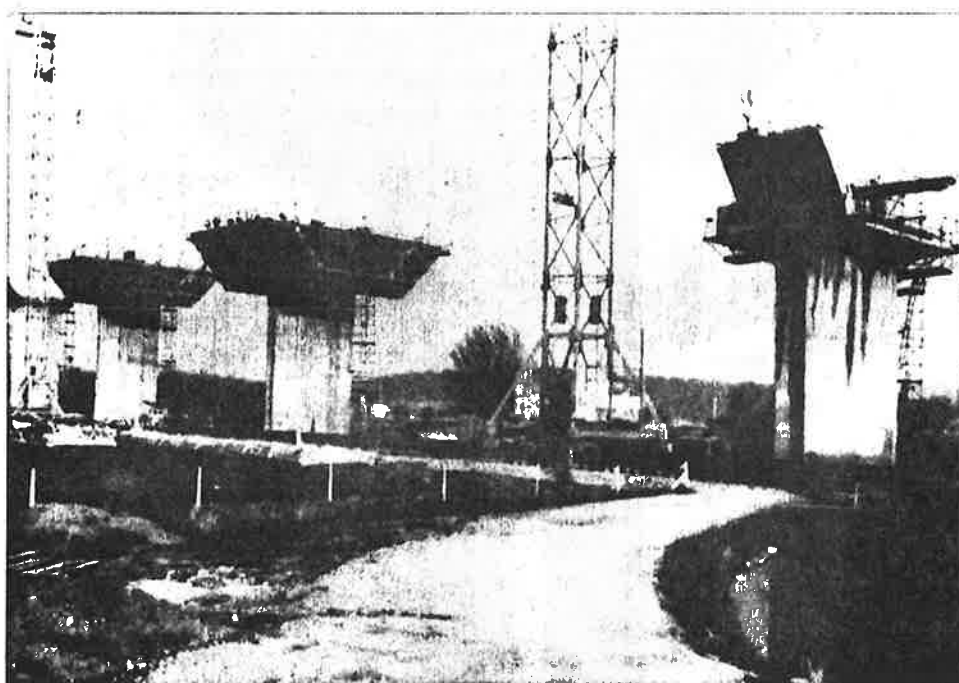
3. Préfabrication des âmes du tablier



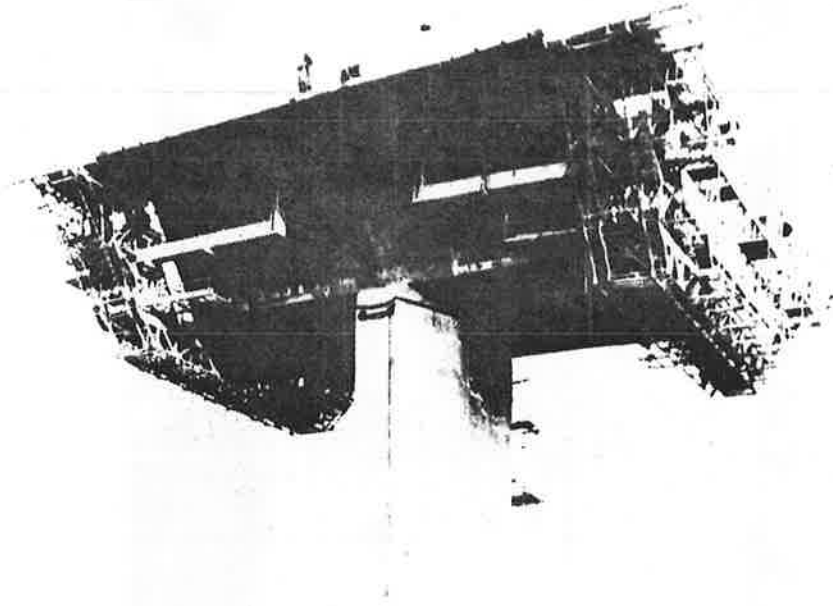
4. manutention des éléments d'âme



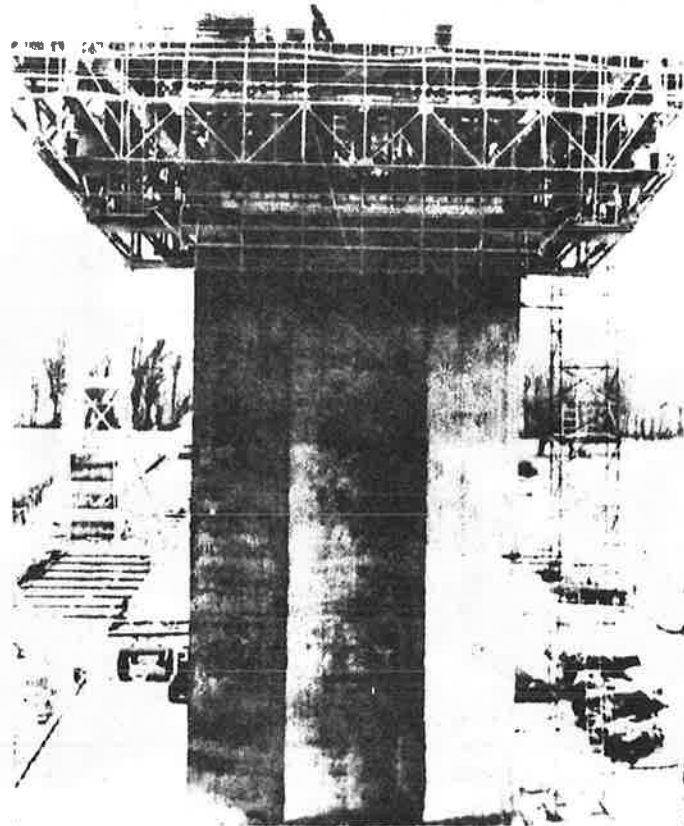
5. construction d'un voussoir sur télé.



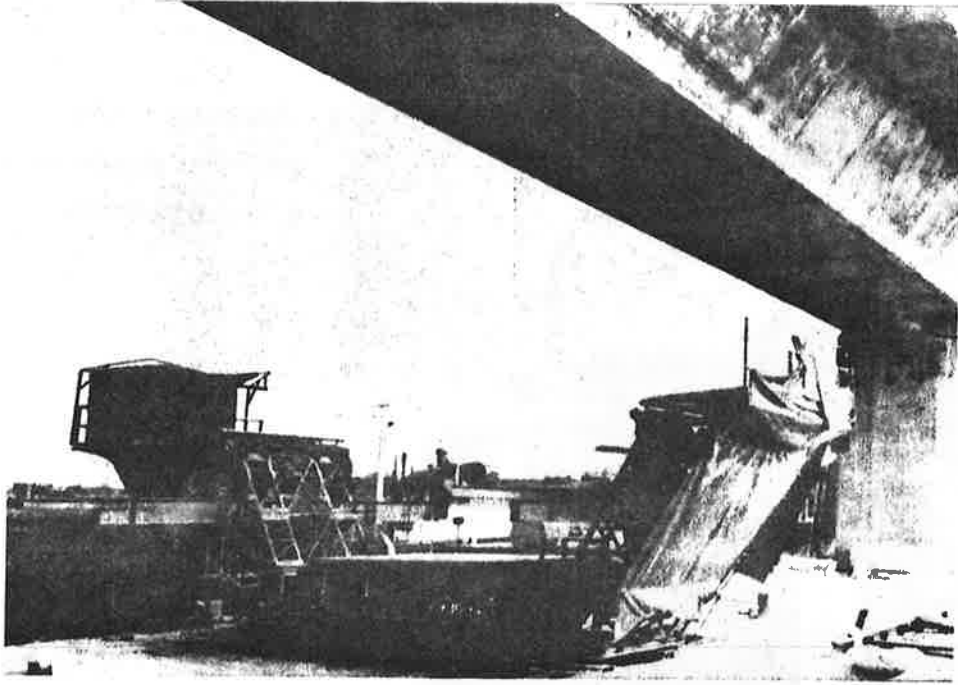
6. Vue générale du viaduc d'accès en construction



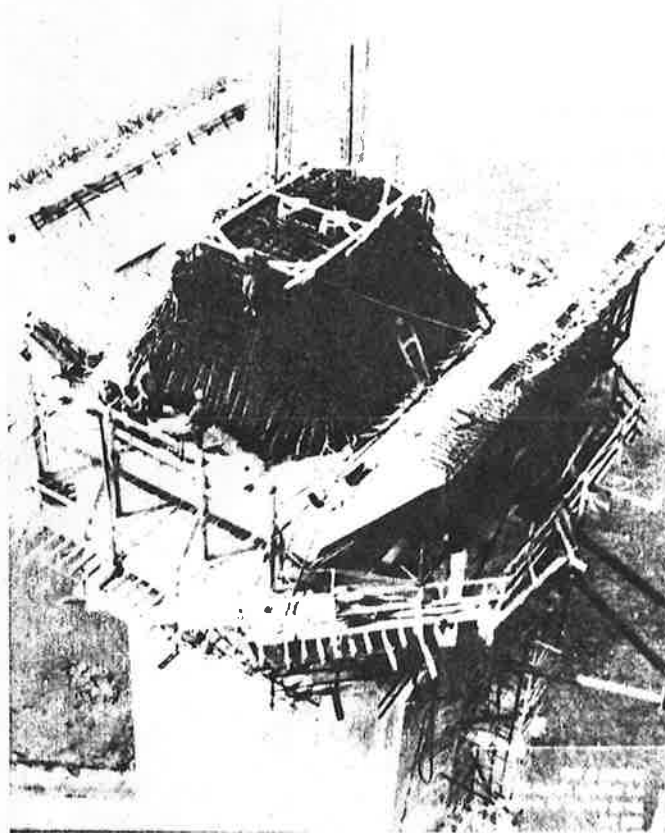
7. vue d'un fléau du viaduc d'accès



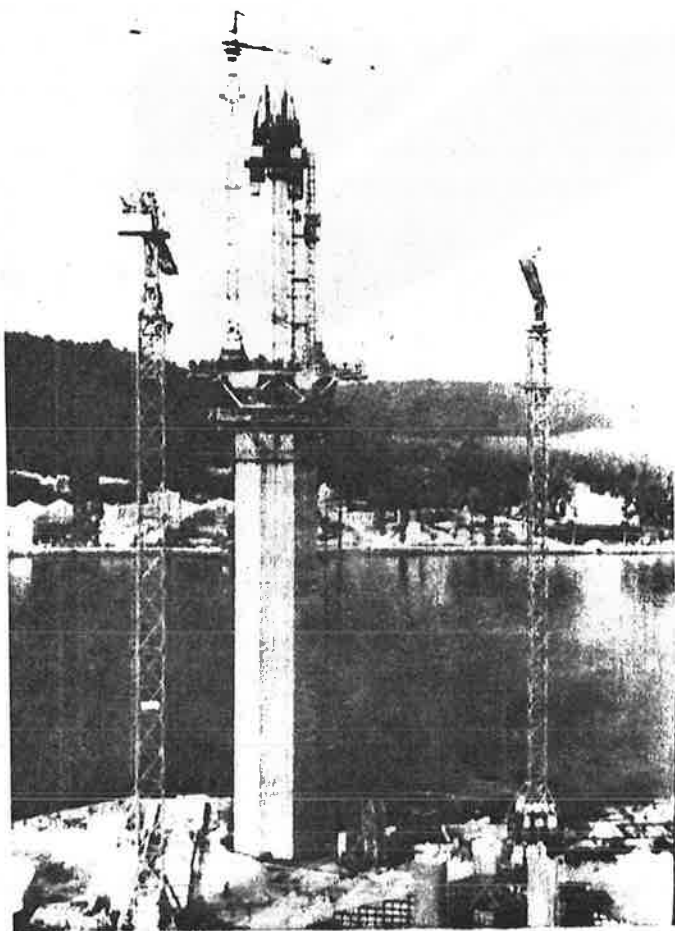
8. vue en bout d'un équipement mobile



9. vue d'un équipement démonté

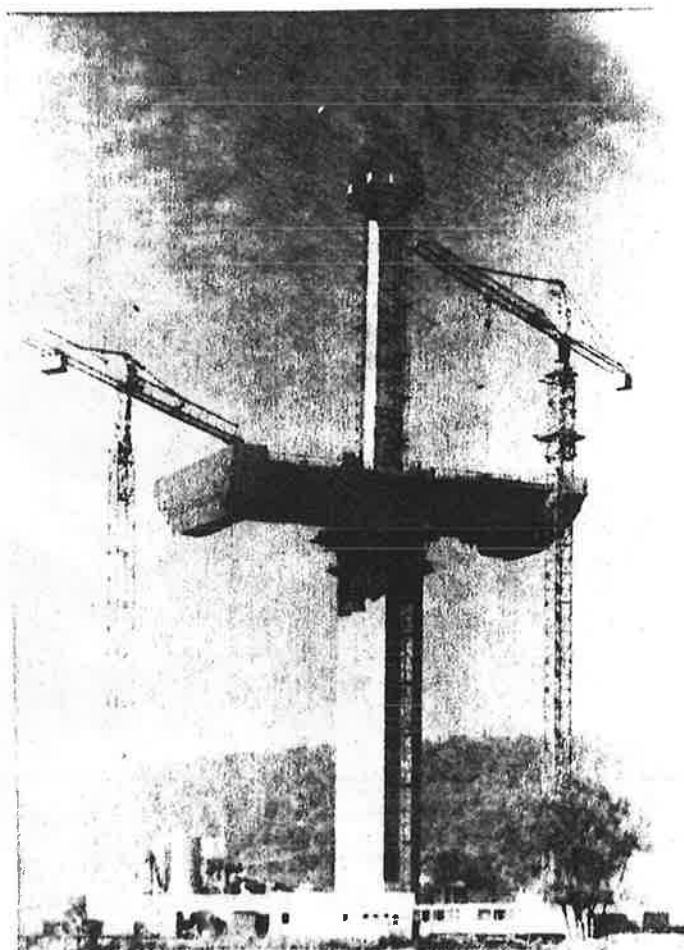


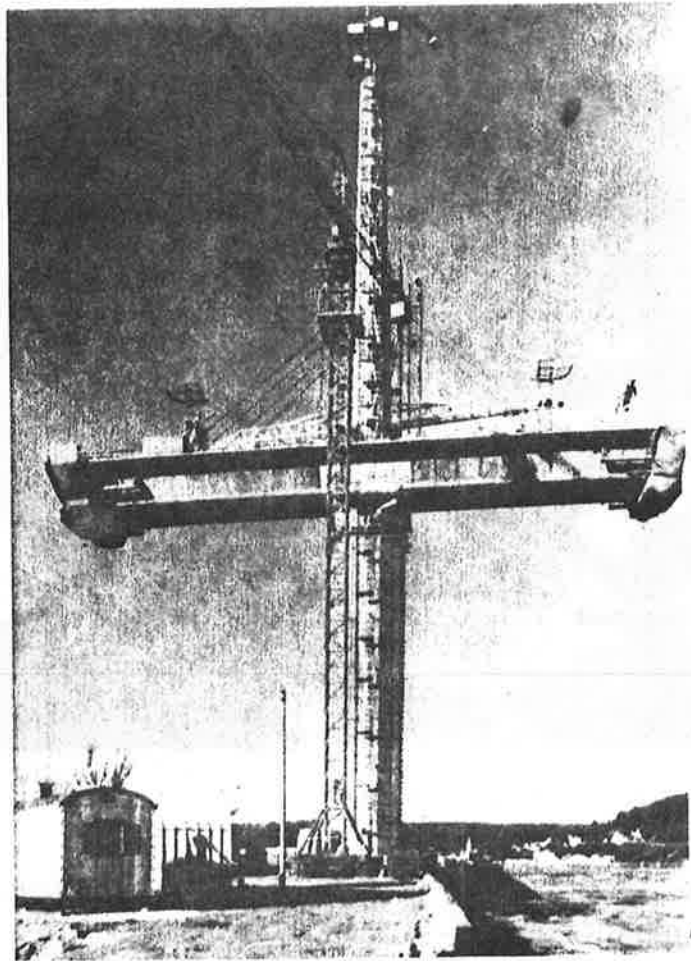
10. interaction du tablier avec un pylône



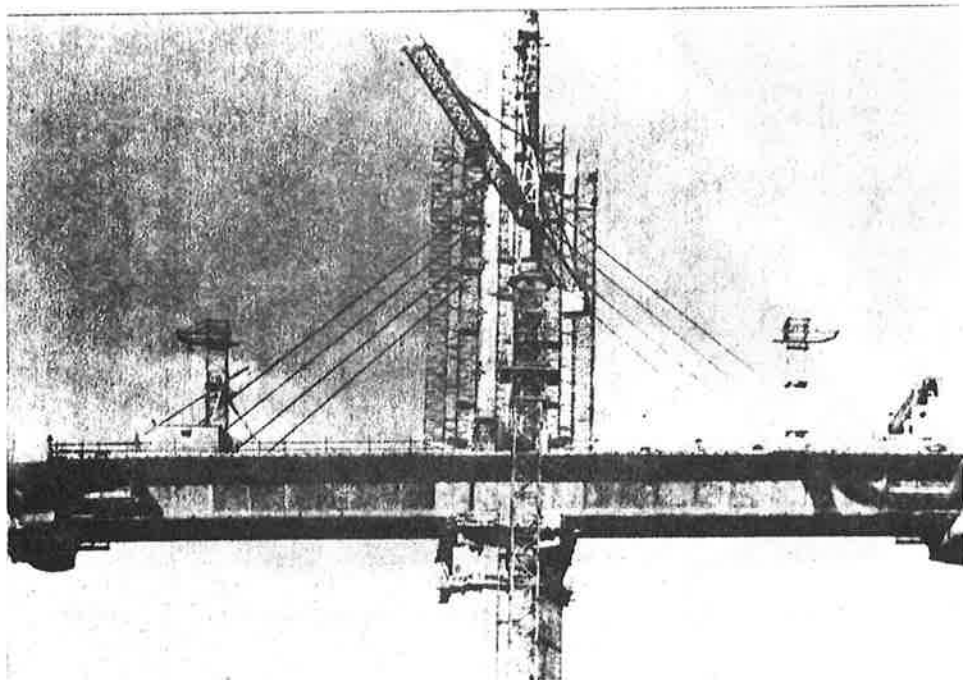
11. construction de la
partie supérieure
d'un pylône.

12. construction en
porte-à-faux du
tablier des tra
vées principales

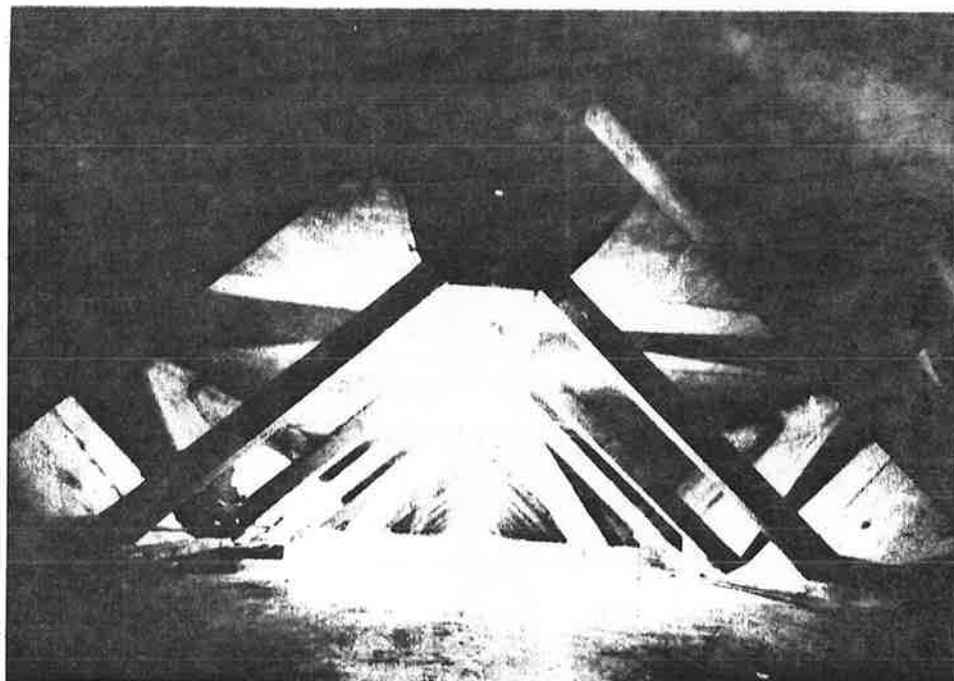




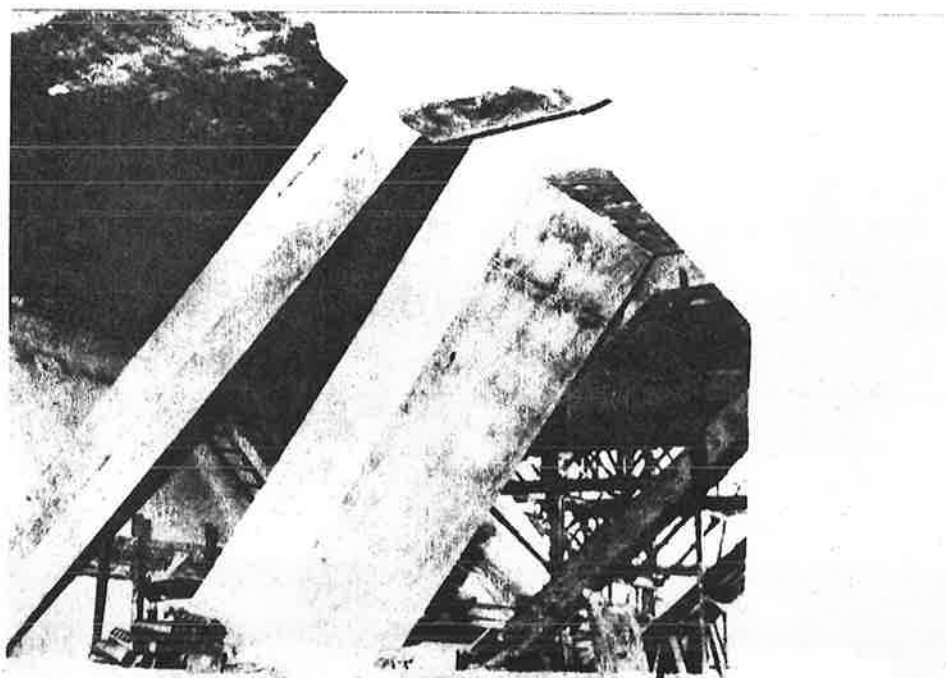
13. mise en place des haubans à l'avancement



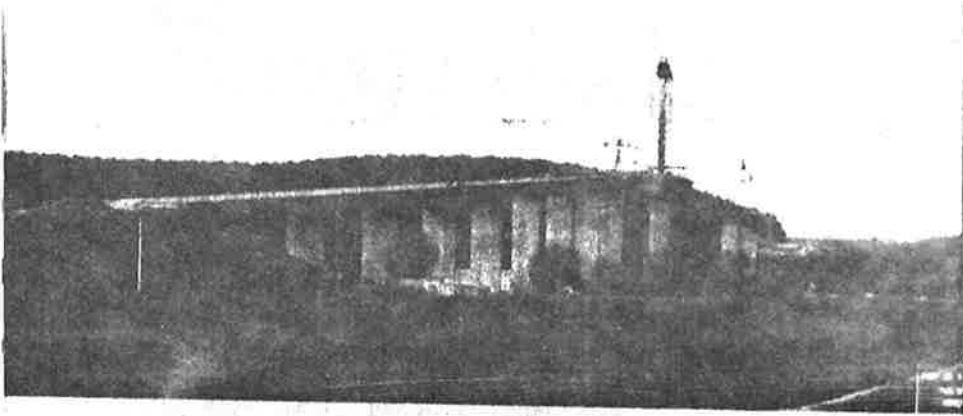
14. élévation du tablier des travées principales en construction



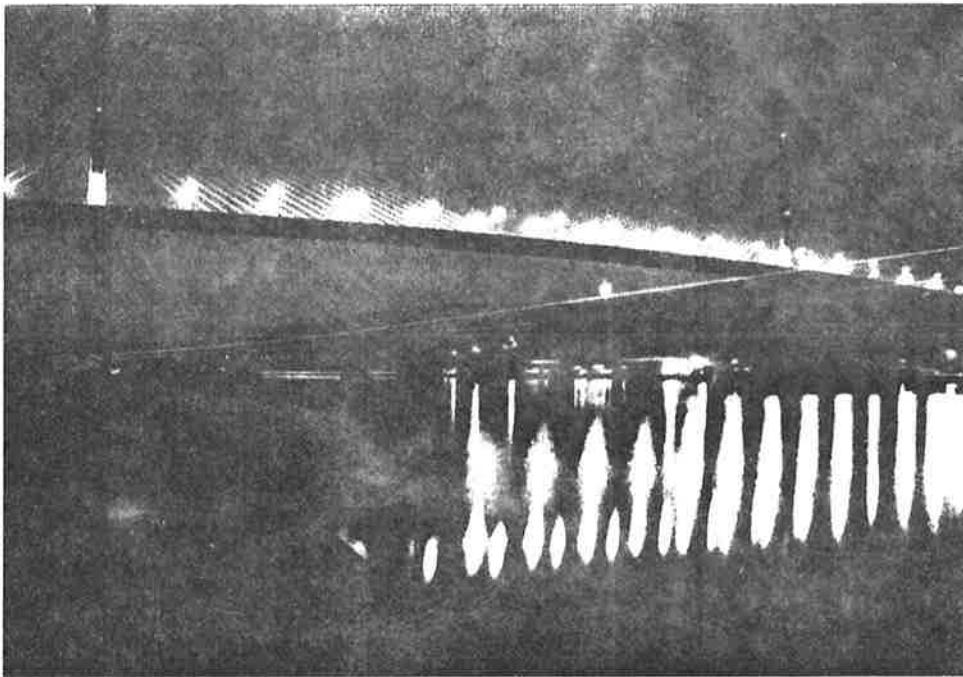
15. vue intérieure du tablier



16. détail des tirants de suspension à l'intérieur du tablier



17. vue générale de l'ouvrage en construction



18. vue de l'ouvrage terminé

