

C O N F E R E N Z A I N T R O D U T T I V A

Prof. Ing. Giulio PIZZETTI

Conferenza introduttiva

In una conferenza di apertura di un Convegno sulle costruzioni alte penso che la tematica più interessanteda trattare possa consistere nel tentativo di dare una risposta la più meditata possibile a certi interrogativi di base che inevitabilmente si propongono a noi tutti ed in particolare ai tecnici ed ai sociologi.

Perchè e come è nato l'edificio alto? Quali motivazioni, ritenute non solo valide, ma addirittura entusiasmanti all'inizio del nostro secolo, conservano ancora la loro validità? Il futuro dell'assetto e dell'aspetto urbano è negli edifici alti e nelle megastrutture? Costruzioni del genere sono una benedizione per l'umanità o sono soltanto un male necessario?

Nel suo saggio "The sublime and Beautiful" Edmund Burke ebbe a dire che: "la grandezza delle dimensioni è una componente potente del sublime ... ma una estensione piana di cento yarde non produrrà certamente un effetto pari a quello di una torre di cento yarde di altezza".

In realtà non vi è alcun dubbio che l'aspirazione alla costruzione verso l'alto, che è viva e presente in tutta la storia delle costruzioni dell'uomo a partire dalle piramidi fino alle odierne torri della televisione affondi le sue radici nella spinta verso il sublime, verso l'elevazione - inconscia ed irrazionale se volete, - ma indiscutibilmente presente in ogni uomo.

Si tratta quindi di una componente molto importante della personalità dell'uomo, componente che dobbiamo tenere presente con la dovuta attenzione se vogliamo cercare di dare

una risposta ai perchè che abbiamo elencato, e che non è certo facile da dominare proprio perchè il confine fra onestà e deformazione - per non dire disonestà - del suo manifestarsi è estremamente difficile ad essere percepita. E questo anche per il fatto che di fronte a propositi futili o ad intenti tutt'altro che nobili il filtro della storia ha spesso saputo lavorare in forma tale da produrre, nonostante tutto, una eccellenza ed una espressione di "sublime" che probabilmente non era negli intenti dei creatori.

Così nella medioevale San Gimignano la lotta di eccellenza fra le famiglie rivali si esplicava nella costruzione di torri come simbolo di potere: certo nessuno oggi si chiede a cosa servissero, ci basta ammirarle come un gioiello di tessuto urbano unico ma assolutamente irripetibile. Oggigiorno la torre di televisione, specialmente nei paesi dell'Est, è diventata uno "status symbol" di eccellenza e di potenza: non so se fra un migliaio di anni le torri di televisione saranno considerate gioielli di architettura tuttavia anche per loro il filtro della storia agirà.

Non pensate con questo che io intenda sostenere la discutibile tesi che la potenza del filtro storico è tale da saper trarre a galla, nel guazzabuglio delle intenzioni umane, quanto vi era di nobile e giusto. Voglio soltanto dire che sempre l'uomo ha guardato con ammirazione e riverenza tutto ciò che si eleva verso il cielo e pertanto in tale atteggiamento va ricercata la prima risposta al perchè dell'edificio alto.

Quindi una spinta all'elevazione ed al sublime abbinata a quel tipo di reazione automatica che si produce nell'uomo di fronte alla sfida di qualunque genere essa sia: questo impuntarsi a voler fare le cose perchè sono difficili o difficilissime o giudicate impossibili, per amore della prodezza pura perchè "le metier de l'homme est de se dépasser", di fare oggi quello che era impossibile ieri, di avanzare verso traguardi sempre più spinti.

Che poi, in questa ansia, l'uomo possa prendere degli abbagli colossali è un altro discorso, purtroppo spesso verificato: e che, in questa ansia, tecnica e tecnologia abbiano giuocato un ruolo di cause ed effetti talvolta fatali è uno dei temi più scottanti dai quali siamo oggi assillati.

Peraltro non usciamo dal tema: limitiamoci a constatare che, nelle nostre dissertazioni e valutazioni non possiamo semplicisticamente limitarci a considerare l'edificio alto come la risposta razionale ed ineluttabile a bisogni dell'uomo primari e razionali: dobbiamo sempre tener presente la presenza di una robusta componente di natura inconscia e irrazionale che non ci permette di giustificare l'edificio alto e di considerarlo eccellente "per sè" solo perchè è un concentrato di prodezze scientifiche, tecniche e tecnologiche.

Tenuto conto di queste premesse analizziamo dunque - al meglio delle nostre capacità - le connotazioni fondamentali e le caratteristiche genetiche dell'edificio alto nell'intento di dare una risposta agli interrogativi che ci eravamo proposti: e valuteremo:

- la ineluttabilità storica dell'edificio multipiano come risposta alle altrettanto ineluttabili concentrazioni abitative
- il rapporto dell'edificio alto con la pianificazione urbana
- la architettura dell'edificio alto
- gli aspetti psicofisiologici dell'edificio alto ossia il rapporto uomo/edificio alto.

Come prodotto specifico e necessità reale l'edificio a più piani è indiscutibilmente legato alle concentrazioni abitative ed ha la logica e la deformazione tipica di determinate evoluzioni di tipo economico, organizzativo, produttivo e speculativo.

La Roma imperiale, la Roma "caput mundi" si caratteriz

zava - come ci tramandano gli storici - per edifici di abi
tazione a più piani. Le "insulae" o edifici pluripiani fi-
no - a quanto pare - ai sei piani erano, insieme con gli
straordinari monumenti, una delle connotazioni sbalorditi-
ve di Roma imperiale - così come i grattacieli erano negli
anni trenta la caratteristica di New York.

Ed è interessante osservare come nella evoluzione del
l'edificio pluripiano della antica Roma si ritrovassero -
in embrione - le connotazioni positive e negative tipiche
di questo prodotto edilizio. Era una risposta inevitabile
alla concentrazione abitativa, allo affluire in Roma di e-
migrazioni provenienti da ogni parte del mondo, ed era ac-
compagnata da selvagge iniziative di speculazione sulle a-
ree fabbricabili e sulle costruzioni. Tanto per memoria, ri
cordiamo che i grossi speculatori avevano la loro squadra
privata di pompieri che - talvolta - appiccavano il fuoco
alle case più fatiscenti e site in zone appetibili per per
mettere un intervento di acquisto a prezzo fallimentare.

Quanto alla qualità della costruzione degli edifici
pluripiano essa era - a detta degli storici - piuttosto sca-
dente e certo molto al di sotto delle capacità di grandi co-
struttori quali erano i romani.

Nel secondo secolo dell'era imperiale l'assetto urbano
di Roma, malgrado gli straordinari monumenti - era, almenc
in certe zone, molto prossimo alla giungla delle abitazioni,
la popolazione presunta era possima alla inaudita cifra di
due milioni di abitanti e nella città - entro mura - si con
tavano ben 46.000 insulae o edifici pluripiano per abita
zioni ed uffici-contro circa duemila palazzi patrizi.

Per una soffitta si pagava - secondo fonti storiche at
tendibili 2000 sesterzi all'anno per un appartamento confor
tevole 30.000 sesterzi.

In generale le delizie di queste concentrazioni abita-

tive sono descritte nella terza satira di Giovenale (II secolo dopo Cristo) che è di uno spirito e di una attualità così straordinaria che non so resistere al piacere di leggervi qualche brano. (La traduzione è di Guido Ceronetti).

... Un miserabile alloggio lo strapaghi
Riempire il ventre di uno schiavo costa caro
la cena più spartana ti dissangua

.....
Tra le mura di Tivoli scoscesa
Nessuno vive nel terrore
Gli crolli addosso la casa
Ma noi a Roma viviamo
in una città attaccata con lo sputo *
Quando una casa si sgretola
Il geometra mette i puntelli
turando alla meglio la vecchia crepa
e invita gli inquilini a tranquilli
sonni, fra i denti del disastro, dormire

.....
Ma nelle case d'affitto non si dorme
Il sonno a Roma costa orribilmente
Alla radice dei nostri mali è l'insonnia
Il transito dei carri nella rete
aggrovigliata degli stretti vichi
Lo strepito delle bestie ammucchiate,
anche a un Druso, a un leone marino
Toglierebbe il sonno.

.....
Se esci la sera senza aver fatto testamento
un negligente, un imprevidente sei.
Casa sprangate, botteghe lucchettate,
Tu sarai rapinato di sicuro.
Spunta un bandito e subito
Ti spaccia a coltellate.
Nelle paludi Pontine, nella foresta Gallinaria
Regnano l'ordine e la sicurezza
Garantiti da truppe; ma di là
I briganti profughi si sono abbattuti
sulla loro nuova riserva: Roma

* tenui tibicine fultam magna parte sui

.....
Niente si salva dalle loro brame
Nè la madre di famiglia, nè la figlia vergine
Nè il marito adolescente
In mancanza di meglio
Fanno la festa anche alla nonna ... (x)

(Scusate questa piccola digressione che tuttavia non è fuori tema come potrebbe sembrare e comunque è un diversivo nei riguardi delle serie intonazioni delle conferenze che seguiranno...).

Teniamo dunque conto di questo insegnamento della storia poichè gli edifici alti - o quanto meno pluripiani - ricompariranno a distanza di millecinquecento anni. Più precisamente, nei termini e nelle connotazioni che interessano il nostro convegno si presenteranno con le concentrazioni di insediamenti che caratterizzano le grosse evoluzioni della società industriale nel secolo scorso. Sappiamo che sono necessarie grosse novità tecnologiche per permettere la nascita della costruzione con numero di piani eccedente i cinque o sei livelli dei tempi della Roma imperiale.

Arriva l'energia elettrica, il riscaldamento centrale, i servizi di impianti idraulici perfezionati e soprattutto, arriva l'ascensore senza il quale il quinto o sesto piano sarebbe rimasto un limite invalicabile, il piano della soffitta, il piano del povero. L'ascensore permette di sognare qualsiasi altezza di edificio, qualsiasi numero di piani, in principio le limitazioni vengono dal settore strutturale, ossia da regolamenti intonati ancora alle murature portanti ed agli orizzontamenti di ferro. Nel Monadnock Building (1891-16 piani) lo spessore della muratura esterna era alla base di 4 metri poichè il regolamento richiedeva un piede cubico di mura

(x) Horum si nihil est, aviam resupinat amici

tura per ogni piede quadrato di area utile. Tanto che nel 1896 un celebre architetto - Jefferson Levy diceva: inutile preoccuparsi di limitare per regolamento il numero dei piani: il limite dei 16 piani di Monadnock Building sarà sempre invalicabile.

Poi successe quello che tutti sanno ed i progressi in campo strutturale, tecnologico ecc. interagendo con le ampiamente commentate spinte alla elevazione (corroborata peraltro dalla spinta alla speculazione) producono gli edifici alti che ben conosciamo e praticamente autorizzano a pensare a costruzioni di qualunque altezza.

Adesso siamo ai 440 mt. del Sears Building, ma se vogliamo metterci d'accordo per un qualche edificio alto un chilometro - o più - non ci sono impossibilità tecnologiche.

In effetti, negli anni postbellici - o meglio direi nel l'intervallo che va tra la costruzione dell'Empire State Building (1931) e le torri del WorldTrade Center (1976) - urbani sti ed architetti si sfogano a proporre soluzioni di concentrazioni abitative che assumono spesso aspetti allucinanti.

Megastrutture mostruose, montagne con picchi, balzi e vie di comunicazione a vari livelli, abitazioni aggrappate a cavi sospesi di enormi ponti e di torri inaudite che permettono di invadere il suolo marino e le lagune ecc.

Tutti avete visto di queste cose ed è inutile che mi dilunghi: possiamo solo dire che quando i geni dell'architettura partono per la tangente lo fanno proprio in termini grandiosi stranamente incapaci di vedere che cercar di risolvere i problemi urbanistici in chiave architettonica necessariamente porta a risultati inaccettabili.

— o o o —

Cosa c'è da rilevare di particolarmente significativo in questo arco di cinquanta anni che va dal 1930 ed il 1980?

A parer mio vi sono due fatti molto importanti

- uno è la estrema difficoltà (non dico la impossibilità) di reperire e di istituire un assetto urbano ed una fisionomizzazione della città adatta all'edificio alto ed altissimo e che sia ad un tempo in scala con l'edificio ed in scala con l'uomo.
- la seconda è l'uso ad abitazione sempre più crescente e infine del tutto generalizzato dell'edificio alto ed altissimo mentre negli anni venti e trenta, l'edificio alto era eminentemente visto come edificio per uffici ossia inteso a favorire la concentrazione di attività di lavoro, con una certa logica di servizio alle esigenze della produzione e del commercio.

— o o o —

Per quanto attiene al primo punto possiamo ricordare che la nascita dell'edificio alto ed altissimo - che grosso modo possiamo far coincidere con l'inizio del secolo - trovò subito il partito degli entusiasti sostenitori ed un altrettanto nutrito partito di inferociti oppositori. Così - per parlare solo degli Stati Uniti - le ordinanze, i regolamenti, le prescrizioni di zonizzazione, scontrandosi con le pressioni speculative, le interferenze di ogni tipo, del capitale e della politica - portarono come risultato quello che non può fare a meno di essere definito il caos dell'assetto urbano: un caos imponente, un caos pittoresco, se volete, eccitante per il turista, un caos parzialmente in via di riscatto, ma che ancora come connotazione fondamentale - per chi ci deve vivere - è schiacciante, duro da assorbire.

Chi ha girato gli Stati Uniti d'America penso non possa fare a meno di sottoscrivere questa affermazione. Negli Stati Uniti l'esempio più serio di attacco al problema - e vorrei dire - eminentemente di buon senso senza particola-

ri ricorsi nè all'ingegneria dei sistemi, nè alle proiezioni demografiche computerizzate, è quello di San Francisco, dove evidentemente il partito di chi voleva salvare la città più bella e più vivibile degli Stati Uniti ha avuto un glorioso sopravvento. Nel 1966 vi fu quella che venne definita "La rivolta contro le autostrade" che impedì la costruzione di una autostrada a due piani che doveva svilupparsi come un enorme cintura al bordo della baia e nel 1971 seguì la "rivolta contro gli edifici alti" che - se pur perdente di stretta misura nelle elezioni comunali - portò ad un documento notevole "The urban design Plan of San Francisco" con l'obiettivo della Regolamentazione dei grandi orientamenti di sviluppo della città in modo da complementarne le caratteristiche, le risorse da conservare e l'ambiente circostante.

Non ve ne sto a dare i dettagli: si può dire che la richiesta di rispettare la "scenery" di San Francisco, ossia di non ostruire in modo urtante il vero e proprio scenario offerto dal declinare della città verso la magnifica baia, ha, non dico fermato le costruzioni alte, ma certamente limitato e disciplinato il loro fiorire.

Certamente altri esempi positivi possono essere reperiti in proliferazioni degli edifici alti in Canada ed in Europa: ma non sono molti.

Ed allora non si può fare a meno di chiederci come sono andate le cose nei paesi dell'Est, dove la speculazione immobiliare non esiste e dove effettivamente si può contare su organismi di pianificazione in grado di lavorare su grande scala e con poteri certamente molto più ampi di quelli di cui può disporre la autorità centrale o regionale o comunale dei nostri paesi.

Nel rapporto tenuto nel 1972 al Convegno CIB di Mosca sugli edifici alti Makarevich, Consulente capo del Consiglio

di pianificazione architettonica di Mosca, espose quelle che erano le direttive e le impostazioni dello sviluppo edilizio di Mosca. Un rapporto certamente interessante, molto sensibilizzato a quelle che erano state le conseguenze dell'inserimento nel tessuto urbano dei primi grattacieli sorti nel 1950 che - come giustamente osserva il relatore - avevano letteralmente frantumato la fisionomia tipica di Mosca.

Sostanzialmente il piano da lui esposto intendeva riequilibrare l'aspetto della città richiamandosi alla sua storica impostazione di pianta radiale in modo da far sì che la zona centrale - grosso modo entro le antiche porte di Mosca - venisse a formare come una specie di coppa avente la zona dei grandi edifici storici nel centro ed intorno - secondo le principali direttrici - corone di edifici di altezza crescente ed opportunamente spazati come distanza: Mosca avrà così un nucleo centrale contenuto in un diametro dell'ordine di $6 \div 8$ chilometri, chiaramente definito da una corona di edifici alti ed altissimi. Contemporaneamente Mosca si trasformerà da città monocentrica in città policentrica, grazie alla disposizione secondo sei assi radiali principali - di complessi satellite, ognuno capace di recepire da un minimo di mezzo milione ad un massimo di un milione di abitanti e di essere autosufficiente come insediamenti lavorativi, abitativi, attrezzature alberghiere, ricreative ecc.. In ognuno di questi complessi satellite gli edifici alti saranno numerosissimi e - come principio - portati alle corone periferiche - con la sola differenza che, mentre nella zona centrale della città gli edifici alti sono destinati ad edifici pubblici e per uffici, nelle zone satelliti sono previsti blocchi residenziali dell'ordine dei 25 e 30 piani con i piani bassi adibiti a servizi generali per i residenti.

In tal modo il complesso urbano di Mosca si stenderà su un'area circolare con un diametro dell'ordine di 30 Km.

Una soluzione urbanistica primariamente legata a ragioni di prestigio (Mosca deve divenire - ha detto Brezhnev - il modello della città comunista) ed in secondo luogo avvalorata da decenni di crisi terribile delle abitazioni: crisi oggi superata, ma ancora vivissima nel ricordo di tutti. E questa situazione urbanistica ancora una volta ricca di motivazioni razionali e di motivazioni irrazionali, ci porta a considerare il secondo dei nostri interrogativi di base ossia: il ruolo della architettura dell'edificio alto, nella accettazione e nella fruibilità del tessuto urbano.

Per restare in Russia, dove - come ho già detto - gli esperimenti urbanistici e di tipologie architettoniche sono stati condotti su scala non sperimentata in Occidente, dobbiamo dire che i risultati non appaiono entusiasmanti. L'intensivo ricorso alla produzione industrializzata - d'altra parte inevitabile - e quindi alla standardizzazione ed alla tipificazione più accentuata, ha portato a Mosca, come in tutti gli altri grandi centri di ricostruzione intensiva e - per induzione - nei paesi satelliti dell'Est, a fisionomizzazioni urbane tal volta grandiose, come nella Kalinin Avenue, ma generalmente monotone e squallide e difficilmente conciliabili con la scala dell'uomo. (Figg. 1 ÷ 6)

Sorge allora l'interrogativo: è un problema di prodotto architettonico?

Se il prodotto architettonico fosse migliore e più fantasioso e variato, saremmo felici di vivere così? In realtà anche gli esempi che sono stati proposti in Occidente, anche quando non si è badato a spese e si è lasciata via libera alla creatività di architetti e urbanisti, non autorizzano ad una risposta non dico entusiasta ma neppure positiva. Ecco le ultime idee e realizzazioni in fatto di edifici alti. (Figg. 7 ÷ 12)

Una rassegna di immagini che - mi sia lecito dire - la

scia certamente, se non perplessi, certo molto pensosi e ci riconduce alla domanda di gran lunga più importante fra quelle che ci eravamo proposte ossia: quali sono le implicazioni del rapporto uomo/costruzione alta, cosa può significare la vita quando si è così fortemente avulsi dalla terra dalla quale siamo nati ed alla quale ritorneremo?

Con singolare acutezza e ben prima che fossero di moda le infinite branche della sociologia, articolisti e romanziери si erano posti queste domande al primo sorgere delle costruzioni alte.

Così nel luglio 1883 il New York Times in un editoriale dedicato alle concentrazioni abitative di Manhattan, citando come esempio di un futuro inevitabile, un complesso di edifici di più di dieci piani tra la 4° e la 5° avenue e la 106° e 109° strada (complesso in cui vivevano 565 famiglie) affermava "Soltanto il tempo potrà dire che specie di umanità verrà a nascere da una popolazione destinata a vivere in torri e castelli alti 12 ed anche 15 piani ...", e nel 1893 fece grande scalpore il romanzo di uno scrittore di Chicago, Henry Fuller, intitolato "Gli abitatori dei picchi" e tutto inteso sulla vita delle persone che abitavano il "Clifton" una alta costruzione adibita ad appartamenti, troneggiante in prossimità di altri due "mostri" di 15 piani, il Tacoma ed il Monadnock: un romanzo notevolmente interessante e fantasioso ma carico di messaggi piuttosto pessimistici: tuttavia alla luce delle esperienze di oggi per certi versi ancora fiducioso in reazioni positive dell'uomo dato che l'autore presupponeva rapporti di interesse, di amore, di odio tra le famiglie che abitavano il mostro mentre - se c'è una cosa di cui possiamo con l'esperienza di oggi essere sicuri - è la pressochè totale indifferenza reciproca delle famiglie che vivono nelle costruzioni alte dei nostri giorni: indifferenza che è - in definitiva - una palese repulsa nei riguardi dell'ambien-

te in cui devono vivere.

Poi il problema è passato nelle mani degli psicologi e dei sociologi: e gli specialisti hanno cercato di dare un volto al disagio della vita nell'edificio alto occupandosi degli effetti sul fisico dell'uomo causati dalle vibrazioni indotte dal vento oppure dalla conseguenza dei raggruppamenti di alti edifici posti a limitata distanza reciproca, quali assenza di insolazione e di illuminazione naturale, effetti di correnti d'aria anomale provocate dalla configurazione a "canyon", effetti di rumori interni ed esterni ecc.

Queste ricerche - a quanto mi è dato sapere - non hanno portato a conclusioni di particolare interesse nè tali da aggredire veramente il nodo del problema: sono arrivate a stabilire che l'uomo ha il diritto di sentirsi a disagio quando il pavimento della stanza in cui si trova oscilla con accelerazioni eccedenti il 5% dell'accelerazione di gravità e per spostamenti dell'ordine dei 10 cm, e che gli effetti "canyon" sono particolarmente molesti se implicano convogliamento di umidità, odori e rumori, e che ha il diritto di diventare di umore infernale se è sottoposto ad interminabili spostamenti in verticale ed in orizzontale - conclusioni alle quali potevano arrivare col semplice buon senso.

Così particolarmente negli ultimi venti anni - le voci degli psicologi hanno assunto toni sempre più allarmati. Da parte di studiosi dell'ambiente si è affermato che, pur non essendoci prove inconvertibili che la vita negli alti edifici porti alla alterazione mentale, tuttavia è dimostrabile che alle strutture torreggianti si associa inevitabilmente un "effetto prigione" deleterio per la psiche; si è osservato che, anche se l'uomo è l'animale con le massime capacità di adattamento dell'ambiente, vi sono certo dei limiti a tale capacità e, se si impiegassero nel progetto dell'ambiente in cui deve vivere l'uomo dei criteri per lo meno analoghi

a quelli che si seguono nel progetto dei giardini zoologici dove si cerca di ricreare l'ambiente gradito agli animali, probabilmente l'uomo potrebbe trovare qualche motivo di serenità e di pace.

Ed ecco che il famoso architetto Fazlur Kahn, uno dei pionieri degli edifici alti, di fronte alla domanda "la Società permetterà le megastrutture?" si esprime in termini di notevole ripensamento.

E' vero - egli dice - che se il processo di industrializzazione e lo sviluppo demografico continuano con lo stesso ritmo degli ultimi cento anni le concentrazioni urbane si intensificheranno ancora: e magari si potrebbe pensare che una risposta consista in megastrutture dell'ordine dei 120 e 150 piani capaci di ospitare sia le attività di lavoro, che gli insediamenti abitativi, che le attività ricreative di tutti coloro che dipendono dallo stesso organismo produttivo. Peraltro - si affretta a dire - tale prospettiva appare alienante e pertanto la società dovrà riconsiderare tutta la scala dei valori urbani e le esigenze del processo industriale e della pressione demografica dovranno essere temperate da una maggiore comprensione dei fondamentali bisogni umani da parte di urbanisti, sociologi, tecnici e scienziati di ogni ramo.

—ooo—

Ed eccoci giunti così alla conclusione di questa chiacchierata introduttiva che ha probabilmente assunto una intonazione diversa da quello che vi attendevate o quanto meno assai meno specialistica di quelle che seguiranno.

E la conclusione è una sola; il problema di gran lunga più importante nella tematica degli edifici alti è il loro rapporto con l'uomo: di fronte agli interrogativi posti dal

la pressione demografica e dallo sviluppo dell'economia - interrogativi di cui nessuno disconosce o sottovalutata la gravità - dobbiamo essere capaci di rispettare questa priorità.

E dobbiamo cominciare col cercare di capirci tra tecnici, scienziati, economisti, sociologi; tra ingegneri ed architetti, tra urbanisti e pianificatori territoriali, tra psicologi ed ecologi.

In realtà - come acutamente ha osservato il prof. Thurlimann ^(x) - nel processo alla Scienza ed alla Tecnica che oggi sono sul banco degli accusati, così come trenta anni fa erano sull'altare dei benefattori dell'umanità, una constatazione, se non un'accusa, appare certa e precisa: quella della incomprendimento e della incapacità di comunicare tra le varie branche del nostro ormai vastissimo sapere.

Il mito della torre di Babele, che eravamo abituati a considerare come una favola pittoresca, è invece una preoccupante realtà. Col crescere della nostra torre del sapere, coll'estendersi enorme dei confini delle Scienze e delle Tecniche, siamo stati colpiti dalla maledizione della Babele dei nostri linguaggi, dall'orgoglio delle nostre conquiste, dalla incapacità di comunicarci e di trasfonderci quanto in esse vi è di buono.

Chiunque abbia una visione appena un po' ampia dei problemi dell'uomo, una visione eccedente la compiaciuta ammirazione delle belle fioriture che nascono nel proprio campo specialistico, penso che non potrà fare a meno di sottoscrivere questa affermazione.

Il problema del rapporto fra l'uomo e l'edificio alto non

(x) La technique, benediction ou malediction?
Brochure du jubilé de l'A.I.P.C.

è certo insolubile: e potrà essere risolto solo quando scienziati, tecnici e specialisti di ogni settore riusciranno a infrangere le barriere dei loro linguaggi e - soprattutto - le barriere delle loro enormi superbie.



Fig. 1 - Mosca - Kalinin Avenue

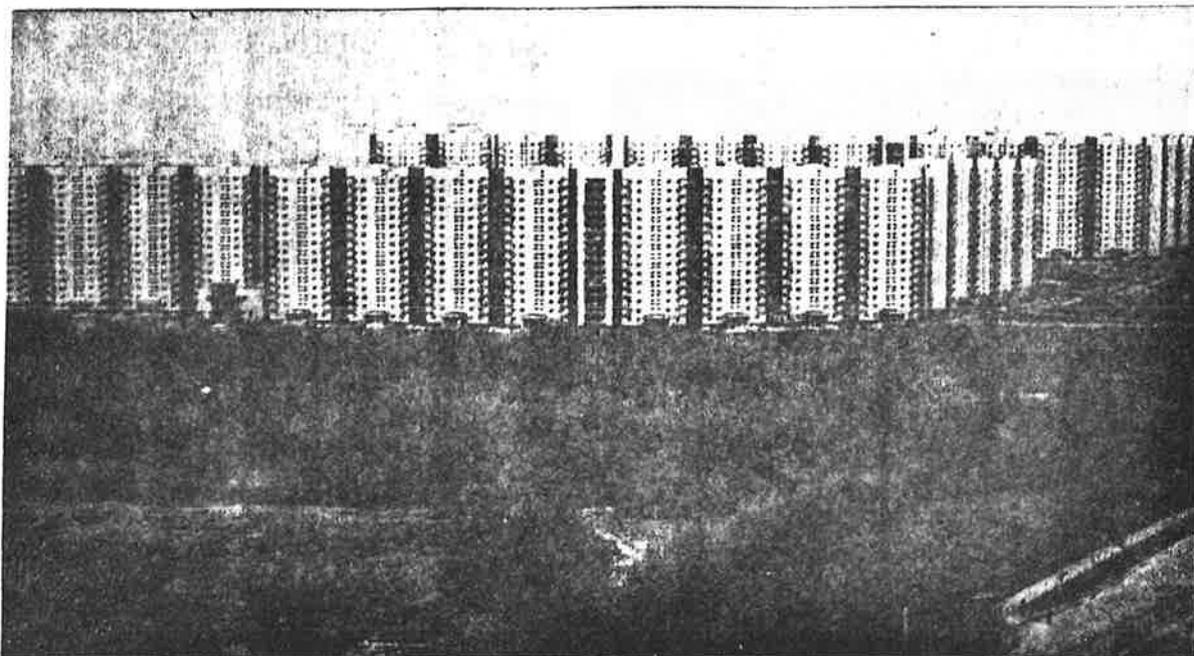


Fig. 2 - Quartiere satellite Leninodachno (Mosca)



Fig. 3 - Quartiere satellite STRAGINO sulla direttrice nord-est (Mosca)

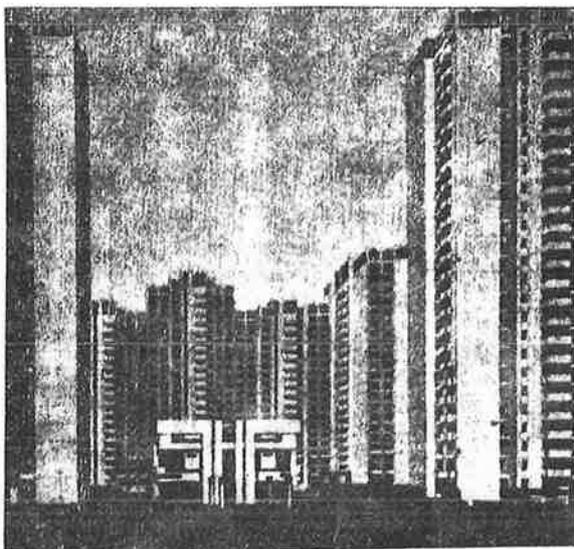


Fig. 4 - Quartiere satellite Himko-Howrino (Mosca)

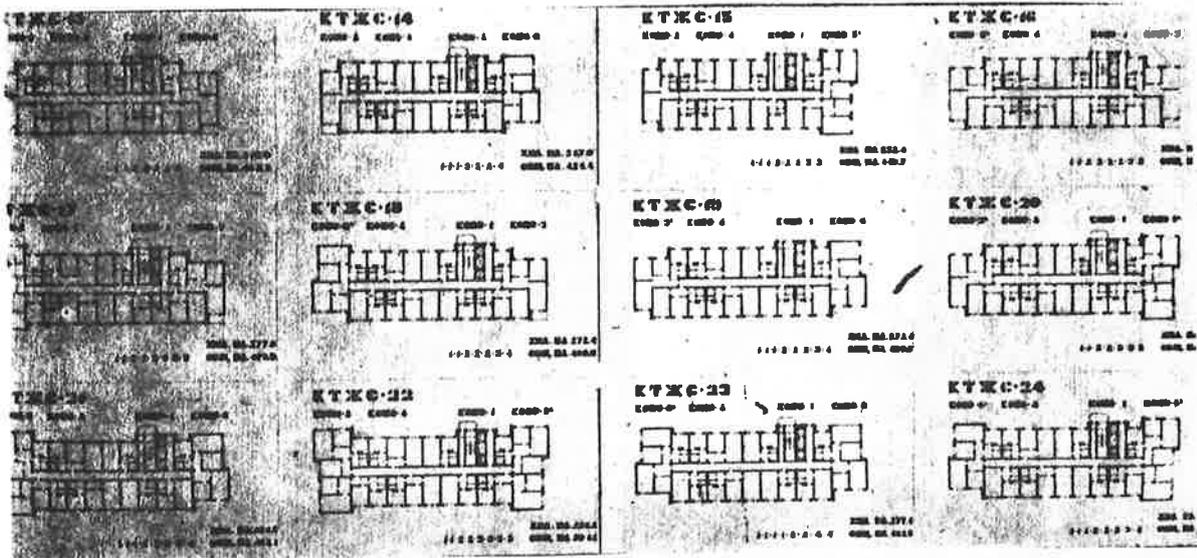


Fig. 5 - Costruzioni tipo. Nuovi schemi
Piante tipo - Nuovi schemi



Fig. 6 - Hotel Kosmos-Boulevard della Pace (Mosca)

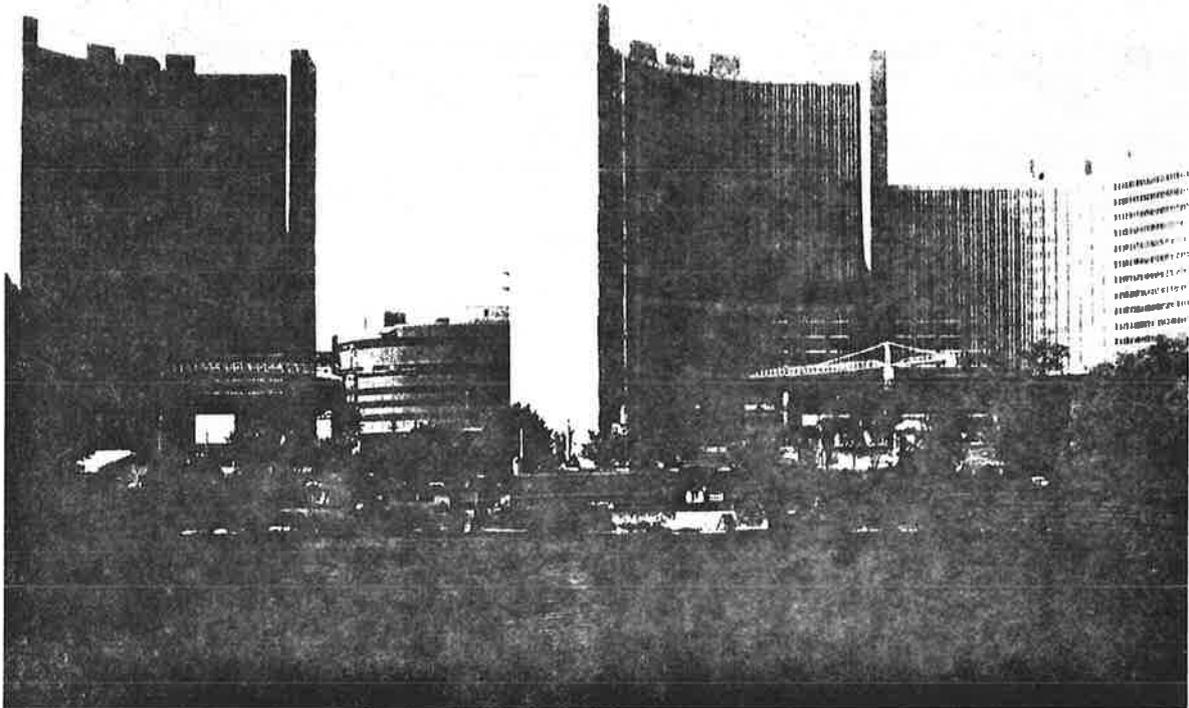
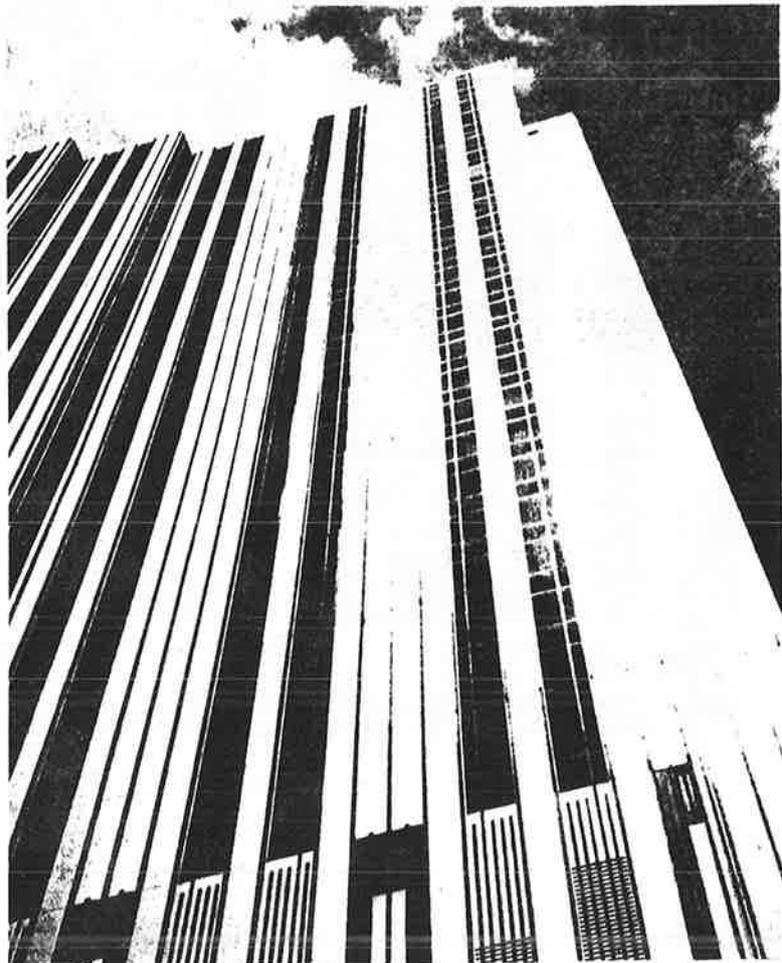


Fig. 7 - Vienna International Centrum - UN City
(Serve un quartiere generale delle organizzazioni UN
in Vienna e per la IAEA International Atomic Energy
Agency)

Fig. 8

Parigi :

Edifici Vandamme Nord



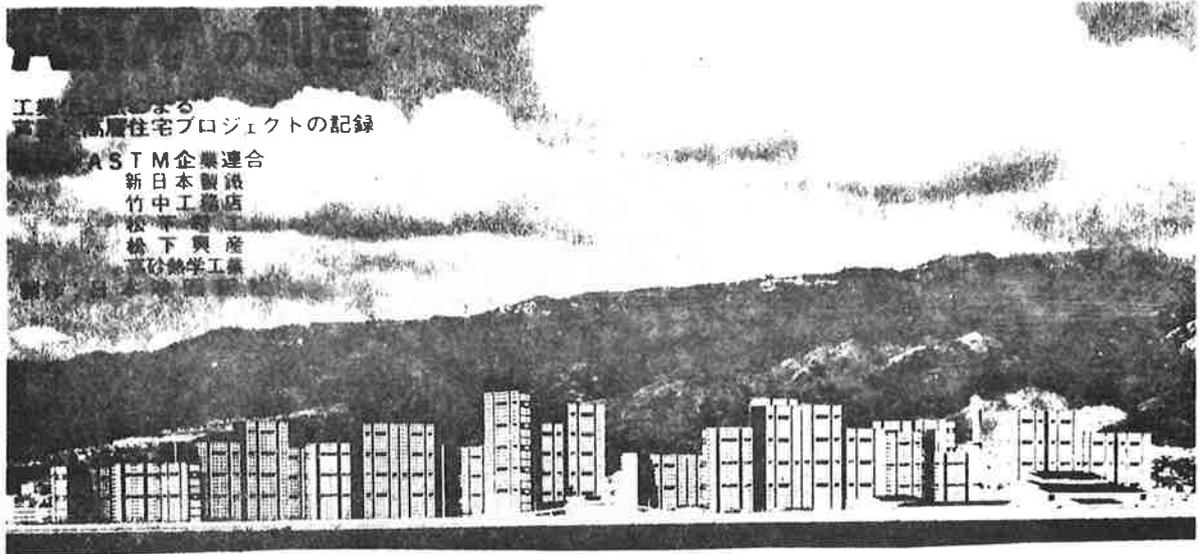


Fig. 9 - Giappone - Asyhyama Housing Project

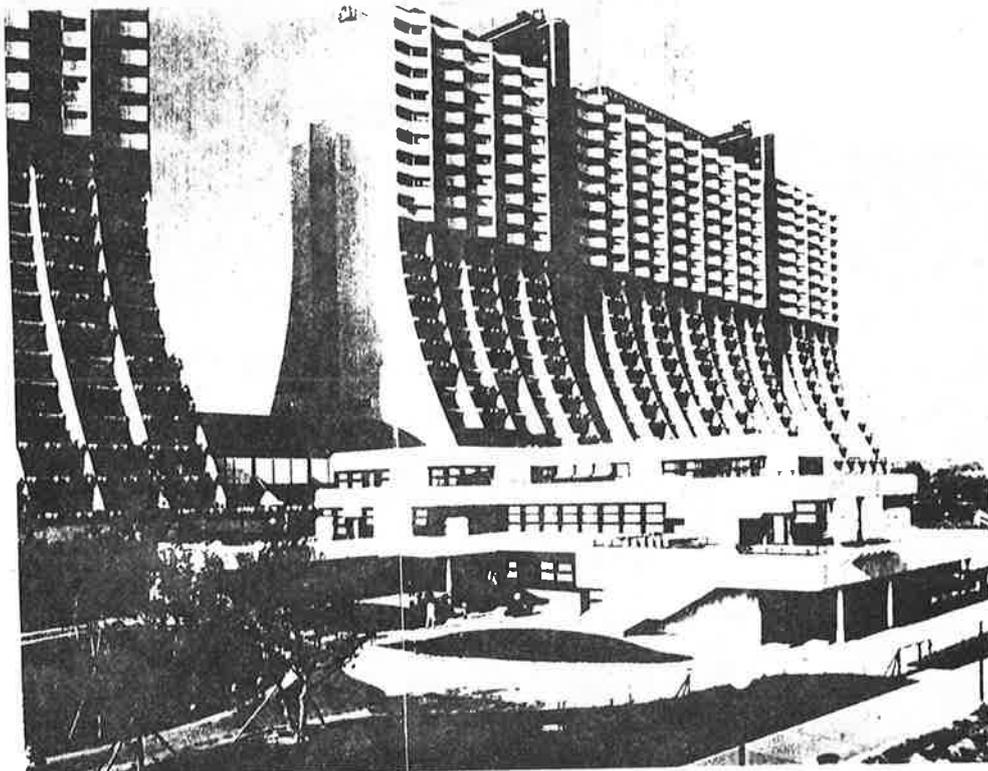


Fig. 10 - Vienna - Nucleo residenziale periferia

New York

Facciata di grattacielo

Fig. 11

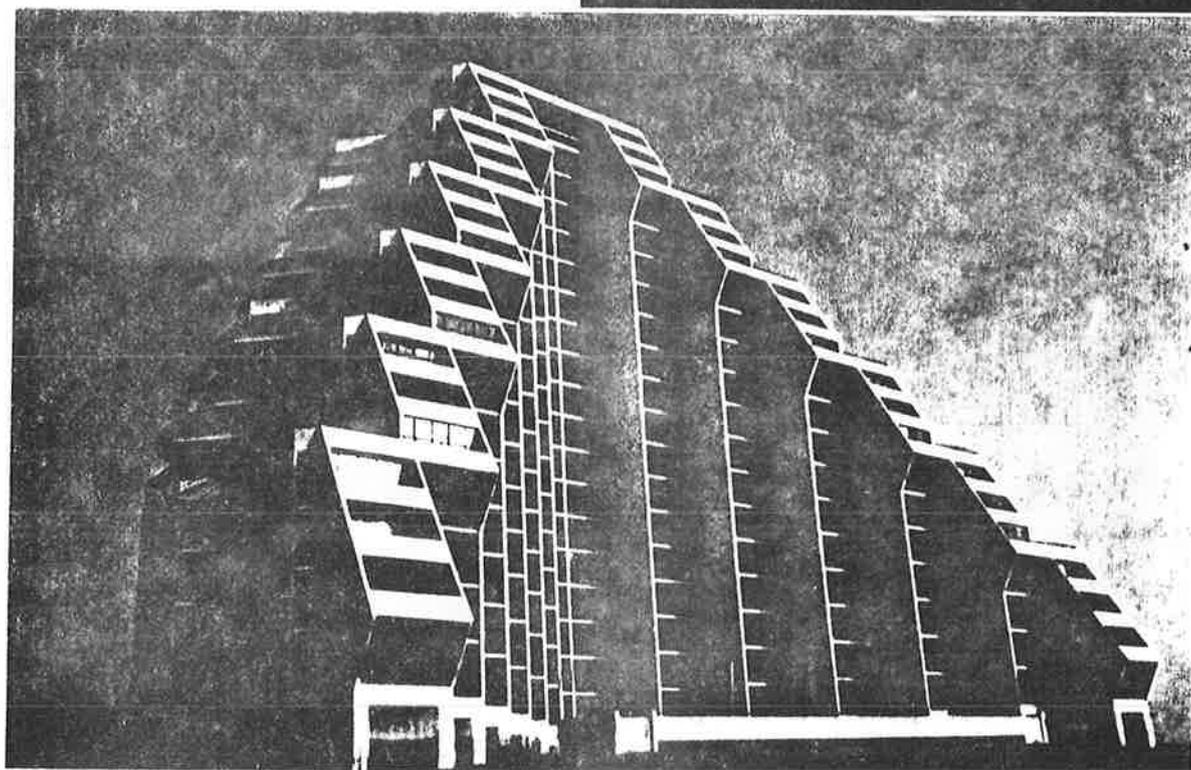
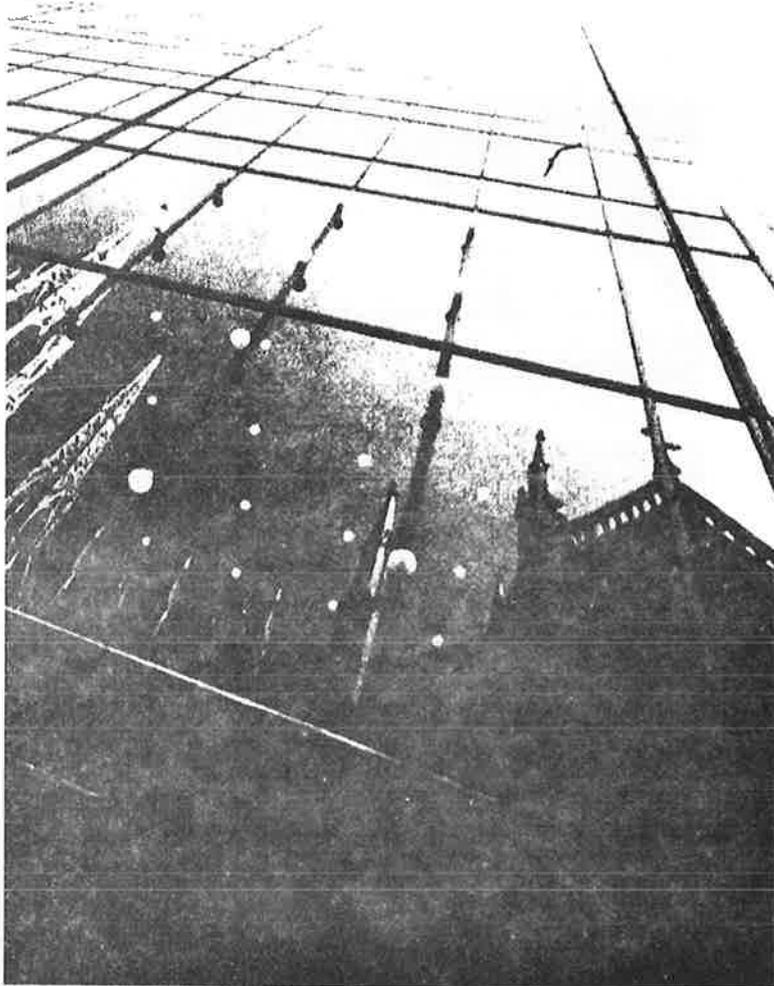


Fig. 12

Ocean City - (Maryland) Condominio sul litorale

A N T E N N E P E R P O N T I S T R A L L A T I

Argomento trattato dal Prof. Riccardo MORANDI

INTRODUZIONE

Come verrà più avanti chiarito, vale la pena di soffermarsi sulle caratteristiche progettuali di una delle membrane del ponte strallato, l'antenna, che per la sua funzione finisce per rappresentare l'elemento regolatore del campo delle tensioni che si distribuiscono nell'intero sistema resistente del ponte stesso.

Come è ben noto, si è convenuto di chiamare "ponte strallato" un sistema resistente a travata rettilinea vincolata su appoggi, in parte molto rigidi (le spalle e le pile) ed in parte a comportamento notevolmente differente dai precedenti e cioè caratterizzato dal valore della loro costante elastica comparabilmente molto minore, perchè costituiti dai terminali di tiranti (gli stralli) obliqui passanti sulle estremità superiori di antenne verticali poste in corrispondenza degli appoggi rigidi di cui sopra. Il sistema statico, quindi, che può definirsi strallato è costituito da tre elementi : cioè l'antenna, i tiranti e l'impalcato, che determinano un continuo chiuso con tensioni circuitanti.

Come già detto, nel prosieguo ci occuperemo in particolare dell'antenna e si cominci con il considerare che, come è ovvio, questa è sottoposta ad un forte sforzo normale rappresentato dalla componente lungo il suo asse delle azioni trasmesse dai tiranti su di essa convergenti, e da uno sforzo di flessione e taglio derivante dal fatto che non tutti i carichi gravanti sul ponte presentano la loro risultante giacente nel piano, trasversale all'asse del ponte, passante per gli assi di simmetria dei bracci di ciascuna antenna.-

A quanto sopra occorre aggiungere tutte le azioni esterne derivanti dalle influenze di ambiente quali vento, in solazioni differenziate, ecc., mentre è da considerare che, come tutte le antenne, la nostra struttura è particolarmente sensibile ai moti sismici e cade facilmente in crisi per regimi di instabilità elastica, questi dovuti all'intensità degli sforzi normali a cui è sottoposta. Sarà il caso però, prima di ogni trattazione generalizzata sul calcolo delle antenne, far precedere qualche distinzione tipologica determinata dalle caratteristiche del sistema statico a cui esse appartengono.

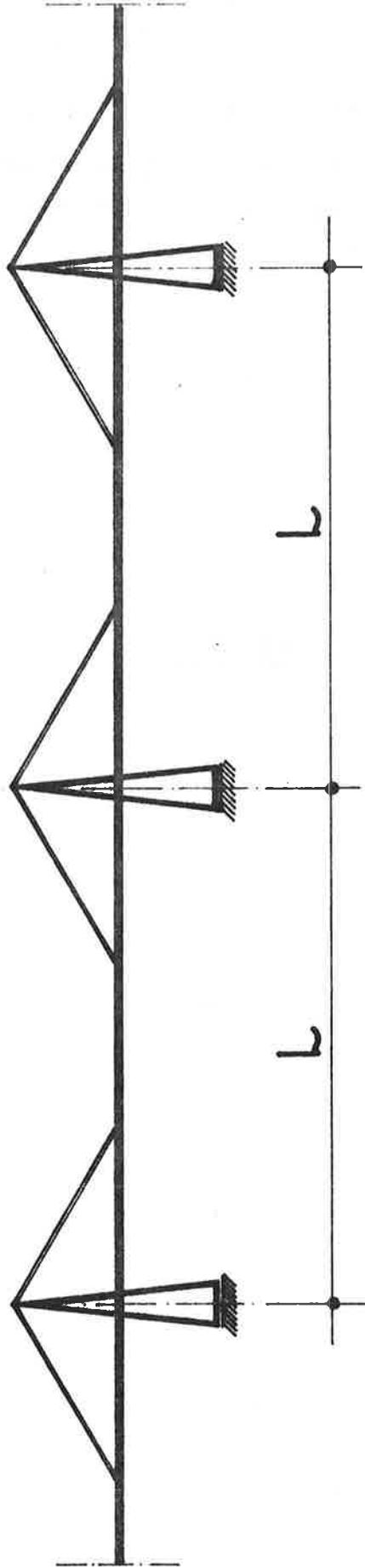
Si inizi con il considerare che un'antenna può appartenere a due sistemi strallati notevolmente diversi e cioè :

- Tipo I :

Per ponti a sistemi multipli di numero indefinito, ciascuno caratterizzato da antenne sottoposte al massimo momento flettente per effetto di carichi aleatori alternati.

FIG. 1

1



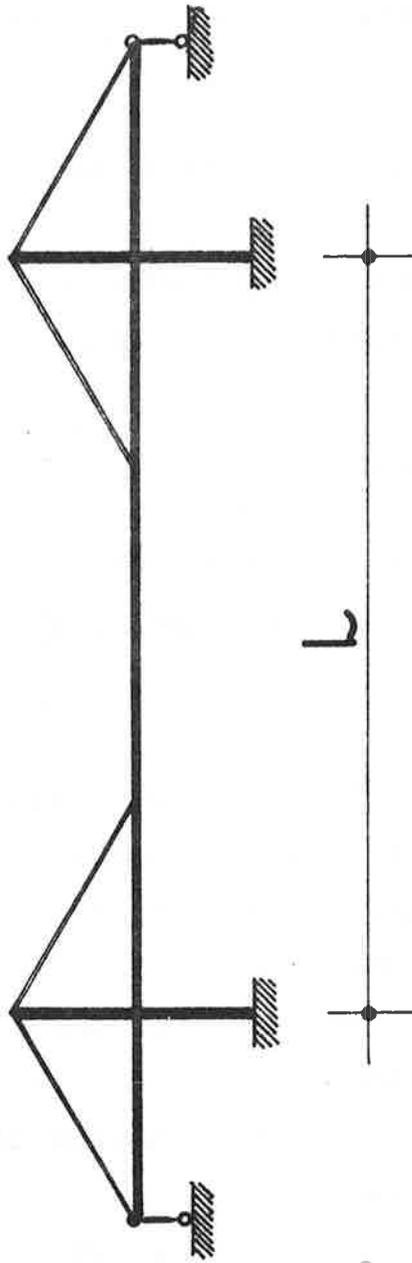
TIPO 1º

- Tipo II :

Per ponti a due sistemi semplici, ciascuno caratterizzato da antenne sottoposte al minimo momento flettente per effetto di carichi aleatori dissimmetrici.

FIG. 2

2



TIPO 2º

Ogni tipo può a sua volta dividersi in due sottotipi e cioè :

- a) Per il caso che i tiranti siano costituiti da elementi metallici a libero allungamento al variare della tensione dell'acciaio σ , per effetto del variare del carico sulla trave.
- b) Per il caso che i tiranti siano del tipo omogeneizzato, cioè il cui acciaio sia coinvolto entro una guaina di calcestruzzo, precompressa, e quindi caratterizzato da una variazione di tensione unitaria nell'acciaio :

$$\sigma' = \sigma \cdot \frac{\Omega}{A + m\Omega}$$

in cui σ' è molto minore di σ , essendo A la sezione di calcestruzzo che coinvolge l'acciaio, questo di sezione Ω .

E' da precisare inoltre che per tutti i sistemi vale il concetto che per i carichi permanenti (pesi propri e sovraccarichi permanenti), simmetrici rispetto al piano trasversale passante per l'asse delle antenne, la costante elastica K delle sezioni singolari delle travate, poste in corrispondenza dei terminali dei tiranti, assuma il valore di ∞ e ciò con una ben nota manovra di pretensione dell'acciaio dei cavi stessi.

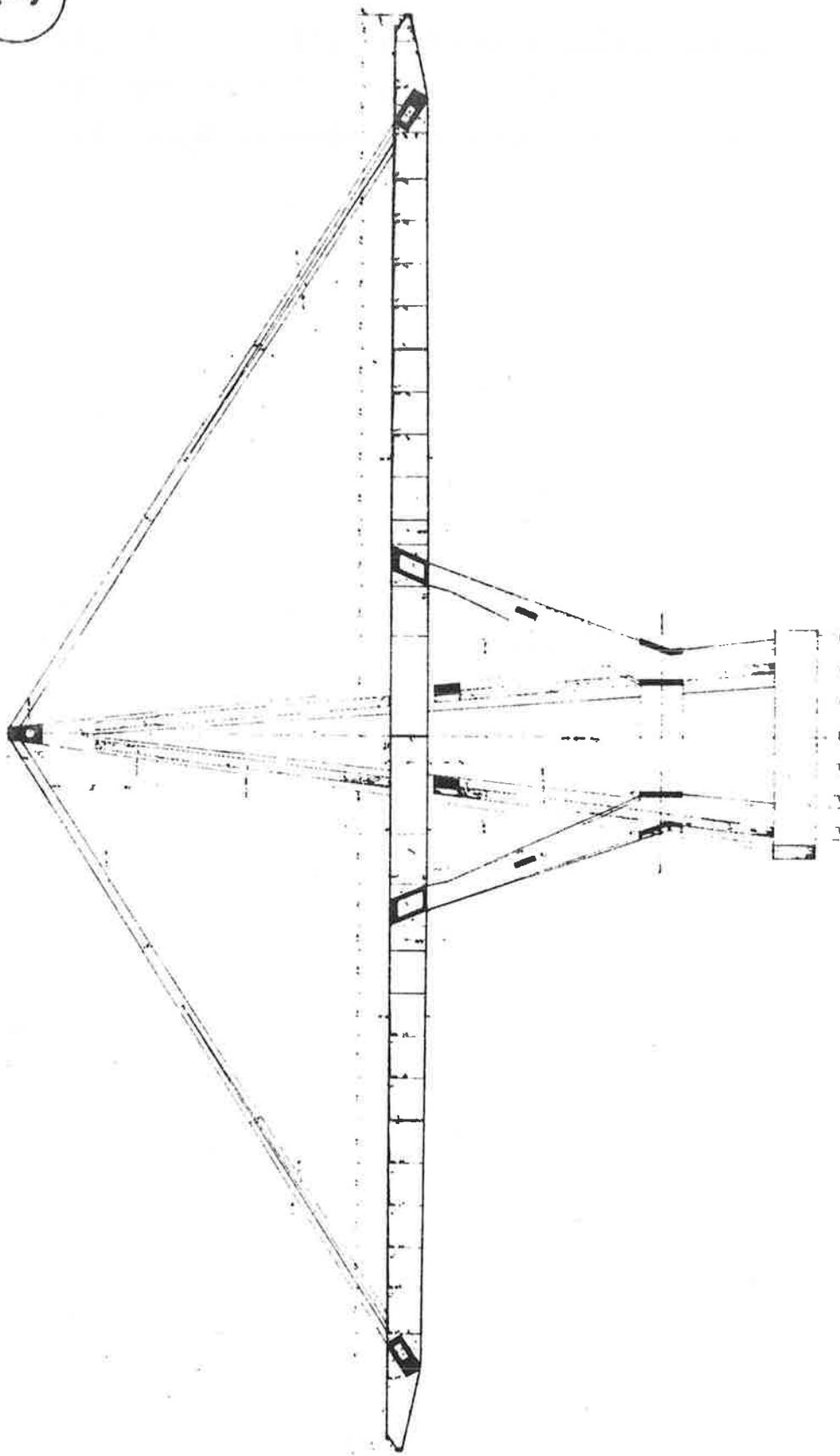
E' noto infine che, nelle ormai numerose applicazioni già da tempo realizzate, le due tipologie di antenne più sopra elencate hanno finito per determinare due espressioni caratteriali assai differenti tra loro.

Il tipo I spesso appare come un cavalletto a due aste convergenti in alto, mentre quello II appare come una unica asta sottile ed a sezione debolmente variabile.

FIG. 3

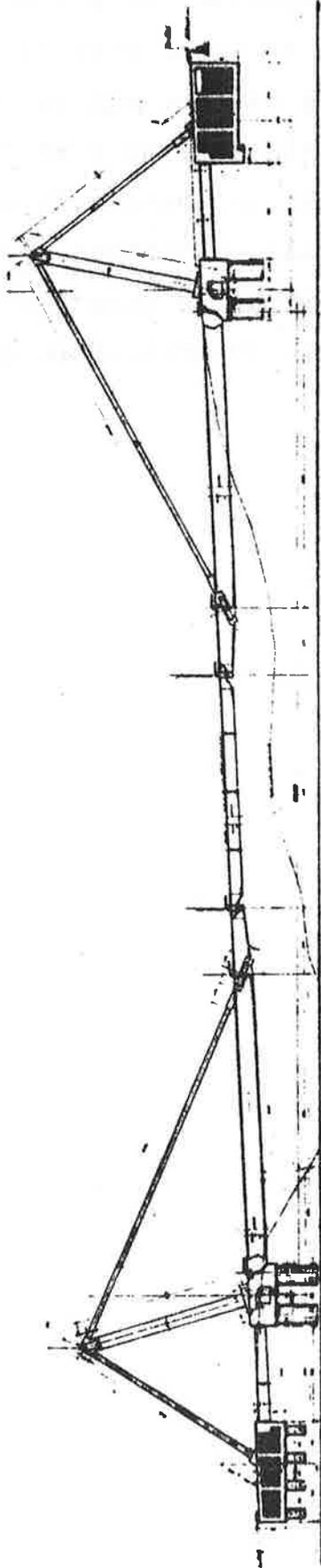
FIG. 4

3



PONTE DI TIPO "1°"

7



PONTE DI TIPO "2°"

Tutto quanto sopra premesso, si passano ad esporre le risultanze di alcune ricerche effettuate sull'incidenza dell'altezza delle antenne sul progetto dell'intero sistema strallato. Tale altezza è stata assunta quale variabile indipendente in mezzo alla numerosa congerie dei parametri che, nelle equazioni costitutive del sistema stesso, definiscono le caratteristiche del progetto e ne regolano la distribuzione delle tensioni.

PARTE PRIMA

L'ANTENNA PER IL PONTE DI TIPO I.

Come è stato più sopra accennato, questa antenna è caratterizzata da una forte sollecitazione di flessione dovuta alla condizione di carichi non simmetrici rispetto al piano verticale trasversale, passante per il suo asse di simmetria.

Posto lo schema statico di cui alla Fig. 1, la cui risoluzione è affidata al sistema di cui in seguito, si ricerchi la possibilità di determinare l'altezza ottimale della antenna, in funzione di prestabilite sollecitazioni massime sia del calcestruzzo dell'impalcato che dell'acciaio dei tiranti, per una serie di luci comprese entro un campo di maggior convenienza del tipo del ponte.

Si è istituita la ricerca per le seguenti ipotesi :

- Ponte costituito da un numero indefinito di luci dello schema di cui alla Fig. 1, in cui :

Larghezza dell'impalcato : $b = 17,5$ ml.

Carico permanente :

$$p = \Delta \cdot h^{\wedge} + 0,3 \text{ T/mq.}$$

Per $\Delta = 2,5$ T/mc.

h^{\wedge} = spessore medio dell'impalcato

0,3 T/mq. : carichi permanenti ripartiti

Carico accidentale mobile :

$$q = 10 \text{ T/ml.}$$

Secondo le norme italiane e trascurando il coefficiente di maggiorazione per carichi dinamici date le ampiezze delle luci.

La luce generica è suddivisa in tre segmenti uguali come alla Fig. 5.

Per :

A_i = aree delle sezioni resistenti

Y_i = momenti di inerzia

l_i = lunghezze delle membrature

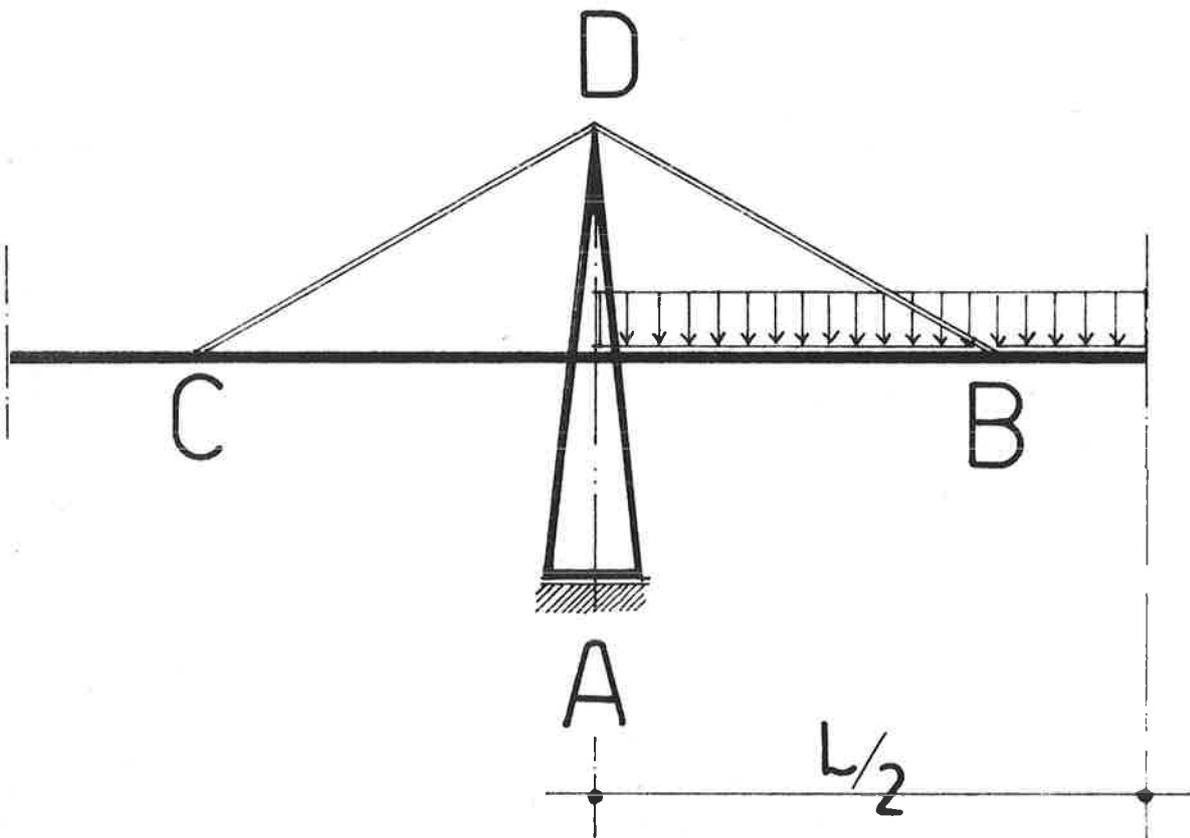
Si noti che per l'antenna Y_3 rappresenta il valore del momento di inerzia di una mensola equipollente a quello di una struttura a cavalletto.

Dalle equazioni di equilibrio e congruenza del sistema elastico si ricavano i valori dei tiri dei tiranti :

L'impalcato è costituito da una serie di nervature con soletta estradossale ed intradossale per un'altezza t_0 tale di :

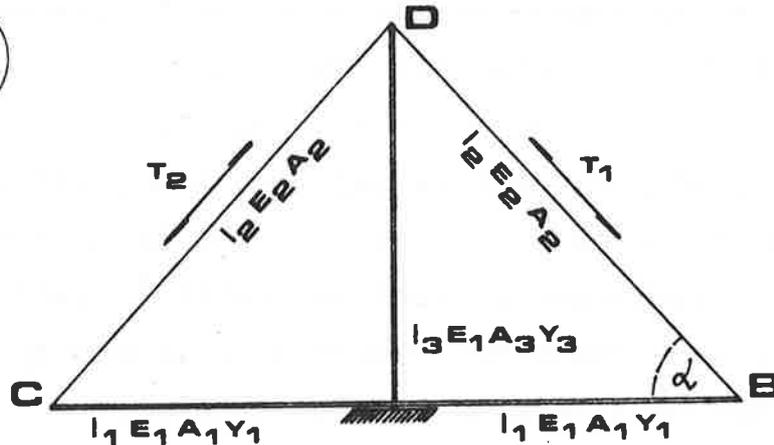
$$\lambda = \frac{1}{15,5} \times \frac{1}{3}$$

Assunto ora lo schema di cui alla Fig. 6, avremo :



TRAZIONI DEI TIRANTI

7



Per :

$$E_1 = 350.000 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$E_2 = 2.100.000 \text{ Kg/cm}^2. \text{ per il caso dell'acciaio nudo}$$

$$E_2^* = 350.000 \text{ Kg/cm}^2. \text{ per il caso dei tiranti omogeneizzati}$$

$$T_1 = - \frac{b \cdot a}{b^2 - c^2}$$

$$T_2 = \frac{c \cdot a}{b^2 - c^2}$$

in cui :

$$a = \frac{\text{sen } \alpha}{Y_1 E_1} \left(- \frac{P l_1^4}{8} - \frac{P l_1^3}{3} - \frac{M l_1^2}{3} \right)$$

$$b = \frac{\text{sen}^2 \alpha l_1^3}{3 E_1 Y_1} + \frac{\cos^2 \alpha l_3^3}{3 E_1 Y_3} + \frac{\cos^2 \alpha l_1}{E_1 A_1} + \frac{l_2}{E_2 A_2} + \frac{\text{sen}^2 \alpha l_3}{E_1 A_3}$$

$$c = \frac{\text{sen}^2 \alpha l_3}{E_1 A_3} - \frac{\cos^2 \alpha l_3}{3 E_1 Y_3}$$

Si prendano ora in considerazione tre ponti ciascuno costituito da un numero indefinito di luci da :

ml. 150 ml. 190 ml. 225

e per ciascuno si proceda alla relativa risoluzione del sistema elastico, avendo fissato a priori le massime sollecitazioni di sicurezza (uguali per tutti i casi) dei vari materiali, al variare del valore dell'angolo φ e quindi dell'altezza dell'antenna e precisamente :

Calcestruzzo :

σ max = 125 Kg/cm².

Acciaio :

Per tiranti nudi :

σ max = 7200 Kg/cm².

Per tiranti omogeneizzati :

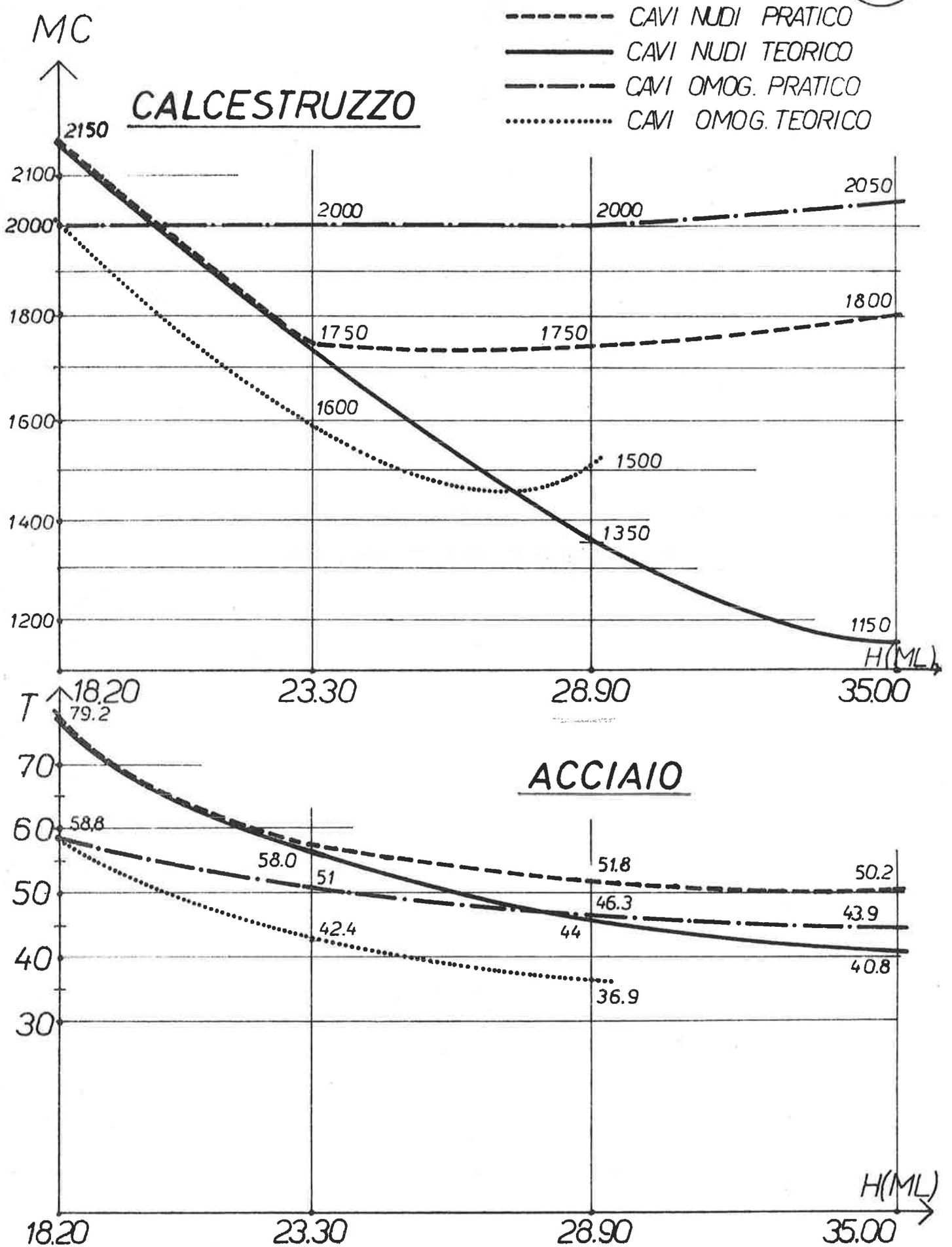
σ max = 8600 Kg/cm².

I diagrammi che seguono riportano i risultati delle calcolazioni e permettono alcune considerazioni atte a determinare l'altezza ottimale dell'antenna per le varie luci.

a) Ponte con luci da ml. 150.

PONTE DI LUCE L = 150 ml.

8



La Fig. 8 mostra i diagrammi, al variare dell'angolo φ e quindi dell'altezza dell'antenna, per il ponte delle caratteristiche già indicate, della luce teorica tra gli assi degli appoggi di ml. 150.

I diagrammi superiori riportano le quantità totali di calcestruzzo per impalcato ed antenna, per l'ipotesi dei tiranti ad acciaio nudo, e le quantità totali di calcestruzzo per impalcato, antenna e tiranti, per il caso che questi ultimi siano omogeneizzati, forniti cioè di guaina di calcestruzzo precompresso.

Da un certo punto in poi, poichè evidentemente l'aumento di φ e quindi l'aumento dell'altezza dell'antenna determina una teorica diminuzione della quantità di calcestruzzo, irrealizzabile per ragioni di varia natura, è necessario procedere tenendo conto di certe soglie al disotto delle quali il progettista non può scendere.

Questa è la ragione per cui i diagrammi delle quantità globali di calcestruzzo ad un certo punto si biforcano in due rami che rispettivamente indicano le quantità teoriche e quelle reali del calcestruzzo.

Non ci sarebbe bisogno di precisare che nella quantità reale di calcestruzzo si è anche tenuto conto che l'aumento di altezza dell'antenna introduce un incremento sensibile della sezione, per non uscire dal dominio di sicurezza nei riguardi della sua stabilità elastica.

Nel nostro caso particolare appare quindi evidente :

a) Per il caso dei tiranti di acciaio nudo :

Il minimo di calcestruzzo (mc. 1750) si riscontra per l'antenna dell'altezza di ml. 23,30 e tale valore esaurisce ogni condizione ottimale, sia dal punto di vista

statico teorico che da quello funzionale.

b) Per il caso dei tiranti omogeneizzati :

Il minimo di calcestruzzo si riscontra per l'antenna dell'altezza di ml. 18,20 (mc. 2000) e tale valore, anche in questo caso, esaudisce ogni condizione ottimale sia dal punto di vista statico che da quello funzionale.

Si esaminino ora i diagrammi inferiori che si riferiscono alle quantità di acciaio armonico necessario per i vari casi.

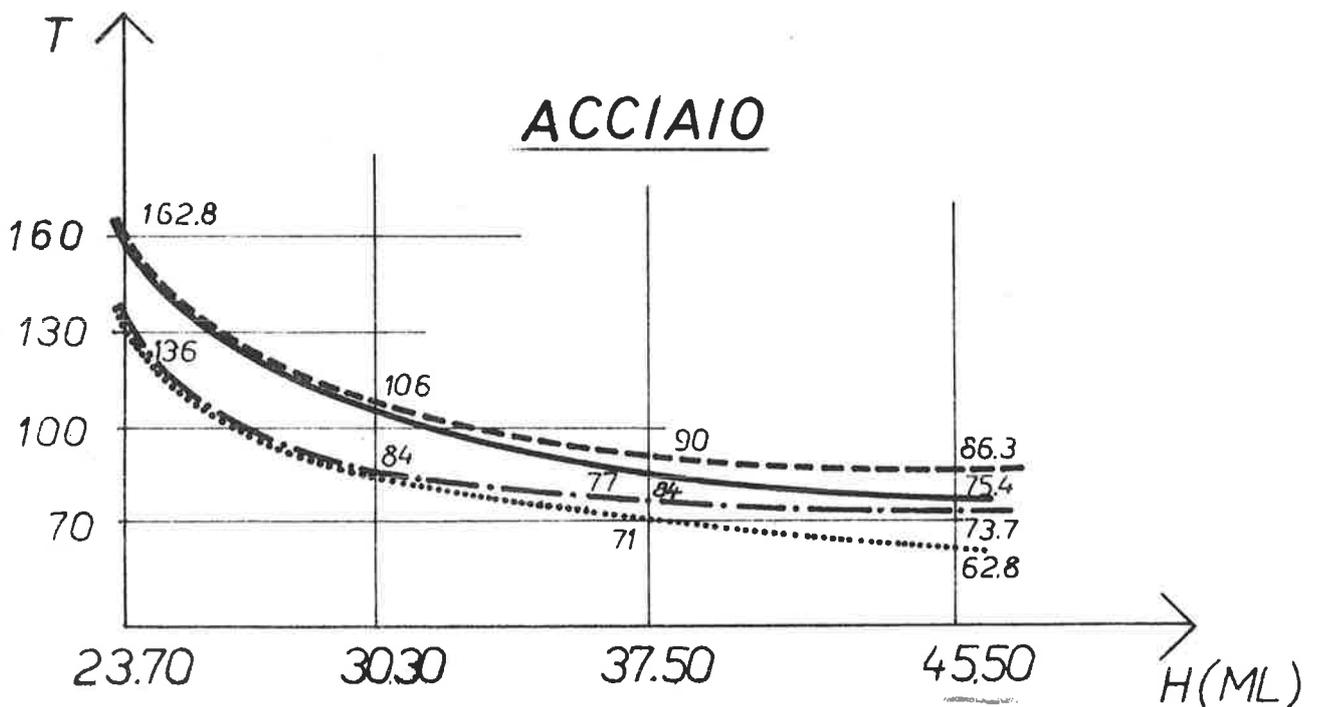
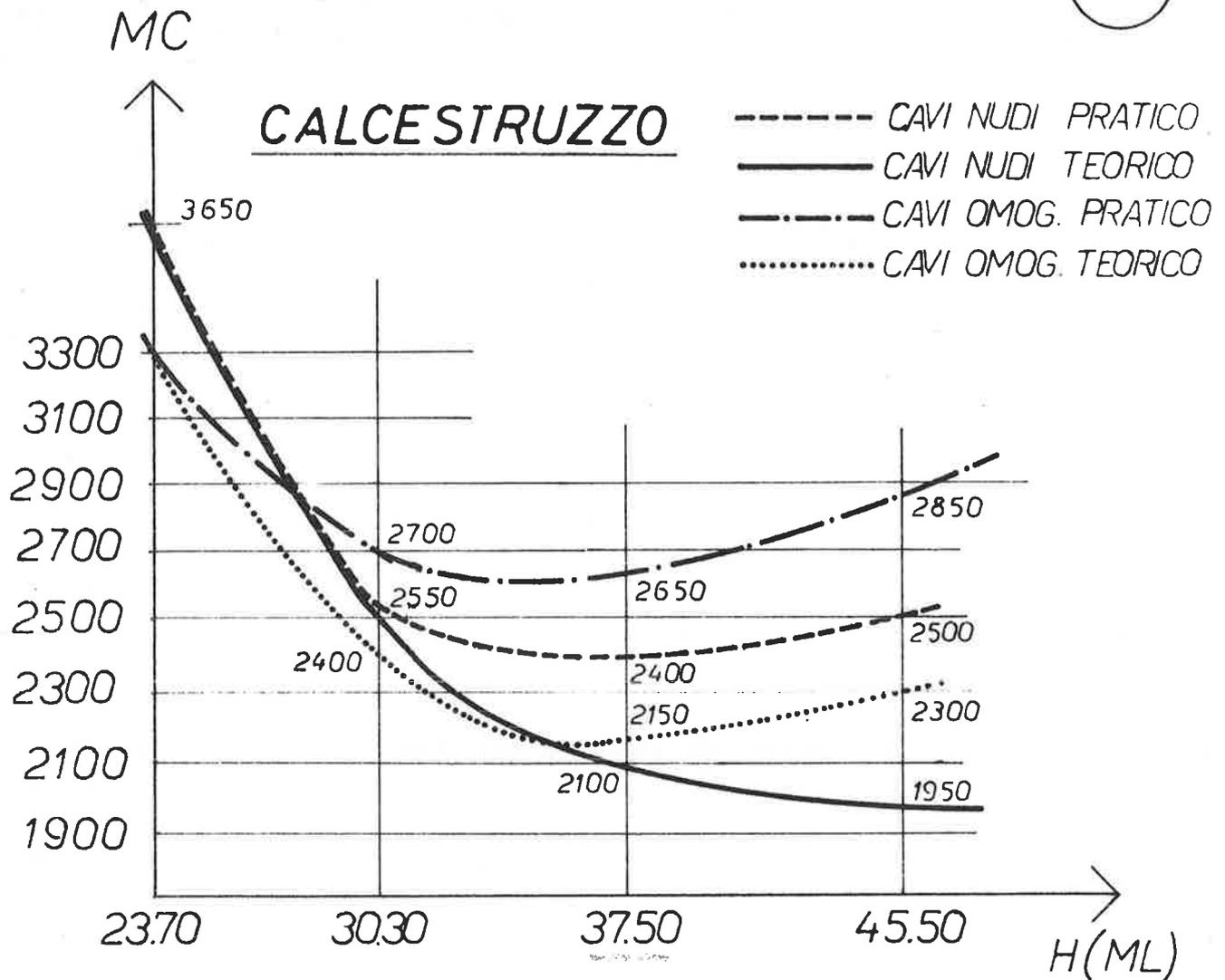
I diagrammi sono di immediata lettura : la quantità di acciaio ovviamente diminuisce all'aumentare dell'altezza dell'antenna e quelle per il caso dei tiranti nudi è maggiore di quella dei tiranti omogeneizzati.

Abbiamo cioè diminuito la massima sollecitazione dell'acciaio per la prima ipotesi rispetto alla seconda, per tener conto dell'effetto fatica.

b) Ponte con luci da ml. 190.

PONTE DI LUCE L-190

9



La Fig. 9 mostra i diagrammi, al variare dell'angolo θ e quindi dell'altezza dell'antenna, per il ponte della luce teorica di ml. 190.

Calcestruzzo :

1) Tiranti ad acciaio nudo :

La minore quantità di calcestruzzo (mc. 2400) risulta in corrispondenza dell'antenna dell'altezza di ml. 37,50 e per tale valore le sezioni dell'impalcato e dell'antenna soddisfano ogni esigenza, sia statica che funzionale.

Un'altezza dell'antenna decisamente minore (ml. 30,30 ad esempio), produrrebbe un aumento della quantità di calcestruzzo necessario per l'impalcato, mentre un aumento di tale altezza determinerebbe parimenti una maggiore quantità di calcestruzzo, quest'ultima però dovuta esclusivamente alle maggiori esigenze dell'antenna stessa.

2) Tiranti omogeneizzati :

L'altezza dell'antenna che comporta la minima quantità di calcestruzzo è di ml. 37,50.

Acciaio :

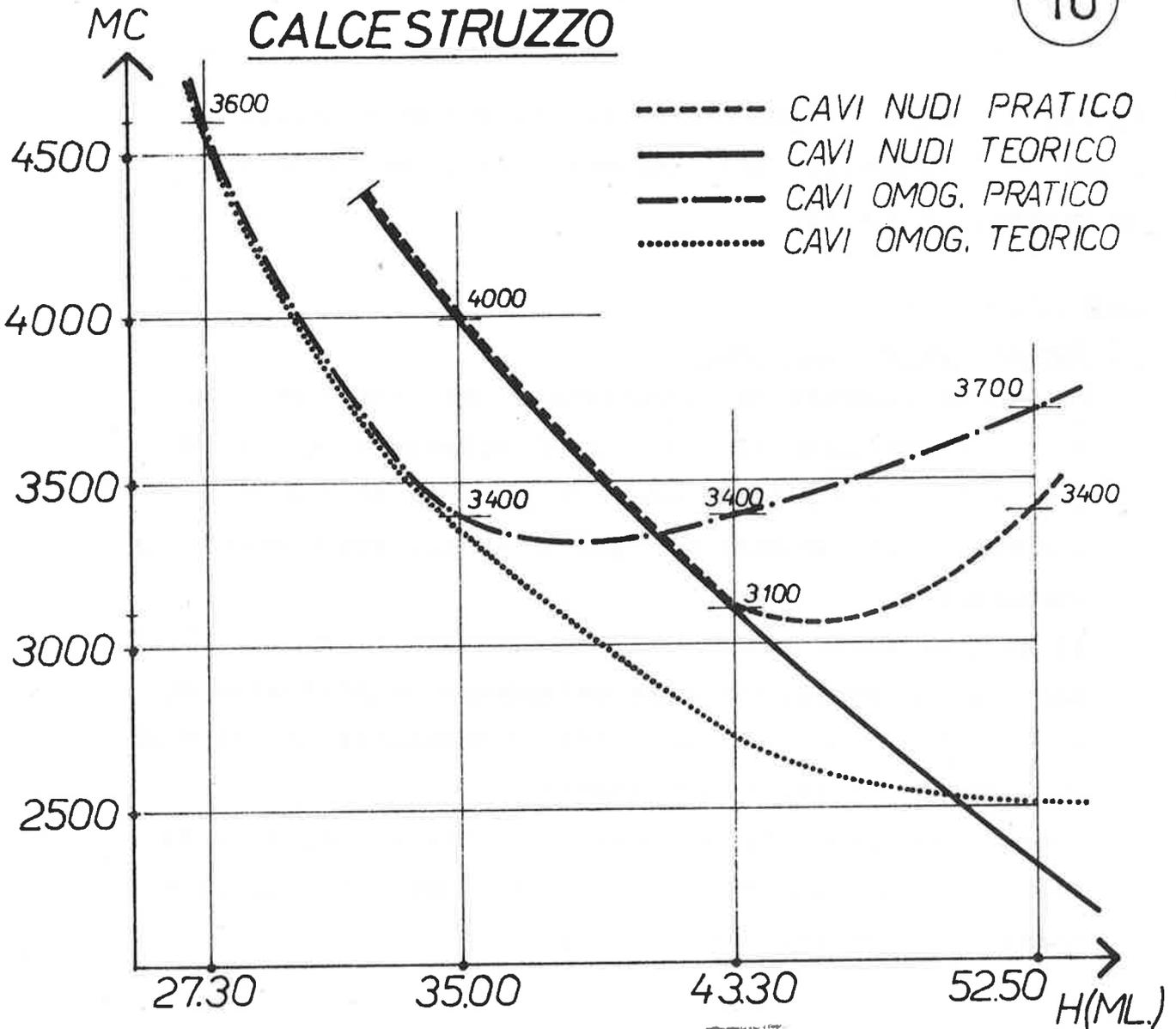
Sia per i tiranti ad acciaio nudo che per quelli omogeneizzati l'altezza più conveniente sembra essere quella di circa ml. 40,00 poché in tal modo, pur non raggiungendo il minimo per la quantità di calcestruzzo, è possibile operare una certa economia di acciaio, certamente più interessante.

c) Ponte con luci da ml. 225.

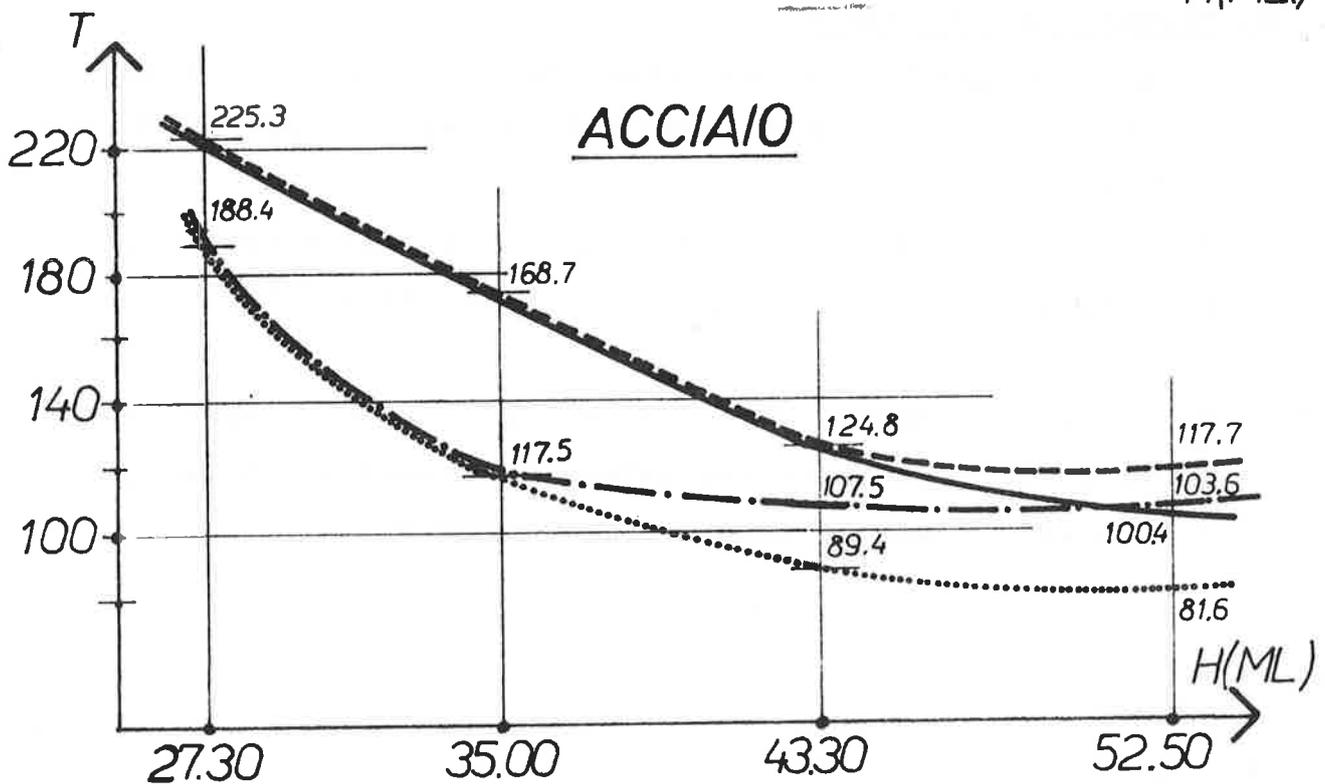
PONTE DI LUCE L=225ml.

10

CALCESTRUZZO



ACCIAIO



La Fig. 10 mostra i diagrammi, al variare dell'angolo φ e quindi dell'altezza dell'antenna, per il ponte della luce teorica di ml. 225.

Calcestruzzo :

1) Tiranti ad acciaio nudo :

La minore quantità di calcestruzzo (mc. 3100) risulta in corrispondenza dell'antenna di altezza di ml. 43,30 ($\varphi = 30^\circ$) e per tale valore le sezioni dell'impalcato e dell'antenna soddisfano ogni esigenza, sia statica che funzionale.

Si noti il forte aumento di calcestruzzo (circa il 30 %) nel caso si voglia adottare un'antenna dell'altezza di ml. 35,00 ed addirittura la irragionevolezza dell'uso di antenna di altezza ancora minore.

L'adozione invece di un'antenna di altezza maggiore di ml. 43,30 (ad esempio ml. 52,50) comporta una maggiore quantità di calcestruzzo (10 %).

2) Tiranti omogeneizzati :

In questo caso la massima ottimizzazione, in tutti i sensi, si ottiene per un'antenna dell'altezza di ml. 35,00 ($\varphi = 25^\circ$).

Da notare però che la stessa quantità di calcestruzzo si ottiene (mc. 3400) anche per un'antenna di ml. 43,30 ($\varphi = 30^\circ$).

Ciò significa che il progetto in questo caso possiede gradi di libertà maggiori che potranno tornare utili per altri aspetti : quello estetico per esempio.

Acciaio :

1) Tiranti ad acciaio nudo :

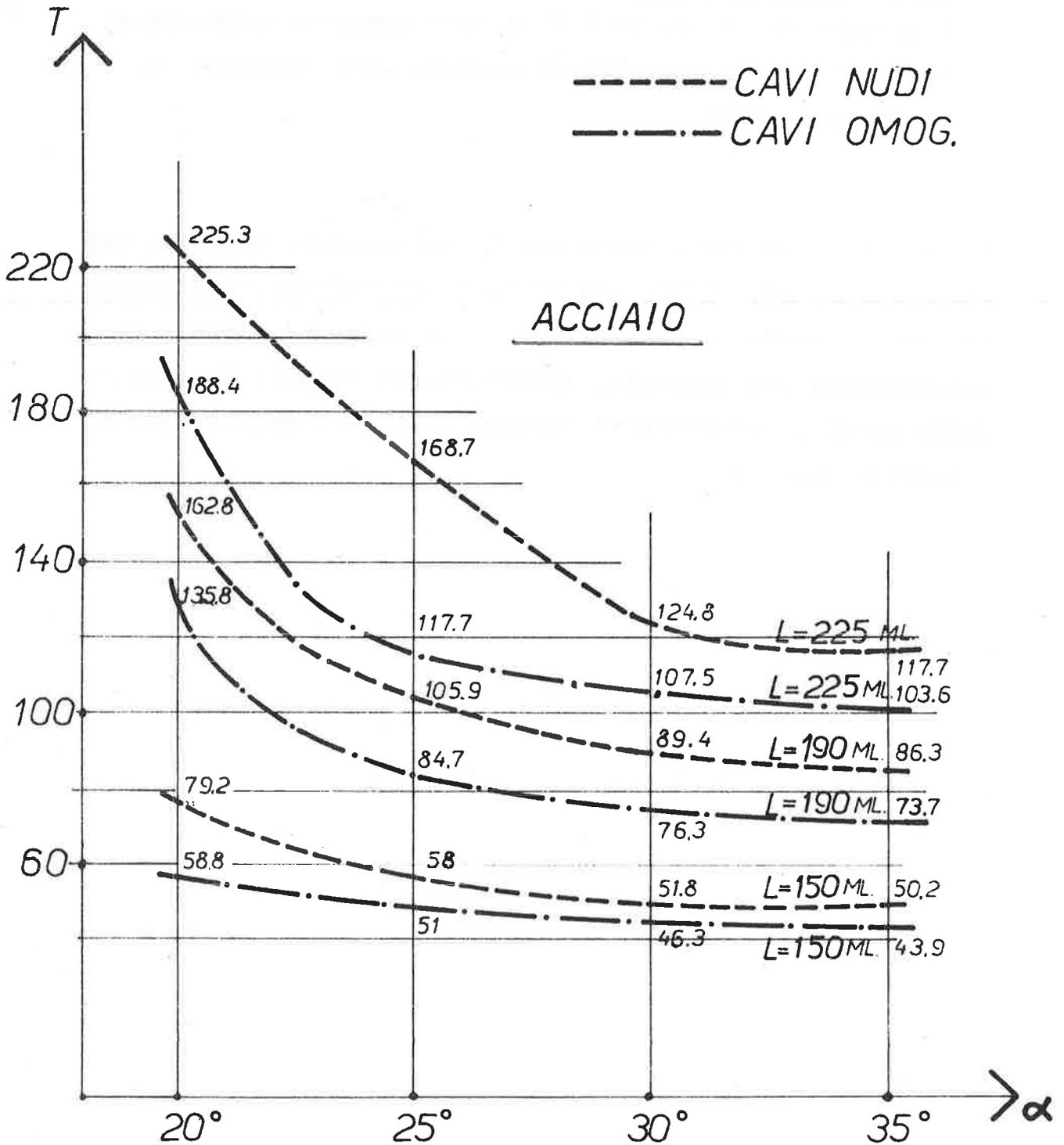
La minore quantità di acciaio si riscontra per l'antenna dell'altezza di ml. 43,30 ($\varphi = 30^\circ$).

2) Tiranti omogeneizzati :

L'antenna di ml. 43,30 ($\varphi = 30^\circ$) permette evidentemente l'uso di una quantità di acciaio molto prossima al minimo possibile.

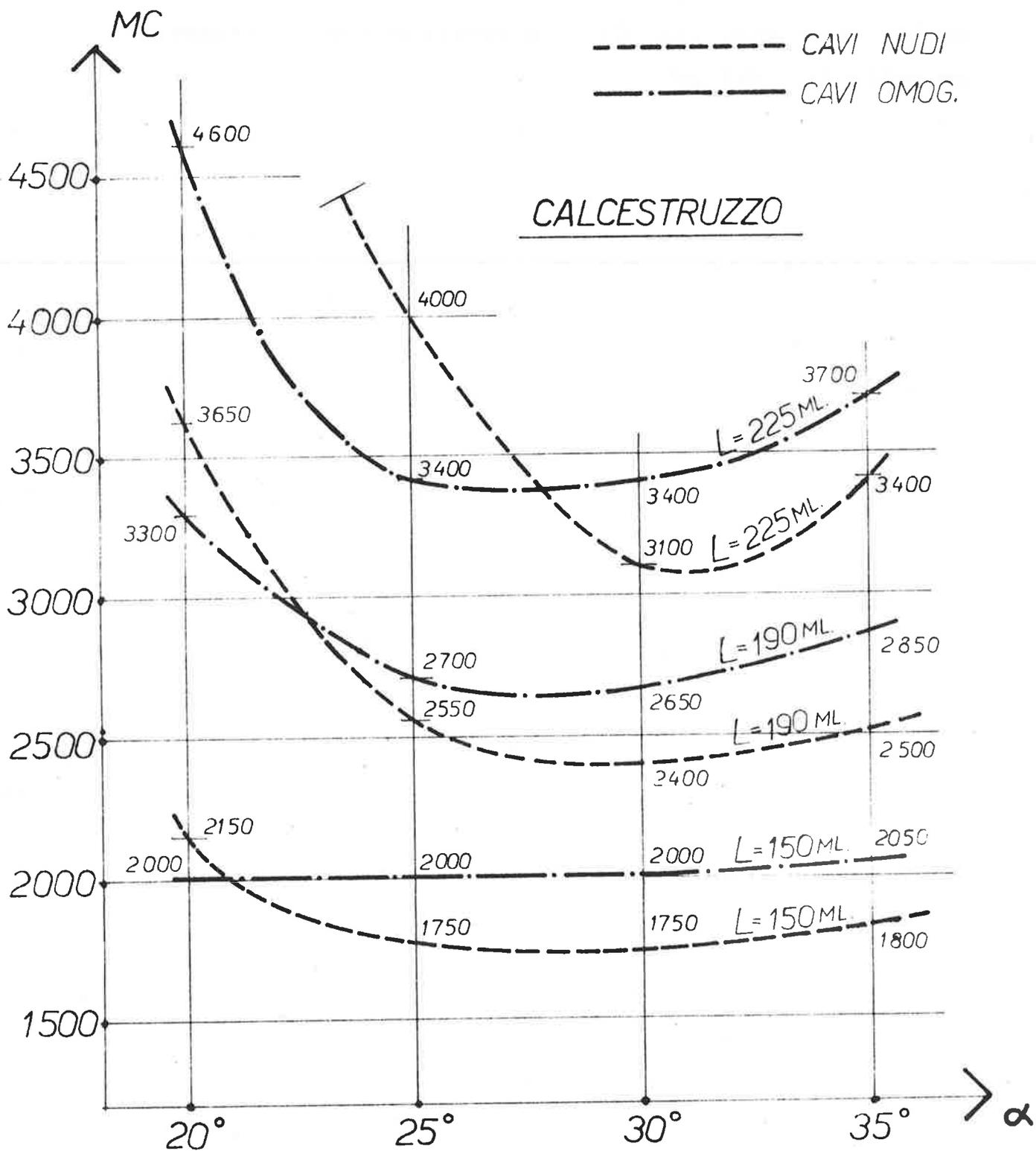
E' da notare in conclusione che la convenienza dell'uso dell'antenna da ml. 35,00, per il caso dei tiranti omogeneizzati, per la buona ottimizzazione delle quantità globali di calcestruzzo che comporta, probabilmente risulta frustrata dalle maggiori quantità di acciaio armonico, dell'ordine di grandezza del 9 %.

CONFRONTO RIEPILOGATIVO DELLA QUANTITA' DI ACCIAIO ARMONICO PER LE VARIE LUCI E PER VARIE INCLINAZIONI DEGLI STRALLI



CONFRONTO RIEPILOGATIVO DELLA
QUANTITA' DI CALCESTRUZZO PER
LE VARIE LUCI E PER VARIE
INCLINAZIONI DEGLI STRALLI

12



Le Figg. 11 e 12 riportano infine i confronti riepilogativi delle quantità di acciaio armonico e calcestruzzo per le varie luci e per le varie inclinazioni degli stralli.

Da essi confronti si ricava soprattutto la maggiore incisività dell'intervento dell'omogeneizzazione all'aumentare della luce del ponte.

PARTE SECONDA

L'ANTENNA PER IL PONTE DI TIPO II.

Come è già stato detto, l'antenna per il ponte di tipo II, caratterizzata dalla condizione di minimo momento flettente, appartiene ad un complesso composto da due sistemi semplici, come alla Fig. 2.

Anche in questo caso si è istituita una ricerca dell'altezza ottimale, in funzione di prestabilite sollecitazioni massime dei materiali, per una serie di luci comprese entro un campo di maggior convenienza del tipo di ponte.

Le ipotesi su cui la detta ricerca è stata fondata hanno le stesse basi di cui a quella precedente e cioè :

Larghezza dell'impalcato :

$$b = 17,50 \text{ ml.}$$

Carichi permanenti :

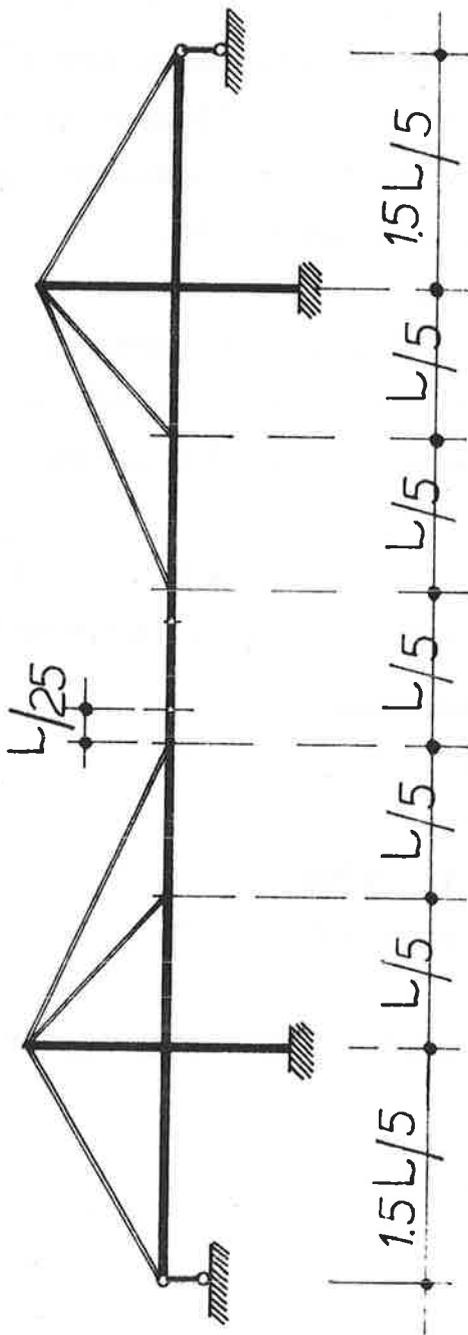
$$p = \Delta \cdot h^{+0,30} \text{ T/mq.}$$

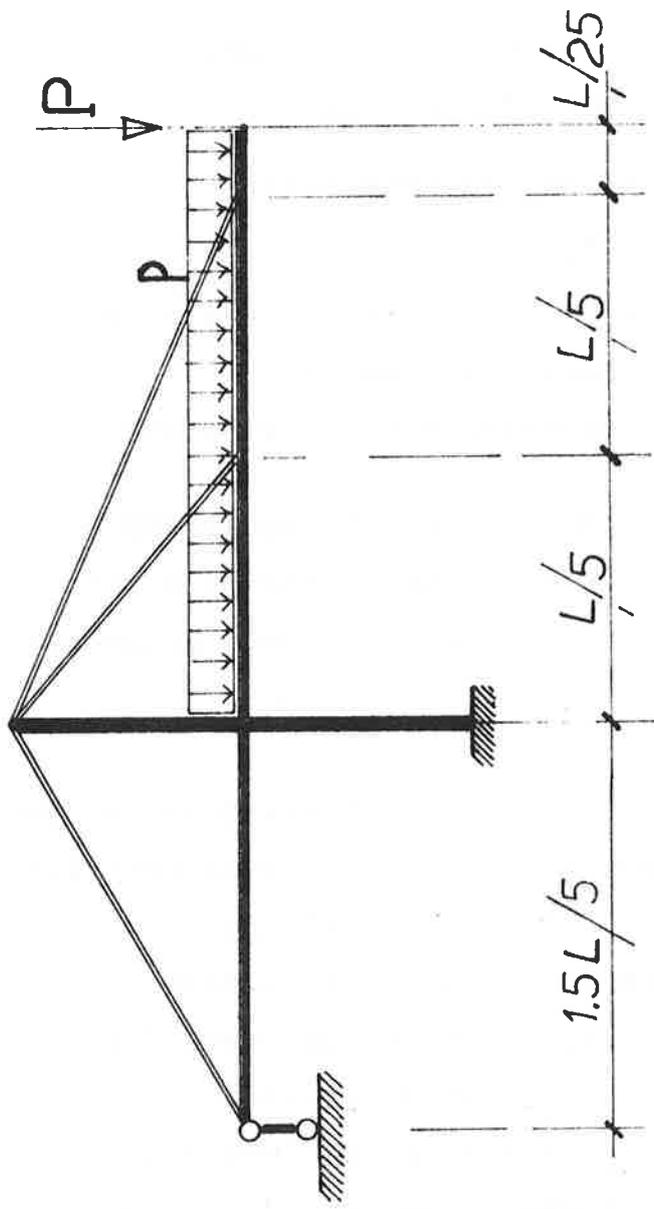
Carico accidentale mobile :

$$P = 10 \text{ T/ml.}$$

Le luci sono suddivise come alla Fig. 13.

13





Assunto ora lo schema dicui alla figura ed adottando :

- Per le membrature in calcestruzzo :

$$E_1 = 350.000 \text{ Kg/cm}^2.$$

- Per i tiranti ad acciaio nudo :

$$E_2 = 2.100.000 \text{ Kg/cm}^2.$$

- Per i tiranti omogeneizzati :

$$E_2' = 350.000 \text{ Kg/cm}^2.$$

A_i = aree delle sezioni resistenti

J_i = momenti di inerzia

l_i = lunghezza delle membrature

sono state determinate le equazioni e congruenze del sistema elastico da cui è possibile, con l'ausilio di un calcolatore, ricavare i valori delle tensioni dei vari ti ranti.

Si prendano ora in considerazione tre ponti caratterizzati ciascuno dalle seguenti luci centrali :

ml. 200

ml. 250

ml. 300

e per ciascuno di essi si proceda alla relativa progettazione del sistema elastico, avendo fissato a priori le mas sime sollecitazioni di sicurezza (uguali per tutti i casi) dei vari materiali, al variare del valore dell'altezza dell'antenna e precisamente :

Calcestruzzo :

$$\sigma \text{ max} = 125 \text{ Kg/cm}^2.$$

Acciaio :

$$\text{per tiranti nudi :} \quad \sigma \text{ max} = 7200 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{per tiranti omogeneizzati :} \quad \sigma \text{ max} = 8600 \text{ Kg/cm}^2.$$

I diagrammi che seguono riportano i risultati delle calcolazioni e permettono alcune considerazioni atte a determinare l'altezza ottimale delle antenne per le varie luci.

E' da premettere, prima di passare all'esame dello studio, che in questa sede non si è creduto opportuno di determinare la quantità di calcestruzzo, suddivisa, come per l'indagine precedente, in teoriche e reali ; questo per evidenti ragioni di eccessiva complessità, dato il notevole numero di variabili indipendenti da dover introdurre nei calcoli.

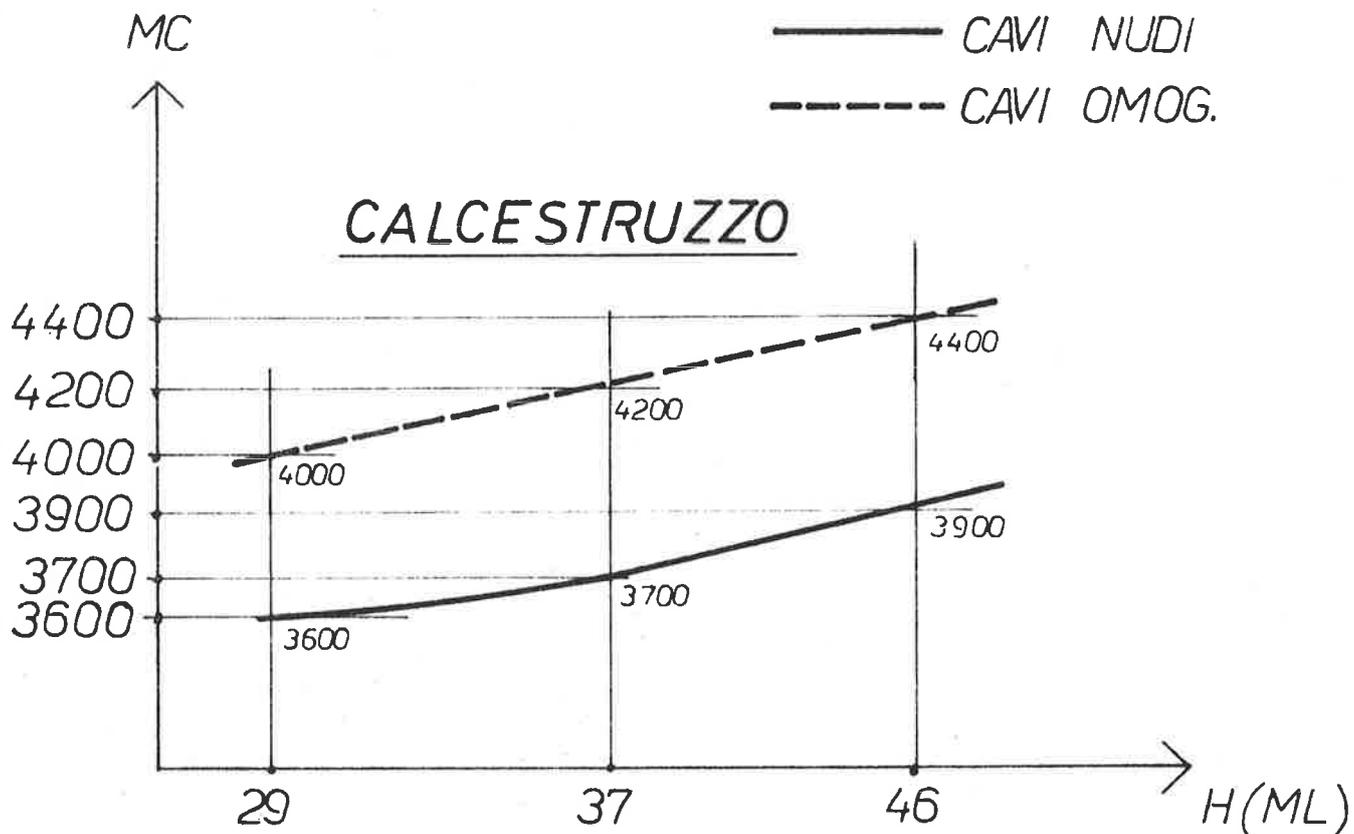
Si sono determinate cioè soltanto le quantità reali di calcestruzzo .

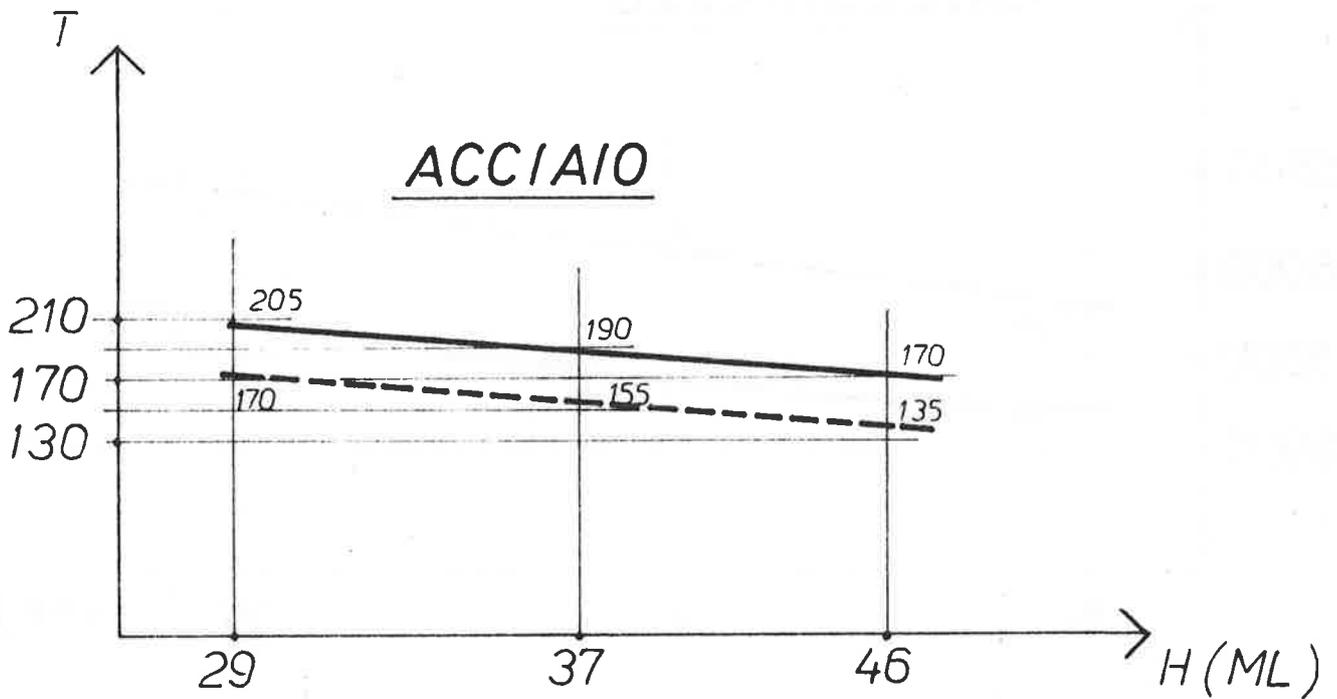
a) Ponte con luce centrale da ml. 200.

In questo caso soltanto un bilancio comprendente il costo dell'acciaio e del calcestruzzo permetterà di scegliere tra l'altezza di ml. 29,00 e di ml.37,0. L'altezza di ml. 46,00 sembra eccessiva.

PONTE DI LUCE L=200 ml

15





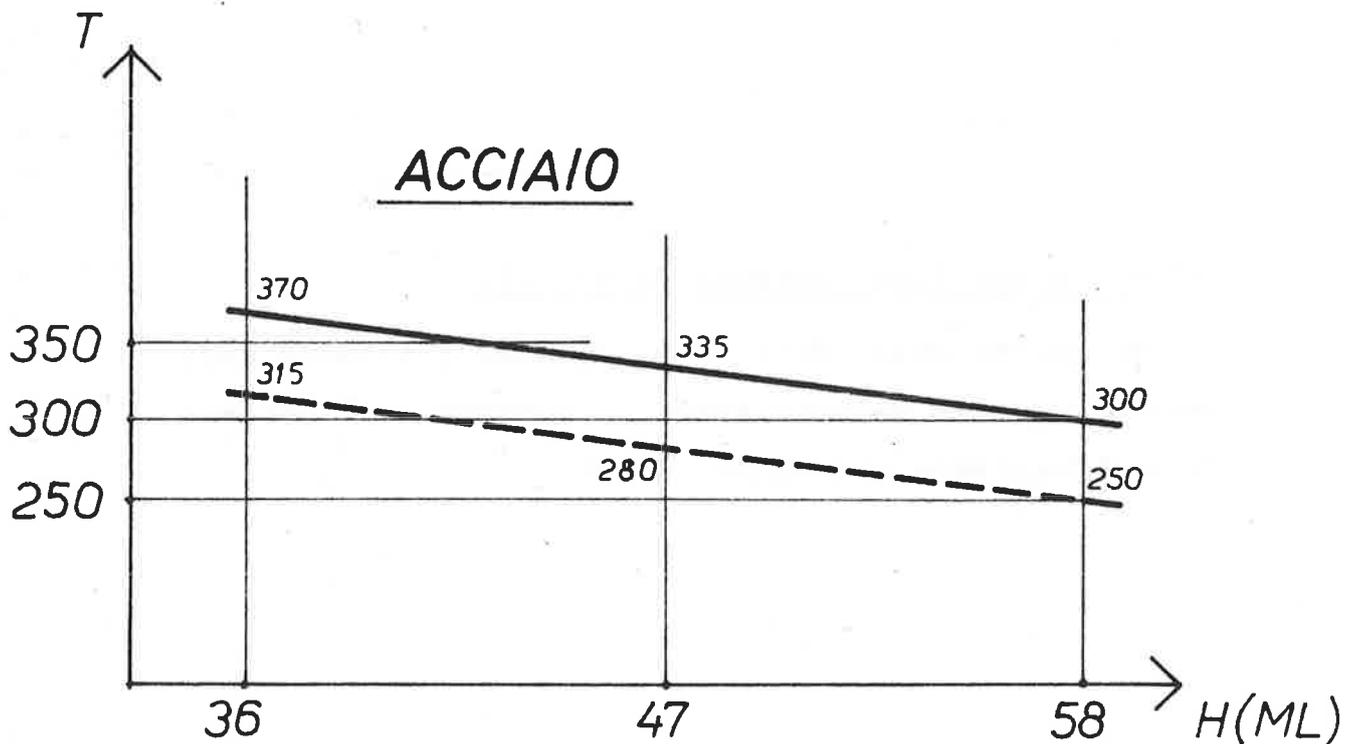
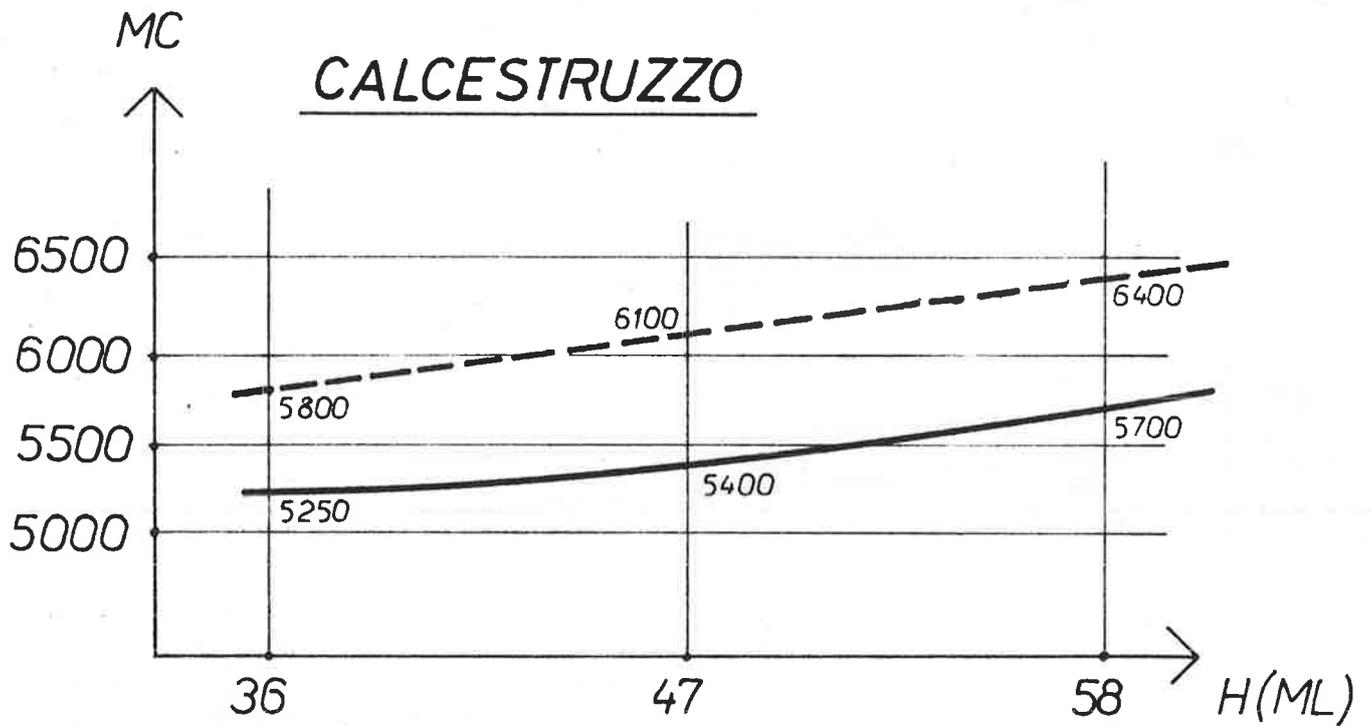
b) Ponte con luce centrale da ml. 250.

In questo caso sembra che, sia per i tiranti nudi che per quelli omogeneizzati, l'altezza dell'antenna più conveniente sia di ml. 47,00.

PONTE DI LUCE $L=250$ ml

16

— CAVI NUDI
- - - CAVI OMOG.



c) Ponte con luce centrale da ml. 300.

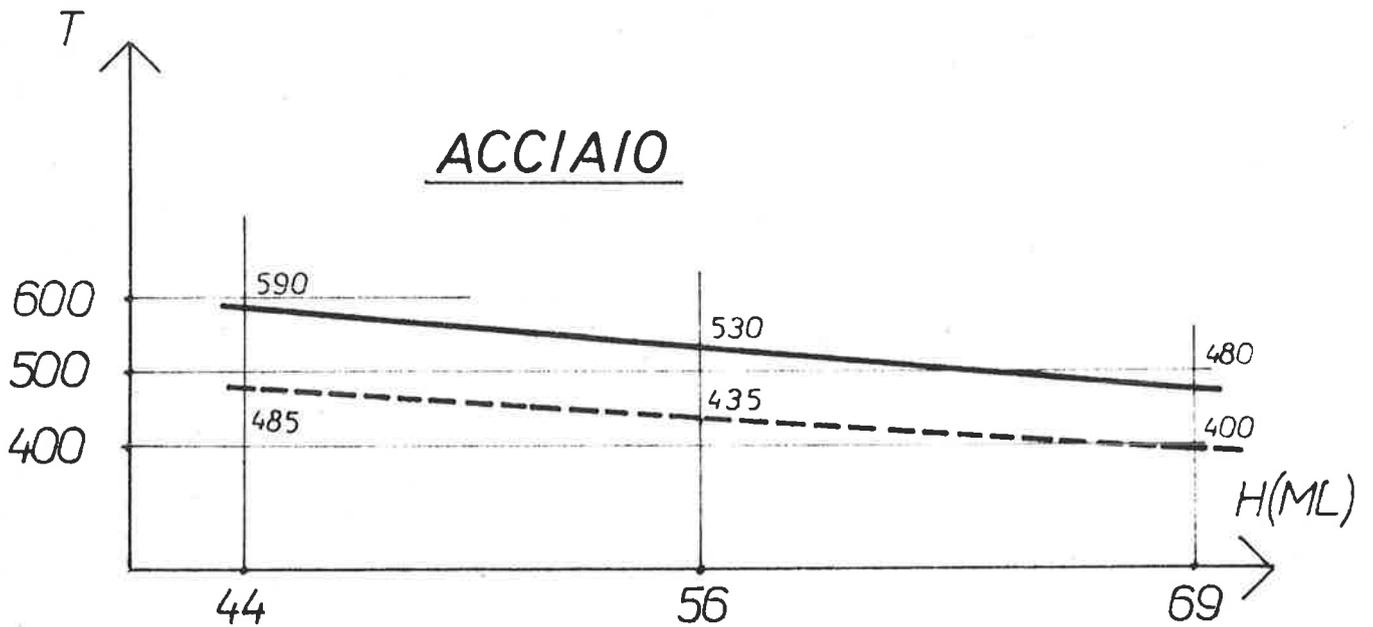
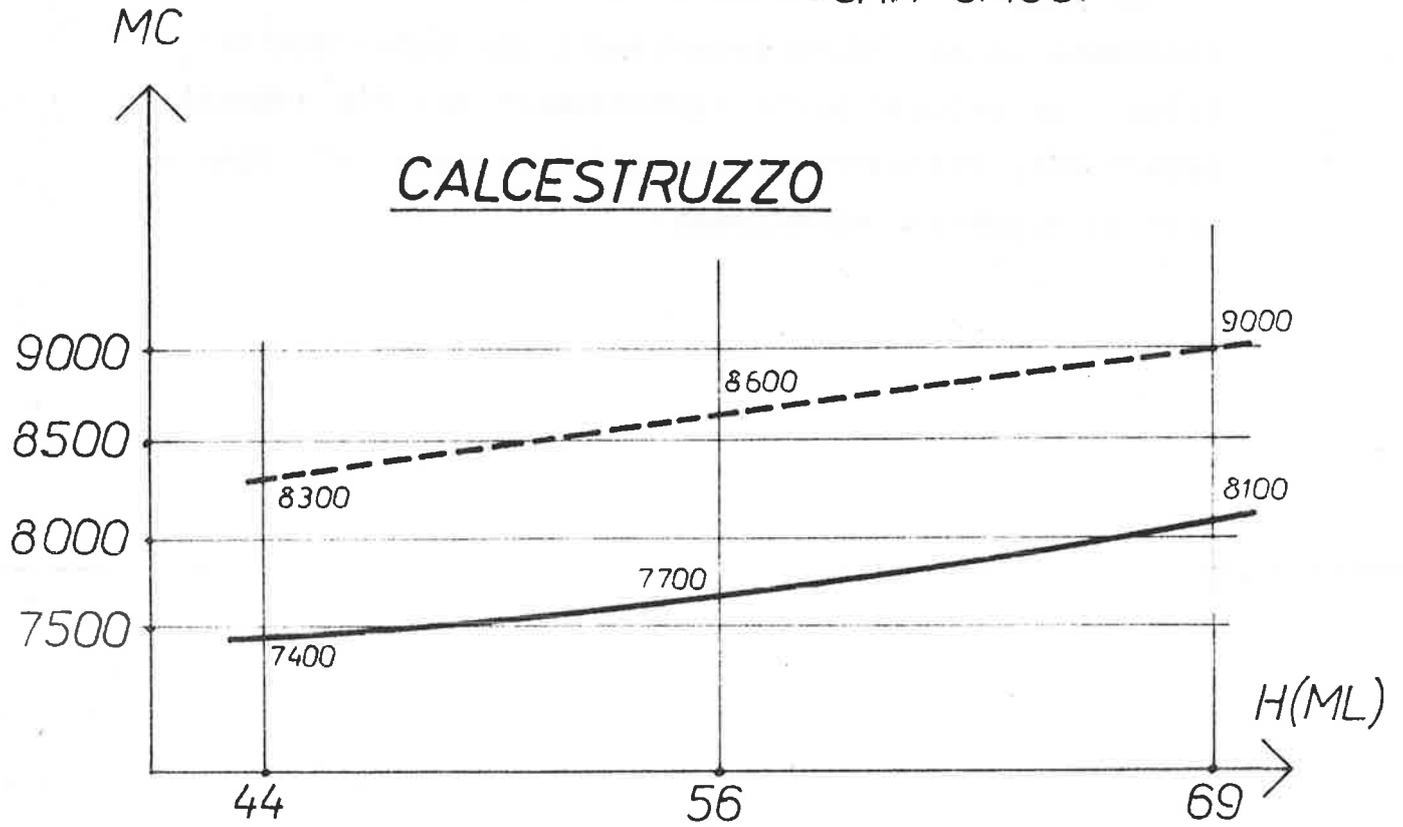
Per una luce così notevole sembra che l'altezza dell'antenna di ml. 56,00 rappresenti una buona scelta. Infatti un calcolo anche approssimato dei due addendi principali, calcestruzzo ed acciaio "armonico", dimostra la suddetta convenienza.

PONTE DI LUCE $L=300$ ml

17

— CAVI NUDI

- - - CAVI OMOG.



In conclusione, quindi, si è inteso, con le indagini più sopra esposte, porre le basi per una sistematica ricerca di ottimizzazione per il dimensionamento di sistemi continui che ormai risultano di comune applicazione.

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI ROMA - FACOLTA' DI ARCHITETTURA
ISTITUTO DI SCIENZA E TECNICA DELLE COSTRUZIONI

Pubblicazione N° 49

Paolo Emilio Pinto

EFFETTI SISMICI E DEL VENTO SUGLI EDIFICI ALTI

C.N.R.

Gruppo di ricerca sulle azioni sismiche e del vento sulle costruzioni

EFFETTI SISMICI E DEL VENTO SUGLI EDIFICI ALTI

INTRODUZIONE

Gli edifici alti -in Italia questo attributo può riferirsi a edifici con un numero di piani > 15 - posseggono normalmente caratteristiche di forma e strutturali più regolari di quelle della edilizia minore. La maggior parte degli edifici è a pianta rettangolare oppure cruciforme, e le dimensioni si mantengono costanti lungo l'altezza. Queste caratteristiche di uniformità si riflettono naturalmente anche nel comportamento dinamico; per questa ragione si può affermare che il patrimonio di prove sperimentali eseguite sinora su edifici - misure di frequenze proprie e di forme di vibrazione - fornisca già un quadro sufficiente delle possibili risposte dinamiche alle azioni più consuete, sisma e vento.

Per uno studio quantitativo della risposta, la distribuzione quasi uniforme lungo l'altezza della massa e della rigidezza globale degli edifici consentono di adottare modelli analitici molto semplici. La soluzione del problema dinamico diviene con essi diretta e facile. Anche se il grado di accuratezza può non essere quello richiesto per una analisi definitiva, l'ordine di grandezza è molto buono: il loro impiego è quindi specialmente utile nella fase delle scelte strutturali.

In questo studio si discutono in primo luogo, con riferimento a dati sperimentali, i modelli adatti alla rappresentazione della dinamica degli edifici. Questi modelli vengono quindi applicati per ottenere alcuni dati di risposta, più significativi ai fini della progettazione: i valori massimi dello spostamento in sommità, del momento ribaltante e dello sforzo di taglio globale. Queste grandezze sono in diretta relazione, tra l'altro, con il progetto delle parti non strutturali, come infissi e divisioni interne, con il confort, con il dimensionamento dei pilastri ai piani inferiori e della struttura di fondazione.

I due tipi di eccitazione, sisma e vento, sono introdotti nei modelli analitici così come descritti dalla normativa italiana.

Per immediatezza di confronto i calcoli sono presentati per fissati valori delle rispettive intensità (forte sismicità e forte vento); trattandosi di problemi lineari, il passaggio ad intensità diverse però comunque ottenersi mediante semplice proporzionalità.

L'importanza relativa delle due cause di eccitazione, l'influenza del tipo strutturale sulla risposta, la variazione dei vari dati di risposta al crescere della altezza dell'edificio, sono i principali risultati discussi in questo studio.

CARATTERISTICHE DINAMICHE DEGLI EDIFICI ALTI

Il tipo di costruzione più comune è formato da elementi intelaiati, ai quali sono eventualmente associate delle pareti o dei nuclei chiusi con funzione di irrigidimento. Il comportamento statico e dinamico dell'edificio, che pure varia considerevolmente in funzione delle particolari disposizioni strutturali, è tuttavia inquadrabile entro due modi limite di funzionamento: "a taglio" o "a flessione". Nel primo, come ben noto, gli unici gradi di libertà esistenti sono le traslazioni e rotazioni rigide piane dei vari orizzontamenti, nel secondo la deformata del fabbricato è quella flessionale di una mensola disposta verticalmente, le cui sezioni rette sono materializzate dai solai.

Nella misura in cui un particolare edificio può essere assimilato ad uno dei due tipi limiti, le sue caratteristiche dinamiche sono descritte da semplici espressioni in forma chiusa.

Per una trave a mensola, funzionante "a taglio", si ha:

$$\begin{aligned} \text{frequenze proprie} \quad \omega_n &= \frac{(2n-1) \pi}{2h} \cdot \sqrt{\frac{K}{m}} \\ \frac{\omega_n}{\omega_1} &= 3 - 5 - 7 - \text{etc.} \quad 1) \\ \text{modi di vibrazione} \quad \varphi_n(x) &= \sin \frac{(2n-1) \pi x}{2h} \end{aligned}$$

e per la mensola "a flessione":

$$\begin{aligned} \text{frequenze proprie} \quad \omega_1 &= 0,6^2 \cdot \frac{\pi^2}{h^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} \\ \frac{\omega_n}{\omega_1} &\approx 6,27 - 17,6 - 34,0 - \text{etc.} \quad 2) \\ \text{modi di vibrazione} \quad \varphi_n(x) &= \frac{\text{ch } \beta_n x - \cos \beta_n x}{\text{ch } \beta_n h - \cos \beta_n h} - \frac{\text{sh } \beta_n x - \sin \beta_n x}{\text{sh } \beta_n h - \sin \beta_n h} \\ (\beta_n &= \left(\frac{m \cdot \omega_n^2}{EI}\right)^{1/4}) \end{aligned}$$

Nella 1) e 2) K indica la rigidezza di scorrimento a taglio per unità di lunghezza, EI la rigidezza flessionale, m la massa (costante) per unità di lunghezza, h l'altezza dell'edificio.

I primi tre modi di vibrazione per i due tipi sono rappresentati in fig. 1.

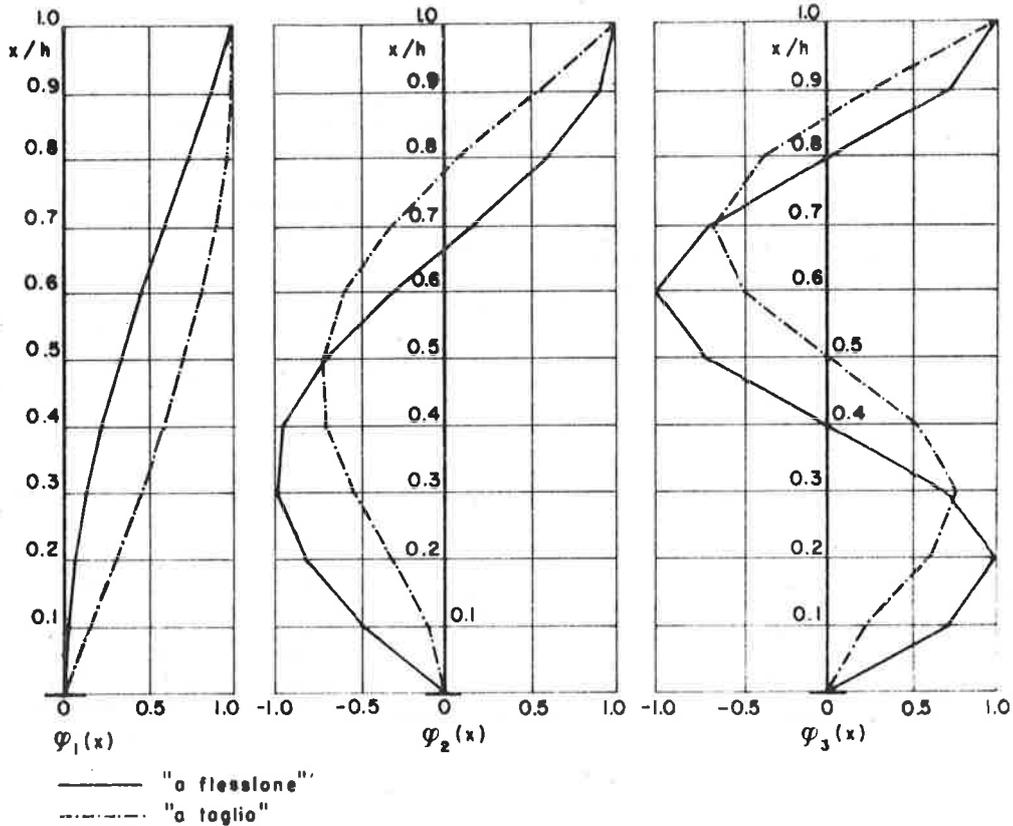


Fig. 1 - Modi di vibrazione per mensola a comportamento "a flessione" e "a taglio".

I modi sono stati rappresentati assegnando valore unitario allo spostamento in sommità: essi apparirebbero più simili se fossero stati normalizzati rispetto al valore:

$$\int_0^h \varphi_n^2(x) \cdot dx$$

Caratteristica è la crescita molto più rapida, per la mensola flessionale, del rapporto tra frequenze superiori e fondamentale.

Alcuni dati sperimentali, rilevati mediante prove di vibrazione forzata o con misure di vibrazioni libere su edifici alti negli Stati Uniti sono riportati nella Tabella 1 e nella Fig. 2.

Per gli edifici esaminati i rapporti delle frequenze seguono con buona approssimazione la legge per le travi "a taglio".

Considerando la diversità dei fabbricati, i modi di vibrazione non si presentano molto dissimili. Le maggiori dispersioni si notano nel modo fondamentale, che in molti casi appare rappresentabile al meglio mediante una linea retta. Si nota infine una dipendenza approssimativamente lineare del primo periodo proprio dal numero dei piani: la costante di proporzionalità è compresa generalmente nel campo $0,07 \div 0,1$

Tab. 1 - Caratteristiche dinamiche misurate di edifici alti (da [5])

Edificio	N° Piani	Tipo	Dimensioni in pianta	Direzione	T_1 (sec)	T_1/N	ω_2/ω_1	ω_3/ω_1	ω_4/ω_1
1 Union Bank Los Angeles	40	Acciaio	60x30	Long.	3,10	0,078	2,90	5,09	7,18
				Trasv.	3,54	0,088	3,03	5,58	7,96
2 Canad. Imp. Bank of Comm.	44	Acciaio	43x30	Long.	4,65	0,106	2,90	5,06	7,71
				Trasv.	4,65	0,106	2,72	4,78	7,06
3 CIL House	34	Acciaio	51x34	Long.	4,46	0,131	3,05	5,58	8,25
				Trasv.	3,94	0,116	2,84	5,04	7,36
4 Univ. of Cal. Med. Center	15	Acciaio	31x33	Long.	1,18	0,078	2,65	4,60	6,54
				Trasv.	1,18	0,078	2,65	4,60	6,54
5 Alexander Building	15	Acciaio	21x18	Long.	1,27	0,085	3,10	5,29	7,47
				Trasv.	1,37	0,090	3,05	5,27	7,21
6 Canad. Dept. of Health and Welfare	18	Acciaio calcestr.	43x27	Long.	0,99	0,058	3,75	5,17	---
				Trasv.	1,27	0,075	4,26	6,55	---

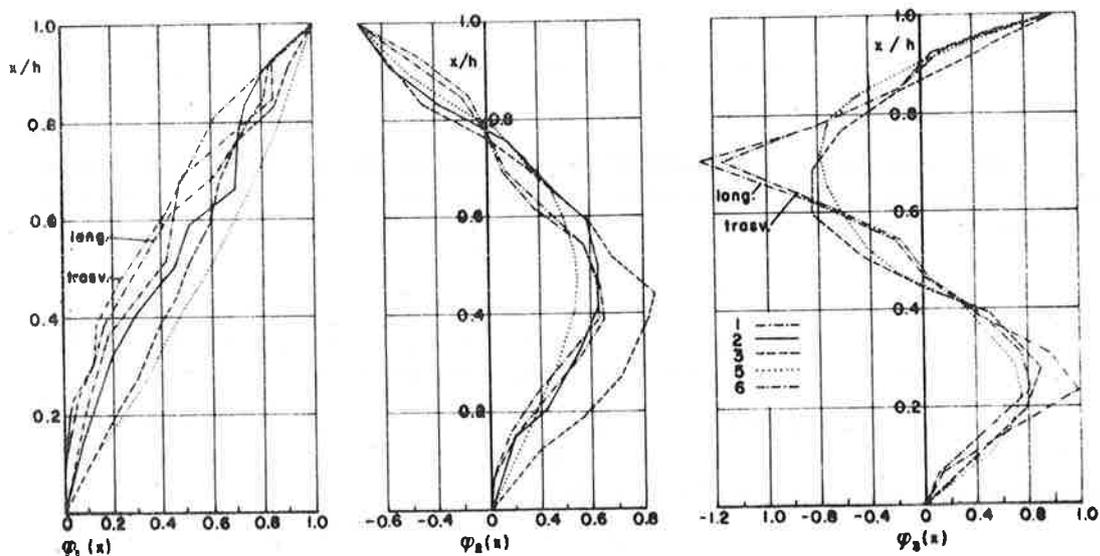


Fig. 2 - Modi di vibrazione sperimentali degli edifici in Tab.1 da ([5]).

Il tipo di comportamento "a taglio" o "a flessione" dipende in modo essenziale dal rapporto esistente tra le rigidità degli elementi orizzontali ai piani e verticali interpiano. Assumendo come indice la grandezza:

$$\rho = \frac{\sum (I_t/l_t)}{\sum (I_p/l_p)} \quad (t \equiv \text{travi} ; \quad p \equiv \text{pilastri})$$

nella quale le sommatorie sono estese a tutti gli elementi orizzontali e verticali del piano tipo dell'edificio, risulta da analisi numeriche (vedi [2]) che al di sopra di $\rho=0,1$ il comportamento approssima quello della trave a taglio. Nella Fig. 3 sono rappresentati i primi due modi di vibrazione per un edificio di 16 piani, ottenuti con analisi esatta per due soluzioni strutturali, una con $\rho=1,5$ l'altra con $\rho=0,0001$. Le forme sono praticamente coincidenti con quelle dei rispettivi tipi teorici.

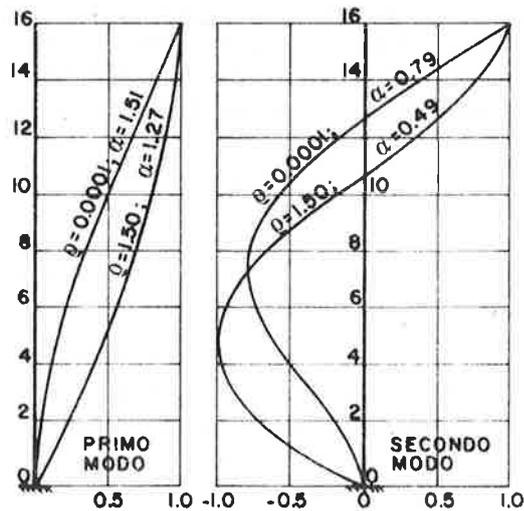


Fig. 3 - Forme di vibrazione e coefficienti di partecipazione in funzione del parametro ρ .

Per il calcolo dell'indice ρ in situazioni più complesse (travi corte con tratti rigidi, pareti verticali con aperture, etc.) esistono delle regole approssimate ([1]) o anche tabelle ([7]).

Scelto in base al valore di ρ il modello più aderente, le espressioni 1) o 2) forniscono i modi di vibrazione e i rapporti delle frequenze. Per il periodo fondamentale invece, le incertezze nella valutazione delle costanti globali K od EI fanno preferire l'uso di procedimenti numerici semplificati ([1]) o addirittura di formule empiriche ([9]) del tipo:

$$T_1 = \gamma \cdot h \quad 3)$$

ANALISI MODALE DELLA RISPOSTA SISMICA

Se la risposta $V(x, t)$ di un sistema continuo monodimensionale viene posta nella forma:

$$V(x, t) = \sum_{n=1}^N (Y_n(t) \cdot \varphi_n(x)) \quad 4)$$

nella quale $\varphi_n(x)$ sono le forme proprie di vibrazione, la equazione di equilibrio dinamico relativa al modo n si scrive, come ben noto:

$$\ddot{Y}_n + 2\nu_n \omega_n \dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = \alpha_n \cdot \ddot{z}(t) \quad 5)$$

con:

- $\ddot{z}(t) \equiv$ funzione di accelerazione del suolo
- $\omega_n, \nu_n \equiv$ frequenza e smorzamento relativi al modo n
- $\alpha_n \equiv$ coefficiente di partecipazione del modo n , dipendente dalla distribuzione della massa e della forma del modo

$$\alpha_n = \frac{\int_0^h m(x) \cdot \varphi_n(x) \cdot dx}{\int_0^h m(x) \cdot \varphi_n^2(x) \cdot dx} \quad 6)$$

I valori massimi delle funzioni Y_n, \dot{Y}_n e $(\dot{Y} + \ddot{z})$ sono per definizione (quando $\alpha_n = 1$) i valori dei corrispondenti spettri di risposta: $S_d(\omega_n, \nu_n), S_v(\omega_n, \nu_n)$ ed $S_a(\omega_n, \nu_n)$.

Facendo uso della 4) è possibile calcolare il valore massimo, relativo al singolo modo n , di qualsiasi grandezza di risposta. Si considerano le tre grandezze:

- spostamento massimo in sommità:

$$V(h, t)_{n, \max} = Y_{n, \max} \cdot \varphi_n(h) = \frac{\alpha_n \cdot S_{a, n}}{\omega_n^2} \cdot \varphi_n(h) \quad 7)$$

$$(S_{a, n} \equiv S_a(\omega_n, \nu_n))$$

- sforzo di taglio massimo alla base:

$$\begin{aligned} Q_{n, \max} &= \int_0^h m(x) \cdot (\dot{v}(x) + \ddot{z})_{\max} \cdot dx = \int_0^h m(x) \cdot \alpha_n \cdot S_{a, n} \cdot \varphi_n(x) \cdot dx \quad 8) \\ &= \alpha_n \cdot S_{a, n} \cdot \int_0^h m(x) \cdot \varphi_n(x) \cdot dx \end{aligned}$$

- momento ribaltante alla base:

$$M_{n, \max} = \int_0^h m(x) \cdot (\dot{v}(x) + \ddot{z})_{\max} \cdot x \cdot dx = \alpha_n \cdot S_{a, n} \cdot \int_0^h m(x) \cdot \varphi_n(x) \cdot x \cdot dx \quad 9)$$

Il valore massimo atteso di ciascuna grandezza si otterrà poi applicando la "regola del modulo":

$$G_{\max} = \left[\sum_{n=1}^N G_{n, \max}^2 \right]^{1/2} \quad 10)$$

Nelle espressioni precedenti la scelta del modello, ossia la geometria dei modi, interviene nel coefficiente di partecipazione α_n ed entro gli integrali; l'altezza dell'edificio nei valori delle frequenze proprie ω_n ed indirettamente nei valori dello spettro $S_{a,n}$; l'intensità del sisma infine nella scala di misura dello spettro.

ANALISI MODALE DELLA RISPOSTA AL VENTO

Natura del vento

Gli effetti del vento vengono convenientemente trattati separando una parte statica da una di natura dinamica. La prima deriva dalla componente di velocità le cui variazioni seguono cicli annui, stagionali, mensili, diurni, fino a durate superiori a qualche minuto: la risposta della struttura segue fedelmente la storia di queste variazioni senza alcuna amplificazione dinamica.

Alle fluttuazioni ad alta frequenza della velocità attorno al valore medio corrispondono invece effetti dinamici. La Fig. 4 illustra la diversa natura delle due componenti.

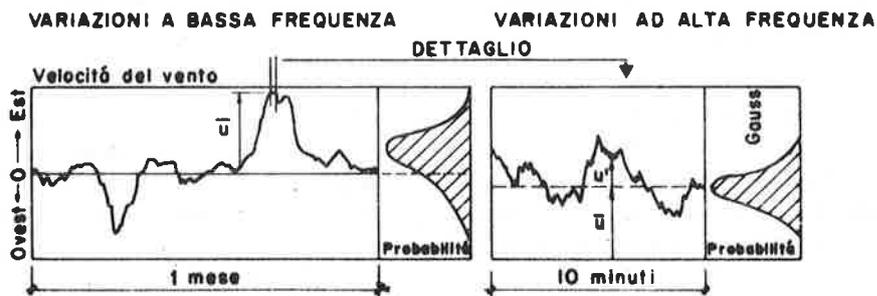


Fig. 4 - Componente media \bar{u} e turbolenta u' della velocità del vento.

La velocità media \bar{u} è ottenuta mediando le fluttuazioni in un intervallo di qualche minuto, generalmente dieci; attorno ad essa si sviluppa la componente turbolenta u' , ed ad ogni istante si ha:

$$u(t) = \bar{u}(t) + u'(t) \quad 11)$$

Entrambe le componenti sono a descrizione statistica. Per quanto riguarda \bar{u} , la descrizione statistica interessante per la progettazione è quella dei valori massimi annuali. Spetta poi alla Normativa fissare il valore della probabilità o del periodo di ritorno (di solito un anno) e fornire quindi il valore del massimo annuale di \bar{u} caratterizzato da tale probabilità.

La componente u' appare invece come una successione casuale di valori attorno alla base di riferimento ($u = \bar{u}$): la descrizione statistica appropriata è dunque un processo aleatorio. Giustificazioni teoriche e rilievi sperimentali stabiliscono che il processo può considerarsi stazionario e a distribuzione Gaussiana.

Poichè queste caratteristiche sono spesso assunte per la simulazione analitica della accelerazione sismica, è spontaneo pensare di trattare i due fenomeni allo stesso modo, predisponendo cioè per il vento degli spettri di risposta analoghi a quelli sismici. La questione non è realizzabile facilmente, perchè mentre l'eccitazione sismica è indipendente dalle caratteristiche dell'edificio (astruendo dal problema dell'interazione suolo-struttura), quella del vento dipende dalle caratteristiche di forma e dimensionali (larghezza, altezza) del fabbricato. E' quindi necessario fermarsi alla descrizione di u' : trattandosi di un processo stazionario è sufficiente conoscere la funzione di densità spettrale di potenza: $S_{u'}(f)$. Come è noto, il significato fisico della funzione $S_{u'}(f)$ è legato alla seguente proprietà: il suo integrale, esteso a tutto il campo di frequenze, fornisce il valore quadratico medio di u' :

$$\bar{u}'^2 = \int_0^{\infty} S_{u'}(f) \cdot df$$

La radice quadrata di \bar{u}'^2 si assume come misura della intensità della turbolenza. $S_{u'}(f)$ descrive dunque il modo in cui l'intensità è distribuita nel campo delle frequenze.

E' stato mostrato da Davenport ([3]) che la grandezza $\frac{f \cdot S_{u'}(f)}{\bar{U}_{10}^2}$ (\bar{U}_{10} = velocità media all'altezza di 10 metri dal suolo), esaminata in funzione del rapporto $\frac{f}{\bar{U}_{10}}$, è indipendente da \bar{U}_{10} ed il suo andamento è con buona approssimazione lo stesso anche in luoghi diversi, a parità di rugosità superficiale. Le esperienze indicano una dipendenza lineare da tale fattore. La funzione completa proposta da Davenport è:

$$\frac{f \cdot S_{u'}(f)}{K \cdot \bar{U}_{10}^2} = \frac{4 x^2}{(1+x^2)^{4/3}} \quad \left(x = 1200 \frac{f}{\bar{U}_{10}} \right) \quad 12)$$

nella quale K, fattore di trascinamento, dipende dalla rugosità superficiale e varia da $K=0,005$ per terreni aperti pianeggianti a $K=0,015$ nei centri urbani.

Ponendo nella 12) i dati:

$$\bar{U}_{10} = 20 \text{ m/sec} \quad \bar{U}'^2 = 2400 K$$

si ottiene il diagramma in Fig. 5

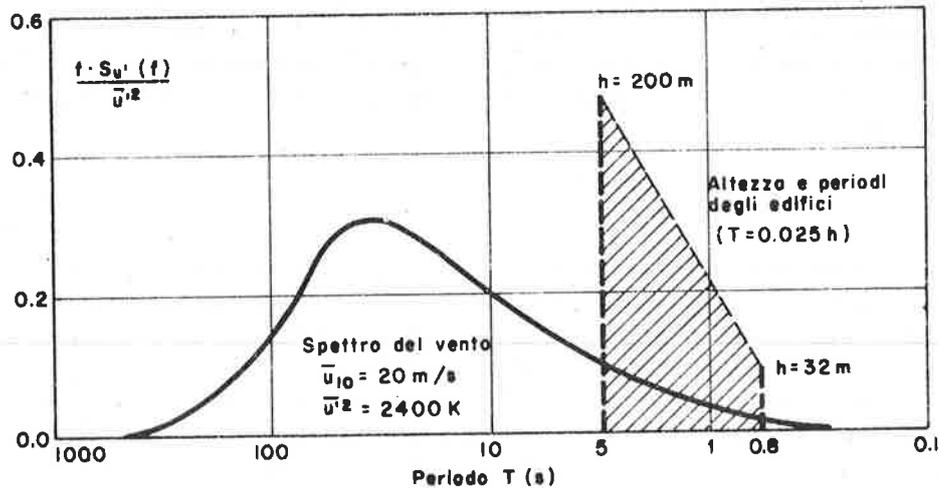


Fig. 5 - Spettro di potenza adimensionale del vento.

Le armoniche di maggiore importanza sono comprese nell'intervallo dei periodi: $8 < T < 100$ secondi. Al crescere della frequenza la densità di potenza decresce rapidamente, e per $T < 0,5$ sec può considerarsi trascurabile.

Nella figura è anche indicata la fascia di periodi propri degli edifici e le corrispondenti altezze, avendo assunto la relazione $T=0,025 h$, riferibile approssimativamente agli edifici in cemento armato. L'effetto dinamico del vento comincia dunque ad esistere per edifici con periodo proprio $T \geq 0,8$ sec. E' interessante considerare che, secondo la normativa italiana, lo spettro di risposta sismico a partire da tale periodo comincia a decrescere.

Si ricava inoltre dall'esame della Fig. 5 che la risposta dinamica degli edifici al vento è data essenzialmente dal primo modo di vibrazione: salvo che per edifici molto alti infatti, la potenza di eccitazione corrispondente al secondo periodo proprio è trascurabile (°).

(°) Vi è anche un'altra ragione per cui i modi superiori hanno importanza secondaria sulla risposta. Le azioni dinamiche esercitate dal vento in punti distinti della struttura tendono a divenire incorrelate tra loro, al crescere della frequenza, così che l'effetto medio statistico tende ad annullarsi.

Risposta delle strutture

Occorre in primo luogo mettere in relazione la velocità u del vento misurata in assenza di edificio con la pressione che essa può esercitare su una parete posta normalmente alla sua direzione. Questo passaggio, che qualifica in modo incisivo il livello di approssimazione della analisi, è posto generalmente nella forma:

$$q(x,y) = \frac{1}{2} C_p(x,y) \cdot \rho \cdot u^2(x,y) \quad 13)$$

nella quale ρ è la densità dell'aria e $C_p(x,y)$ un coefficiente di pressione teoricamente variabile da punto a punto in funzione delle caratteristiche di $u(x,y)$ e aerodinamiche dell'opera investita. Nel seguito C_p sarà assunto costante, indipendente dal rapporto larghezza-altezza del fabbricato e dalla velocità u . E' noto che in tal modo la 13) diviene anche assai imprecisa nel dettaglio: ciò si verifica in particolare in prossimità dei bordi laterali e del lato superiore del fabbricato ed inoltre sulla faccia posteriore a quella investita dal vento. Essa è tuttavia adeguata se si cercano gli effetti globali di pressione su edifici a facce piane con rapporti $\frac{h}{b}$ non superiori a 8÷10.

Si imposta ora l'analisi modale della struttura con la posizione semplificata:

$$V(x,t) = Y(t) \cdot \varphi(x) \quad 14)$$

Assumendo cioè il solo primo modo per descrivere la risposta. La relativa unica equazione differenziale nella variabile generalizzata $Y(t)$ si scrive:

$$\ddot{Y} + 2\omega v \dot{Y} + \omega^2 Y = \frac{1}{\bar{m}} Q(t) \quad 15)$$

Nella 15) compaiono, oltre alla frequenza fondamentale ω , la massa generalizzata \bar{m} e la forza generalizzata $Q(t)$, risultante delle pressioni agenti sulla faccia investita dal vento.

$$\bar{m} = \int_0^h m(x) \cdot \varphi^2(x) \cdot dx \quad 16)$$

$$Q(t) = \int_A q(x) \cdot \varphi(x) \cdot dA$$

Analogamente al caso di sisma, si vuole determinare il valore massimo della risposta generalizzata: Y_{max} . Vi è nel caso del vento un passaggio in più: poichè in partenza si possiede la statistica della velocità, occorre prima ricavare quella della pressione generalizzata $q(t)$, definita dalla 16). L'equazione 15) permette poi il passaggio da $q(t)$ alla risposta generalizzata.

E' da notare però che la soluzione della 15) fornisce solo la componen-

te "dinamica" della risposta (quella dovuta alla turbolenza \bar{u}). Per avere la risposta completa è quindi da aggiungervi la componente "statica" (dovuta alla velocità media \bar{u}):

$$Y_{\max} = (Y_{st} + Y_{din})_{\max} \quad 17)$$

Il procedimento per arrivare ad Y_{\max} , che richiede passaggi di dinamica aleatoria, è riportato in sintesi in Appendice.

Il risultato viene di solito presentato attraverso un fattore, G , che esprime il rapporto tra la risposta massima dinamica e quella statica, in modo che:

$$Y_{\max} = (1+G) \cdot Y_{st} \quad 18)$$

Il fattore di amplificazione $(1+G)$, che nella 18) è riferito alla risposta modale, viene poi per comodità riferito alla pressione agente sull'edificio, ponendo cioè: $q_{\max} = (1+G) \bar{q}$, essendo \bar{q} il valore della pressione "statica" o "media" fornito dalle Norme.

La risposta "statica" generalizzata si può ottenere dalla 15), ponendo a zero i termini dipendenti dal tempo:

$$Y_{st} = \frac{\bar{Q}}{\bar{m} \cdot \omega^2} \quad 19)$$

Le tre grandezze di risposta già considerate per l'azione sismica sono date ora:

spostamento massimo in sommità

$$V(h,t)_{\max} = Y_{\max} \cdot \varphi(h) = (1+G) \frac{\bar{Q}}{\bar{m} \cdot \omega^2} \varphi(h) \quad 20)$$

sforzo di taglio massimo alla base

$$Q_{\max} = \int_0^h q_{\max}(x) \cdot b \cdot dx = (1+G) \cdot b \cdot \int_0^h \bar{q}(x) \cdot dx \quad 21)$$

momento ribaltante massimo alla base

$$M_{\max} = \int_0^h q_{\max}(x) \cdot b \cdot x \cdot dx = (1+G) \cdot b \cdot \int_0^h \bar{q}(x) \cdot x \cdot dx \quad 22)$$

Nelle espressioni precedenti la geometria dei modi interviene nella forza e nella massa generalizzate \bar{Q} e \bar{m} e, a rigore, nel fattore di amplificazione dinamica G . Tuttavia la sensibilità di G alla forma di vibrazione è molto modesta, e data la natura semplificata del procedimento per ottenerlo, si può nei calcoli trascurarla.

L'altezza dell'edificio interviene nel valore della frequenza fondamentale ω , l'intensità del vento e la sua distribuzione lungo l'altezza nella funzione $\bar{q}(x)$ (°).

APPLICAZIONI

Al fine di un confronto tra gli effetti prodotti dal sisma e dal vento, e per meglio isolare l'influenza delle variabili principali, come l'altezza dell'edificio ed il modello dinamico, alcune caratteristiche sia degli edifici che delle azioni esterne sono state fissate.

Caratteristiche degli edifici

Il periodo fondamentale è stato assunto proporzionale all'altezza del fabbricato, nella forma:

$$T = 0,025 h \quad , \quad \text{da cui anche:} \quad \omega = \frac{2\pi}{T} = \frac{250}{h}$$

Il campo di variazione esaminato per l'altezza va da 20 a 150 metri, mentre per la larghezza b , significativa nei riguardi del vento, è stata assunta la legge:

$$\begin{aligned} b &= h && \text{per } h = 20 \\ b &= 0,25 \cdot h && \text{per } h = 150 \\ b &= 20 + 0,135(150-h) && \text{per } 20 \leq h \leq 150 \end{aligned}$$

Alla massa m , costante per unità di lunghezza, è stato dato il valore:

$$m = \frac{1}{g} (0,5 \cdot b^2) \quad , \quad \text{e risulta quindi, attraverso } b, \text{ proporzionale al quadra-}$$

(°) Per il calcolo di Q_{max} e M_{max} si dovrebbero correttamente considerare, così come nel caso sismico, gli integrali delle forze d'inerzia ripartite lungo la altezza. In tal modo interverrebbe anche per tali grandezze la geometria modale, che è invece assente dalle 21) e 22).

Volendo utilizzare le forze di inerzia, si dovrebbe ricavare un secondo fattore di amplificazione, relativo alla accelerazione generalizzata massima:

$$\ddot{Y}_{max} = G' \cdot Y_{st}$$

e quindi operare con le stesse espressioni viste per il caso sismico. L'approssimazione delle 21) e 22) è d'altra parte omogenea con quella generale del procedimento.

to dell'altezza del fabbricato.

Il fattore di smorzamento ha il valore: $\eta = 0,02$.

Azione sismica e del vento

Si è considerato lo spettro di risposta valido per il territorio italiano nelle zone di prima categoria. L'espressione analitica dello spettro è:

$$S_a(T) = 0,1 g \quad \text{per } T \leq 0,8 \text{ s} \leftrightarrow h \leq 32 \text{ m}$$

$$S_a(T) = 0,086 \cdot g \cdot T^{-2/3} = g \cdot h^{-2/3} \quad \text{per } T \geq 0,8 \text{ s} \leftrightarrow h \geq 32 \text{ m}$$

L'accelerazione massima varia dunque inversamente all'altezza, ma in misura meno che lineare.

Per il vento, l'espressione $\bar{u}(x) = U_0 \left(\frac{x}{x_0}\right)^\alpha$ con i valori :

$U_0 = 65 \text{ m/s}$; $x_0 = 400 \text{ m}$; $\alpha = 0,17$, dà luogo al diagramma di pressione riportato nelle figure 6, 8 e 9.

All'altezza di 150 m si ha un valore di 190 kg/m² che corrisponde ad una zona di forte ventosità, secondo i dati contenuti nella normativa italiana.

Il primo modo di vibrazione, l'unico considerato per l'azione del vento, ha la forma:

$$\varphi(x) = \left(\frac{x}{h}\right)^\beta$$

con $\beta = 1,5$ oppure 0,5 per i due casi di comportamento "a flessione" o "a taglio".

Al fattore di picco, K, è stato assegnato il valore costante $K = 3,5$.

Nella Tab. 2 sono raccolti i valori di alcune grandezze, dipendenti dalla forma dei modi, che compaiono nelle espressioni delle risposte al sisma e al vento.

	FLESSIONE			TAGLIO		
	1° modo	2° modo	3° modo	1° modo	2° modo	3° modo
$\int_0^h m \cdot \varphi(x) \cdot dA = m \cdot h \cdot$	0,587	0,333	0,191	0,955	0,318	0,191
$\int_0^h m \cdot \varphi^2(x) \cdot dA = m \cdot h \cdot$	0,378	0,378	0,378	0,750	0,750	0,750
α_n	1,565	0,876	0,505	1,273	0,424	0,254
$\int_0^h m \cdot \varphi(x) \cdot x \cdot dx = m \cdot h^2 \cdot$	0,427	0,073	0,023	0,608	0,067	0,024

Tabella 2

Nella seconda riga sono le masse generalizzate, costanti in tutti i modi ma molto diverse tra il tipo "a flessione" e il tipo "a taglio". Sulla terza i coefficienti di partecipazione, quozienti tra la prima e la seconda riga. La quarta riga, fornisce i coefficienti per il calcolo del momento alla base (cfr. eq. 9): si può già osservare che i modi superiori al primo danno un contributo molto secondario.

Nella Fig. 6 sono diagrammati gli spostamenti massimi in sommità in funzione dell'altezza. Indicazioni qualitative sull'andamento di questa grandezza di risposta si ottengono dall'esame delle espressioni 6) e 20). La combinazione delle risposte modali per effetto del sisma si esprime, utilizzando la 6):

$$V(h)_{max} = \left[\sum_1^3 \left[\alpha_i \cdot \frac{S_a(n_i \cdot \omega_i)}{n_i^2 \cdot \omega_i^2} \right]^2 \right]^{1/2} \quad (23)$$

con: $n_1 = 1$; $n_2 = 6,27$; $n_3 = 17,6$ per il modello "a flessione"
 $n_1 = 1$; $n_2 = 3$; $n_3 = 5$ per il modello "a taglio"

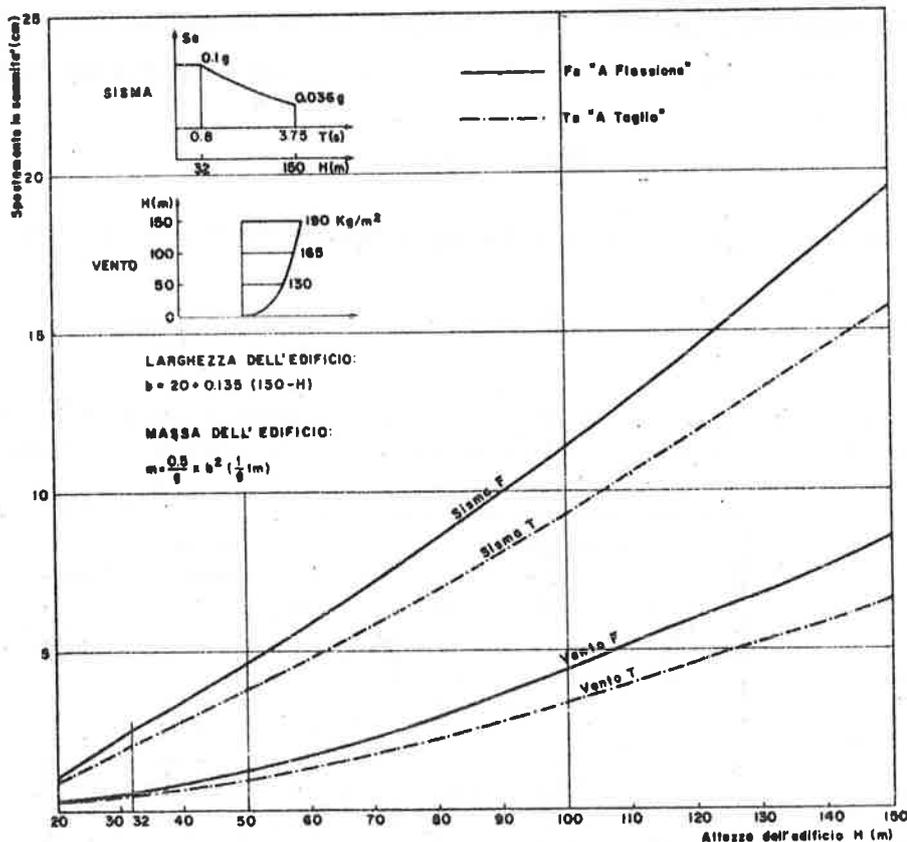


Fig. 6 - Spostamenti massimi per effetto del sisma e del vento

La presenza del fattore n_i^2 a denominatore rende trascurabile, specie per il tipo "a flessione" l'effetto dei modi superiori sullo spostamento in sommità. In effetti le curve diagrammate, ottenute tramite la 23) sono indistinguibili da quelle relative al solo primo modo.

Grazie al maggiore valore del coefficiente di partecipazione α , il modello "a flessione" ha uno spostamento massimo più grande, nel rapporto $\frac{1,565}{1,27} = 1,23$.

In realtà la prima forma di vibrazione di molti fabbricati è più simile ad una linea retta che ad una delle due curve adottate, nel qual caso il coefficiente di partecipazione vale: $\alpha = 1,5$ molto prossimo quindi al maggiore dei due.

Per quanto riguarda la dipendenza dall'altezza, poiché ω_1^2 è inversamente proporzionale ad h^2 , mentre $S_B(\omega_1)$ è proporzionale ad $h^{-2/3}$, lo spostamento massimo risulta crescente con l'altezza in ragione poco più che lineare ($h^{1.34}$).

Lo spostamento massimo dovuto al vento è dato dalla 20):

$$V(n)_{\max} = (1+G) \frac{\bar{Q}}{\bar{m} \cdot \omega_1^2} \quad 20)$$

Il fattore $(1+G)$ è indipendente dalla forma modale; calcolato in funzione dell'altezza e con i valori fissati per le altre variabili, il suo diagramma è riportato nella Fig. 7. I valori maggiori si hanno per fabbricati più bassi; dopo una decrescita rapida nel campo da 20 e 50 m, la diminuzione prosegue in misura molto modesta. Questo andamento si spiega con il fatto che, nonostante la sensibilità dinamica dell'edificio aumenti con l'altezza, l'aumento della superficie (specialmente unidirezionale) fa diminuire la pressione dinamica efficace.

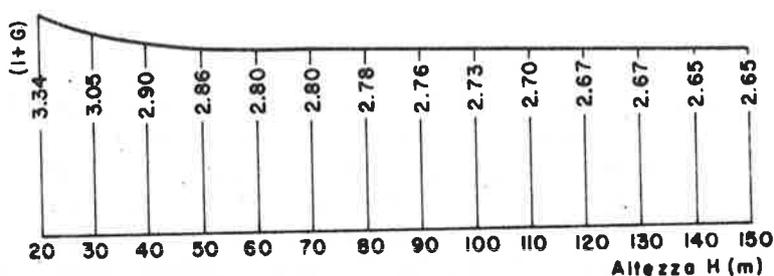


Fig. 7 - Fattore di amplificazione $(1+G)$ in funzione dell'altezza H.

La dipendenza di $V(h)_{\max}$ dalla forma modale sta in \bar{Q} ed in \bar{m} . La forza generalizzata \bar{Q} è data dalla 16) che esplicitata diviene:

$$\bar{Q} = \int_0^h \frac{1}{2} C_p \cdot \rho \cdot u_0^2 \left(\frac{x}{x_0}\right)^{2\alpha} \left(\frac{x}{h}\right)^\beta \cdot b \cdot dx = \begin{matrix} \text{flessione} & 12,125 \\ \text{taglio} & 18,715 \end{matrix} b \cdot h^{2\alpha+1} \quad 16')$$

Dividendo \bar{Q} per la massa generalizzata \bar{m} (vedi Tab.2) il risultato (proporzionale a $v(h)_{max}$) è maggiore per il modello flessionale, nella misura di circa il 30% .

Circa la dipendenza complessiva di $v(h)_{max}$ dall'altezza, tenendo conto delle espressioni di \bar{Q} , \bar{m} ed ω_1 ed anche delle scelte adottate, lo spostamento massimo risulta proporzionale ad $h^{2.34}$. L'importanza relativa del vento rispetto al sisma aumenta quindi al crescere dell'altezza. Nell'esempio considerato, e per il modello flessionale, il rapporto $\frac{V_{max} \text{ sisma}}{V_{max} \text{ vento}}$ vale 3,23 per $h=70$ e 2,29 per $h=150$. Per questa altezza, lo $\frac{V_{max} \text{ sisma}}{V_{max} \text{ vento}}$ spostamento massimo prodotto dal vento uguaglia quello prodotto da un sisma avente uno spettro di risposta con plafond: $S_a = \frac{0,1}{2,29} g \approx 0,044 g$: tenendo conto della differente natura delle due azioni, la loro rilevanza strutturale può già considerarsi equivalente.

Lo sforzo di taglio massimo alla base, in funzione dell'altezza, è diagrammato in Fig. 8.

Per quanto riguarda il sisma, utilizzando la 8) e con il nuovo simbolo:

$$\int_0^h m(x) \cdot \varphi_i(x) = m \cdot h \cdot \Gamma_i$$

lo sforzo di taglio risultante è dato dall'espressione:

$$Q_{max} = \left[\sum_{i=1}^3 \alpha_i \left[S_a(n_i \cdot \omega_i) \cdot m \cdot h \cdot \Gamma_i \right]^2 \right]^{1/2} \quad (24)$$

I valori di Γ_i sono contenuti nella Tab. 2.

L'effetto complessivo dei tre modi è molto simile per i due modelli, specialmente per le altezze maggiori. Si nota però che mentre per il tipo "a taglio" la risposta è condizionata dal solo primo modo, per il tipo "a flessione" il contributo degli altri due è considerevole. Ciò è dovuto sia alla forma del modo (cfr. Tab. 2), sia alla forma dello spettro di risposta: la seconda e terza frequenza degli edifici "a flessione" cadono infatti, per qualunque altezza, nel tratto a valore costante dello spettro, mentre lo spettro di risposta per il secondo modo degli edifici "a taglio" decresce in funzione dell'altezza.

Dalla struttura della 24) si rileva che Q_{max} cresce proporzionalmente ad $h^{2.34}$.

Per il vento, sviluppando la 21) si ottiene:

$$Q_{max} = (1+G) \frac{1}{2} \cdot C_p \cdot \rho \cdot u_0^2 \frac{b h^{2\alpha+1}}{x_0^{2\alpha} \cdot (2\alpha+1)}$$

Questo effetto è dunque proporzionale ad $h^{3.34}$. Per $h=150$, il rapporto

$\frac{Q_{max} \text{ sisma}}{Q_{max} \text{ vento}}$ vale 2,24, valore simile a quello trovato per gli spostamenti.

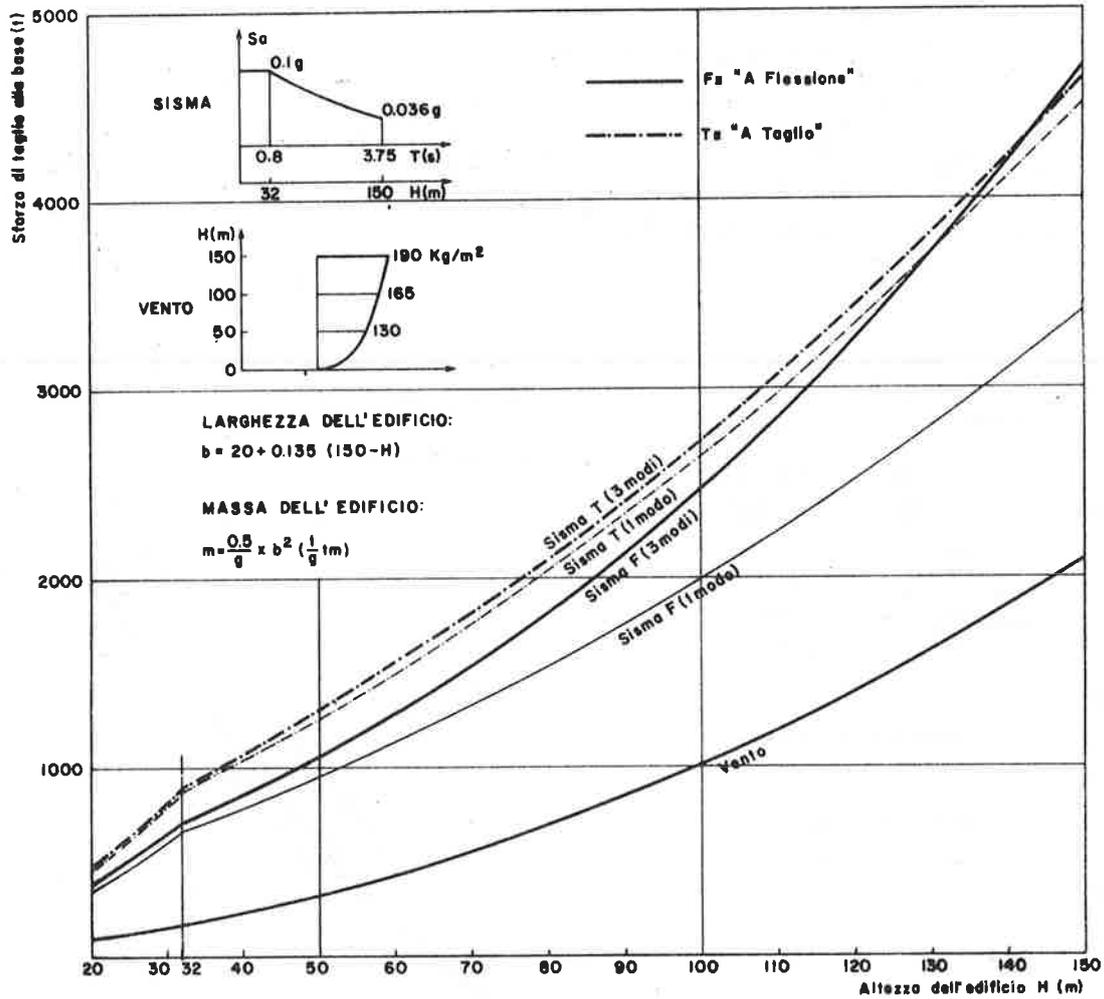


Fig. 8 - Sforzi di taglio massimi per effetto del sisma e del vento.

Nei diagrammi di Fig. 9 è rappresentato il momento alla base dell'edificio, in funzione dell'altezza. Come già anticipato, il primo modo è determinante per questa grandezza; solo nel modello "a flessione" e per le altezze

maggiori il secondo modo offre un piccolo contributo: le ragioni sono le stesse indicate per lo sforzo di taglio. L'espressione di M_{max} , ricavata dalla 9) e con il nuovo simbolo:

$$\int_0^h m(x) \cdot \varphi_i(x) \cdot x \cdot dx = m \cdot h^2 \cdot \phi_i$$

è :

$$M_{max} = \left[\sum_i^3 \left[\alpha_i S_i (n_1 \cdot \omega_1) \cdot m \cdot h^2 \cdot \phi_i \right]^2 \right]^{1/2} \quad (24)$$

con i valori di ϕ_i contenuti nella Tab.2 .

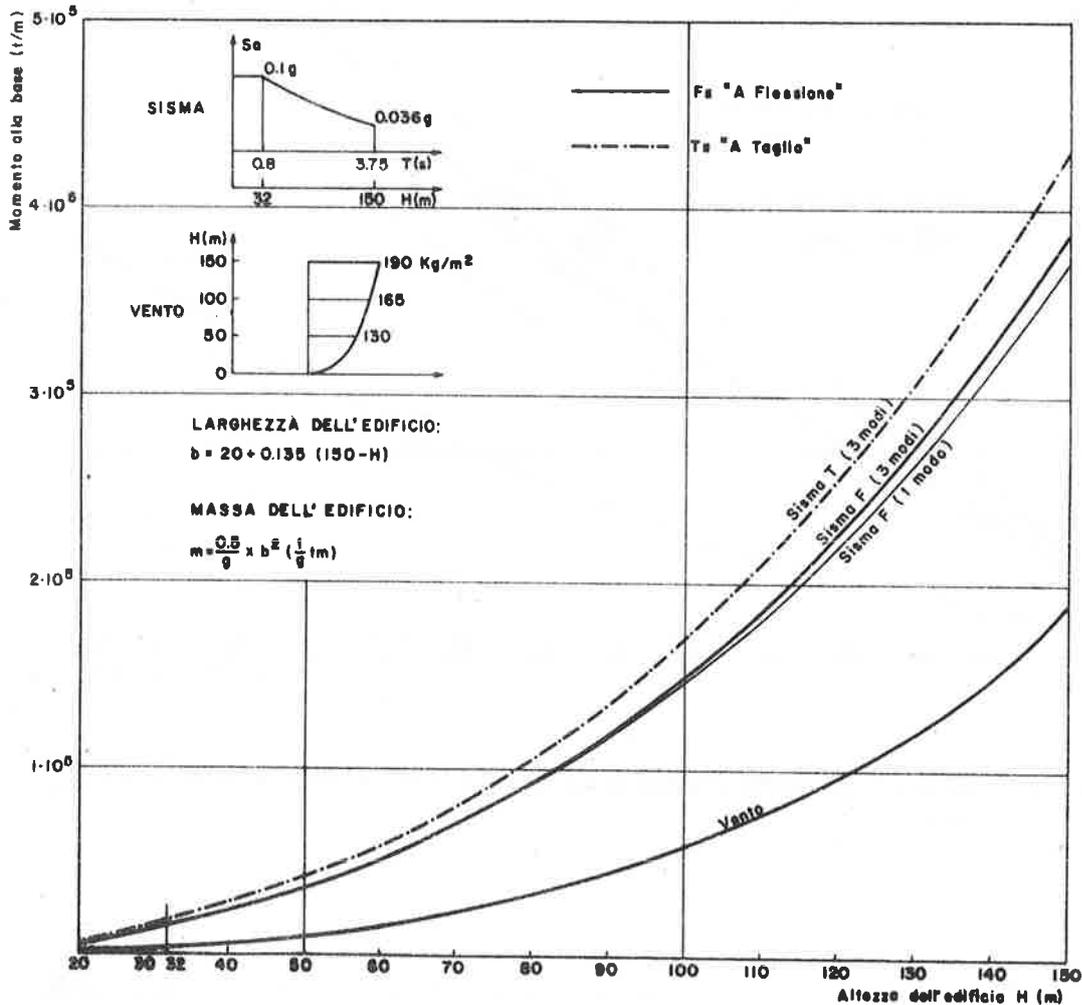


Fig. 9 - Momenti ribaltanti massimi per effetto del sisma e del vento.

L'effetto complessivo, analogamente al caso del taglio, è molto simile per i due modelli: per l'altezza massima la differenza è del 12%.

L'espressione 24) indica che il momento ribaltante cresce con la potenza $3,34$ dell'altezza h .

Per il vento, sviluppando la 22) si ottiene:

$$M_{\max} = (1+G) \frac{1}{2} C_p \cdot \rho \cdot u_o^2 \frac{b \cdot h^{2\alpha+2}}{x_0^{2\alpha(2\alpha+2)}}$$

da cui si rileva che M_{\max} cresce proporzionalmente ad $h^{4,34}$. Per $h=150$, il rapporto $\frac{M_{\max} \text{ sisma}}{M_{\max} \text{ vento}}$ vale $2,40$ e diminuisce in misura inversa ad h , come del resto già osservato per gli analoghi rapporti tra gli spostamenti e gli sforzi di taglio.

CONCLUSIONI

La geometria di molti edifici alti e le misure delle loro caratteristiche dinamiche indicano che è possibile studiarne la risposta usando modelli semplici, governati da tipici rapporti di frequenze e forme di vibrazione. In questo studio si mostra l'applicabilità di tali modelli per ricavare indicazioni sulla risposta degli edifici alti all'azione del sisma e del vento. I risultati ottenuti consentono di enunciare:

- l'effetto del vento cresce con l'altezza in misura maggiore dell'effetto sismico e per altezze intorno a 150 m i problemi strutturali creati dalle due cause sono di rilevanza comparabile
- lo spostamento massimo in sommità, lo sforzo di taglio alla base ed il momento ribaltante dovuti al sisma crescono secondo potenze crescenti di h : approssimativamente $1,5$, $2,5$, $3,5$. Gli stessi effetti dovuti al vento crescono con potenze $2,5$, $3,5$, $4,5$
- lo spostamento ed il momento ribaltante massimi dipendono quasi esclusivamente dal primo modo, lo sforzo di taglio può dipendere anche dai modi superiori
- l'effetto dei modi superiori tende a crescere con l'altezza
- le differenze tra il modo "a flessione" e il modo "a taglio", pur così diversi nel loro meccanismo strutturale, sono rilevanti solo nei riguardi degli spostamenti massimi in sommità; tuttavia è raro che un edificio reale manifesti un primo modo "a taglio", mentre è più frequente una forma pressochè lineare: gli spostamenti massimi che si ottengono con un modo lineare sono molto vicini a quelli del modello "a flessione".

Tali risultati sono indubbiamente legati alle particolari scelte di importanti caratteristiche relative all'edificio, come il rapporto larghezza-altezza e il valore della massa, come anche alla scelta della forma e intensità delle cause eccitatrici.

Tuttavia i valori assunti per le caratteristiche si trovano nella fascia centrale del campo di variabilità, e le cause eccitatrici sono quelle previste dalle norme per tutte le costruzioni nel territorio italiano.

Ai risultati resta quindi comunque un sicuro significato qualitativo, e allo studio un significato di saggio di applicazione tecnica di modelli teorici: l'importanza pratica di questi modelli aumenterà quanto più, attraverso maggiori conoscenze sperimentali, sarà possibile collegarli in modo semplice e bene approssimato alle reali caratteristiche strutturali degli edifici.

APPENDICE

Derivazione del fattore di amplificazione dinamica per effetto del vento

La pressione per unità di superficie esercitata dal vento su una parete normale alla sua direzione si pone nella forma:

$$q(x,y,t) = \frac{1}{2} C_p(x,y) \cdot \rho \cdot u^2(x,y,t) \quad (^\circ) \quad A1)$$

nella quale u è la somma della componente media, a bassa frequenza:

$$u = \bar{u} + u' \quad A2)$$

Ai fini della eccitazione dinamica delle strutture solo u' è da considerarsi funzione del tempo.

Sostituendo nella A1) e tenendo conto che il termine \bar{u}'^2 è trascurabile in media rispetto ad \bar{u}^2 , si ha:

$$q(t) = \bar{q} + q'(t) = C_p \cdot \rho \cdot \left(\frac{\bar{u}^2}{2} + \bar{u} \cdot u' \right) \quad A3)$$

In analisi modale, l'equazione differenziale di equilibrio dinamico relativa al solo primo modo si presenta nella forma:

$$\ddot{y}(t) + 2\omega_v \dot{y}(t) + \omega^2 y(t) = \frac{1}{\bar{m}} (\bar{Q} + Q'(t)) \quad A4)$$

dove:

y è la risposta generalizzata ($v(x,t) = \varphi(x) \cdot y(t)$)

\bar{m} è la massa generalizzata ($\bar{m} = \int_0^h m(x) \cdot \varphi^2(x) \cdot dx$)

ω e v sono frequenza e smorzamento del primo modo di vibrazione

\bar{Q} e $Q'(t)$ sono le forze generalizzate derivanti rispettivamente da \bar{q} e da $q'(t)$:

$$\bar{Q} = \int_A C_p \cdot \rho \cdot \frac{\bar{u}^2}{2}(x) \cdot dx \cdot dy \quad A5)$$

$$Q'(t) = \int_A C_p \cdot \rho \cdot \bar{u} \cdot u' \cdot \varphi(x) \cdot dx \cdot dy$$

($^\circ$) Quando non vi è pericolo di confusione si omettono le variabili nei simboli delle funzioni. Così:

$$u(x,y,t) \equiv u$$

Si userà anche: u_1 per indicare $u(x_1, y_1)$

Nella equazione 4) solo il termine $Q'(t)$ produce effetti dinamici. La risposta dovuta al termine costante \bar{Q} si ottiene direttamente annullando \dot{y} e \ddot{y} :

$$y_{st} = \frac{1}{\bar{m} \cdot \omega^2} \bar{Q} \quad A6)$$

Nel seguito si considererà presente nella 4) il solo termine Q' .

La risposta y è, al pari della causa eccitatrice Q' , un processo stazionario, Gaussiano, a valor medio nullo. L'analisi ha per scopo la determinazione del valor quadratico medio, o varianza, di y : σ_y^2 . La formulazione del coefficiente di amplificazione dinamica segue poi immediatamente.

Il dato di partenza è la componente turbolenta di velocità u' , nota attraverso la sua densità spettrale di potenza: $S_{u'_{1,2}}(f)$. Tale funzione è definita dalla proprietà:

$$\int_0^{\infty} S_{u'_{1,2}}(f) \cdot df = E [u'_1 \cdot u'_2] \quad A7)$$

ossia che integrandola all'intero campo delle frequenze si ottiene il valore medio o atteso del prodotto delle velocità in due punti distinti. Se i punti vengono fatti coincidere, essa fornisce il valor quadratico medio di u' nel punto considerato.

Lo schema seguente indica la sequenza per giungere a σ_y^2 .

$$\begin{array}{ccccccc} \text{densità di } u' & & \text{densità di } Q' & & \text{densità di } y & & \text{varianza di } y \\ S_{u'_{1,2}}(f) & \longrightarrow & S_{Q'}(f) & \longrightarrow & S_y(f) & \longrightarrow & \int_0^{\infty} S_y(f) \cdot df \equiv \sigma_y^2 \end{array}$$

Forma analitica di $S_{u'_{1,2}}(f)$

La forma proposta da Davenport (|4|) e Vickery (|8|) è:

$$S_{u'_{1,2}}(f) = S_{u'}(f) \cdot R(x_1 \cdot y_1 \cdot x_2 \cdot y_2 \cdot f) \text{ con :}$$

$$R = \exp \frac{-f \sqrt{C_x^2 (x_1 - x_2)^2 + C_y^2 (y_1 - y_2)^2}}{(\bar{u}_1 + \bar{u}_2) / 2} \quad A8)$$

$$S_{u'}(f) = \frac{2n \cdot L(h)}{3 \cdot \bar{u}(h)} \left(\frac{n = f \cdot L(h)}{\bar{u}(h)} \right) \cdot \frac{1}{(1+n^2)^{4/3}}$$

$L(h) \equiv$ lunghezza con funzione di scala
 $C_x, C_y \equiv$ costanti

Sulla struttura della 8) si possono fare le osservazioni seguenti:

- la densità spettrale di u' , $S_{u'}$, è considerata indipendente dalla posizione. Il valore quadratico medio della turbolenza: σ_u^2 , risulta quindi anch'esso indipendente dalla posizione, e in particolare dall'altezza. La funzione $S_{u'}(f)$ è diagrammata nella Fig. 5 del testo.
- per la presenza della funzione R la densità di potenza $S_{u'_{1,2}}$ decresce esponenzialmente con la frequenza (le frequenze superiori sono meno correlate) e con la distanza fra i due punti considerati; cresce invece secondo una funzione esponenziale della velocità media (e quindi dell'altezza).

Densità di potenza dell'eccitazione Q' : $S_{Q'}(f)$

Per ricavare $S_{Q'}(f)$, si parte dal prodotto della funzione Q' in due istanti distinti. Utilizzando la 5) si ha :

$$\begin{aligned} Q'(t) \cdot Q'(t+\tau) &= \int_A C_p \cdot \rho \cdot \bar{u} \cdot u'(t) \cdot \varphi(x) \cdot dA \cdot \int_A C_p \cdot \rho \cdot \bar{u} \cdot u'(t+\tau) \cdot \varphi(x) \cdot dA = \\ &= \rho^2 \cdot \bar{u}_0^2 \int_A \int_A \psi_1 \cdot \psi_2 \cdot u'(t) \cdot u'(t+\tau) \cdot dA_1 \cdot dA_2 \end{aligned} \quad A9)$$

avendo introdotto la nuova funzione:

$$\psi = \psi(x, y) = C_p(x, y) \cdot \varphi(x) \cdot \frac{\bar{u}(x, y)}{\bar{u}_0}$$

Eseguendo ora la media nel processo della relazione 9), i prodotti $Q'(t) \cdot Q'(t+\tau)$ e $u'(t) \cdot u'(t+\tau)$ a primo e secondo membro si mutano nelle funzioni di autocorrelazione rispettivamente di Q' e di u' : $R_{Q'}(\tau)$ ed $R_{u'}(\tau)$. Le trasformate di Fourier di tali funzioni sono poi le densità di potenza $S_{Q'}(f)$ ed $S_{u'_{1,2}}(f)$.

Si può scrivere quindi:

$$S_{Q'}(f) = \rho^2 \cdot \bar{u}_0^2 \int_A \int_A \psi_1 \cdot \psi_2 \cdot S_{u'_{1,2}}(f) \cdot dA_1 \cdot dA_2 \quad A10)$$

Per calcolare la 10) occorre naturalmente introdurre le espressioni analitiche di ψ ed $S_{u'_{1,2}}$ aggiungendo altre due ipotesi:

$$\begin{aligned} \varphi(x) &= \left(\frac{x}{h}\right)^\beta \\ \bar{u}(x) &= \bar{u}(h) \cdot \left(\frac{x}{h}\right)^\alpha \end{aligned} \quad A11)$$

La prima della 11) riguarda la forma del modo di vibrazione fondamentale della struttura; variando il coefficiente β si possono riprodurre con buona approssimazione i modi "a flessione", "a taglio", o altri intermedi.

La seconda afferma che la velocità media \bar{u} è funzione di una sola variabile, l'altezza, con una legge di potenza regolata dal parametro α .

Eseguita, l'integrazione della 10), è utile presentare il risultato nella forma:

$$S_{Q'}(f) = \left[\frac{C_p \cdot \rho \cdot \bar{u}^2(h) \cdot b \cdot h}{2(1+\beta+\alpha)} \right]^2 \frac{4 \cdot u'^2}{\bar{u}^2(h)} \cdot S_{u'}(f) \cdot \chi^2(F, \lambda) \quad A12)$$

La nuova funzione che compare nella 12) : $\chi^2(F, \lambda)$ è il risultato della doppia integrazione, sulla superficie investita dal vento, del prodotto di tutte le funzioni che dipendono da x ed y , e cioè la forma di vibrazione della struttura, la velocità media del vento e la sua funzione di correlazione, R . Il significato fisico della funzione $\chi^2(F, \lambda)$ deriva dalla proprietà, mostrata dalla 12), che, il prodotto di essa per la funzione $S_{u'}(f)$, la quale riguarda esclusivamente la turbolenza del vento, conduce alla funzione $S_{Q'}(f)$ che descrive invece l'azione prodotta dal vento sulla struttura. La funzione $\chi^2(F, \lambda)$, che si è detto dipende dalla geometria della struttura investita e dalle sue caratteristiche dinamiche, nonché dalle caratteristiche del vento, prende il nome di "ammettenza aerodinamica". Le due variabili adimensionali F e λ sono definite da:

$$\lambda = \frac{C_y \cdot b}{C_x \cdot h} \quad F = \frac{C_x \cdot f \cdot h}{\bar{u}(h)} \quad A13)$$

Densità di potenza e valor quadratico medio della risposta

Per un sistema dinamico ad un grado di libertà, le cui oscillazioni sono governate dall'equazione 4), il passaggio tra la densità di potenza dell'entrata: $\frac{1}{m} S_{Q'}(f)$, a quella dell'uscita: $S_y(f)$ è dato dalla nota relazione:

$$S_y(f) = \frac{H^2(f)}{\omega^4} \cdot S_{Q'}(f) \quad A14)$$

nella quale $\frac{H(f)}{\omega^4}$ è la funzione di risposta in frequenza del sistema. Il valore quadratico medio della risposta, σ_y^2 , si ottiene poi integrando la densità.

$$\sigma_y^2 = \int_0^\infty S_y(f) df \quad A15)$$

La deviazione standard, o scarto medio, è la radice quadrata di σ_y^2 . Esplicitando le funzioni che compaiono nella 14), integrando ed eseguendo la radice quadrata si ottiene:

$$\sigma_y = \frac{1}{\bar{m} \cdot \omega^2} \frac{1}{(1+\beta+\alpha)} \left[C_p \cdot \rho \cdot \frac{\bar{u}^2(h)}{2} \cdot b \cdot h \right] \frac{2 \sqrt{u'^2}}{\bar{u}(h)} \left[\int_0^\infty S_{u'}(f) \cdot H^2(f) \cdot \chi^2(F, \lambda) \cdot df \right]^{1/2} \quad A16)$$

Fattore di amplificazione dinamica

La risposta alla pressione media \bar{Q} , indicata come risposta "statica", o "media", è data dalla 6) e vale:

$$y_{st} = \frac{1}{\bar{m} \cdot \omega^2} \bar{Q} = \frac{1}{\bar{m} \cdot \omega^2} \int_0^{\infty} C_p \cdot \rho \cdot \frac{\bar{u}^2(x)}{2} \cdot \varphi(x) \cdot dA = \frac{1}{\bar{m} \cdot \omega^2} \left[C_p \cdot \rho \cdot \frac{u^2(h)}{2} \cdot b \cdot h \right] \frac{1}{(1+\beta+2\alpha)}$$

Eseguendo il rapporto tra la deviazione standard e la risposta media, ed introducendo una semplificazione nel calcolo dell'integrale si ottiene:

$$\frac{\sigma_y}{y_{st}} = \frac{1+\beta+2\alpha}{1+\beta+\alpha} \cdot \frac{2 \sqrt{u'^2}}{\bar{u}(h)} \cdot \left[\int_0^{\infty} S_{u'}(f) \cdot \chi^2(F, \lambda) \cdot df + S_{u'}(f_0) \frac{\pi f_0}{4\eta} \chi^2(F_0, \lambda) \right]^{1/2} = \quad A17)$$

$$= r \left[B + \frac{1}{\eta} S \cdot \chi_0^2 \right]^{1/2}$$

La definizione dei nuovi simboli r , B ed S risulta dal confronto tra le due espressioni; f_0 è la frequenza propria del sistema. Il valore massimo atteso della risposta dinamica è dato infine dal prodotto della deviazione standard per un fattore, detto "fattore di picco" derivabile analiticamente in base alle caratteristiche del processo e variabile comunque generalmente entro il campo $3,0 < K < 3,7$.

Si può scrivere quindi:

$$y(\text{din})_{\max} = K \cdot \sigma_y = K \cdot r \cdot \left[B + \frac{1}{\eta} S \cdot \chi_0^2 \right]^{1/2} y_{st} = G \cdot y_{st} \quad A18)$$

avendo così definito G , fattore di amplificazione dinamica. La risposta massima complessiva, statica più dinamica, vale infine:

$$y_{\max} = (1 + G) y_{st} \quad A19)$$

Le funzioni:

$$r = r(\alpha, \beta, \bar{u}'^2, \bar{u}(h)) \equiv \text{fattore di rugosità}$$

$$B = B\left(C_z \cdot \frac{h}{L(h)}, \frac{C_y \cdot b}{C_z \cdot h}\right) \equiv \text{fattore di eccitazione frontale}$$

$$\chi_0^2 = \chi^2(F_0, \lambda) \equiv \text{fattore di riduzione per le dimensioni investite}$$

$$S = S\left(f_0, \frac{L(h)}{\bar{u}(h)}\right) \equiv \text{fattore di energia di turbolenza}$$

sono ormai calcolate e disponibili in forma di diagrammi (ad es. in [3] e in [8]).

RIFERIMENTI

- [1] Blume, I.A. "Dynamic Characteristics of Multistory Buildings" Proceedings, ASCE, Struct. Div. Feb. 1968
- [2] Blume, I.A. "Structural Dynamics of Cantilever-type Buildings". Proceedings, IV W.C.E.E., Santiago del Chile, 1969
- [3] Davenport, A.G. "Gust Loading Factors" J. Struct. Div., ASCE, Vol. 93, June 1967.
- [4] Davenport, A.G. "The Treatment of Wind Loading on Tall Buildings" Symposium on Tall Buildings, Univ. of Southampton, Apr. 1966
- [5] Jennings, P.C. "Spectrum Techniques for Tall Buildings" Proceedings, IV W.C.E.E., Santiago del Chile, 1969
- [6] Newmark, N.M., Rosenblueth, E. "Fundamentals of Earthquake Engineering" Prentice-Hall, 1971
- [7] Rosman, R. "Tables for the Internal Forces of Pierced Shear Walls Subject to Lateral Loads" Bauingenieur-Praxis Heft, 66 - Verlag von W. Ernst & Son 1966
- [8] Vickery, B.J. "On the Reliability of Gust Loading Factors" Proceedings Tech. Meet. on Wind Loads on Build. and Struct. - Nat. Bur. of St., Gaithersburg Maryland. 1969
- [9] Règles Parasismiques et Annexes, Octobre 1970

A P P U N T I S U L L E C I M I N I E R E I N C . A .

Prof. Antonio MIGLIACCI
Soc. Mariani Battista

APPUNTI SULLE CIMINIERE IN C.A.

PARTE A - NOTE PROGETTUALI SUI GUSCI IN C.A. (Prof. A. Migliacci)

- A 1 - Premessa
- A 2 - Azioni ordinarie
 - A 2.1 - Carichi permanenti
 - A 2.2 - Vento
 - A 2.3 - Sisma
- A 3 - Problemi connessi alla forma
 - A 3.1 - Vento e variazioni di pressione nelle sezioni ad anello
 - A 3.2 - Carichi eccentrici sul guscio
 - A 3.3 - Aperture ed inserti
- A 4 - Azioni particolari
 - A 4.1 - Variazioni di temperatura
 - A 4.2 - Esplosioni
 - A 4.3 - Rotazione della fondazione ed errore di verticalità
 - A 4.4 - Effetti del 2° ordine
- A 5 - Limiti dimensionali e tolleranze

PARTE B - NOTE COSTRUTTIVE SUI GUSCI IN C.A. (Soc. Mariani Battista)

- B 1 - Materiali
 - B 1.1 - Requisiti del calcestruzzo fresco
 - B 1.2 - Confezione e posa in opera del calcestruzzo
 - B 1.3 - Cura e controlli del calcestruzzo
 - B 1.4 - Armature metalliche
- B 2 - Casseri scorrevoli
 - B 2.1 - Descrizione
 - B 2.2 - Attrezzature di sollevamento
 - B 2.3 - Variazioni locali di spessore ed aperture

FARTE A - NOTE PROGETTUALI SUI GUSCI IN C.A.

A.1 - PREMESSA

Rispetto alle costruzioni alte di edifici, i gusci delle ciminiere in c.a. presentano specifici problemi progettuali connessi da un lato alla forma propria della struttura, dall'altro lato all'esistenza di azioni particolari che è obbligatorio mettere in conto nel progetto.

Attualmente la misura della sicurezza è impostata sul criterio delle tensioni ammissibili assumendo per queste valori differenziati a secondo della combinazione di azioni considerate nel calcolo. Le moderne proposte di normative, quale quella elaborata dal CICIND (1) cui si farà sovente riferimento, tengono ben presenti queste esigenze. Peraltro, viene riconosciuta la convenienza per un prossimo futuro di presentare anche misure di tipo probabilistico come mi auguro sarà studiato dall'apposita commissione mista CEB - CICIND in via di formazione.

Nei paesi, come il nostro, nei quali non esiste una normativa apposita per le ciminiere, si fa riferimento alle normative del c.a. e a quelle riguardanti le ipotesi di carico sulle costruzioni, misurando la sicurezza con il criterio delle tensioni ammissibili. Operando in questo modo, strategicamente accettabile, è però indispensabile considerare i problemi particolari di "forma" e di "carico", cui sopra si è accennato, e differenziare adeguatamente i tassi di lavoro con l'aggiunta di precisi limiti dimensionali e tolleranze.

Per quanto riguarda i problemi connessi alla forma occorre infatti considerare gli effetti prodotti da:

- il vento e le variazioni di pressione nelle sezioni ad anello del guscio,
- i carichi applicati eccentricamente al guscio,
- le aperture e gli inserti.

Le azioni particolari che è obbligatorio mettere in conto hanno alcune un carattere esplicito, quali le variazioni di temperatura, altre invece derivano in modo implicito dalla particolare geometria e tipologia della struttura (ad esempio, gli effetti del 2° ordine).

Tali azioni sono:

- le variazioni di temperatura (salto termico nello spessore del guscio ed insolamento),
- le esplosioni,
- la rotazione della fondazione e l'errore di verticalità,
- le azioni addizionali dei carichi permanenti conseguenti agli spostamenti laterali della canna (effetti del 2° ordine).

Prima di fornire alcune indicazioni per la soluzione di tali problemi, vale la pena di riportare qualche considerazione sulle azioni ordinariamente considerate (carichi permanenti, vento e sisma).

A.2 - AZIONI ORDINARIE (carichi permanenti, vento e sisma)

A.2.1 - Carichi permanenti

I carichi permanenti, oltre a quello proprio del guscio, sono costituiti da tutti i carichi che gravano sul guscio stesso generati da tutte le costruzioni ed opere di carattere permanente presenti e future.

Per la determinazione delle tensioni occorre stabilire il massimo ed il minimo valore del carico permanente, giacchè durante la costruzione della canna lo stato tensionale più gravoso corrisponde al minimo valore del permanente.

A.2.2 - Vento

La nuova formulazione del vento sulle costruzioni, come previsto dal documento di lavoro CNR (2) attualmente in fase di indagine pubblica, sembra ben adattabile al calcolo dei gusci in c.a. delle alte ciminiere.

Ciò potrà essere confermato dai controlli sistematici che si stanno eseguendo attraverso il confronto dei risultati derivanti da tale documento con quelli della proposta CICIND (1). Comunque, alla base dei due documenti allineati con le altre moderne normative sta la formulazione della pressione "equivalente" del vento q_e come somma della pressione media e degli effetti dinamici prodotti dalle raffiche.

Sostanzialmente, come è noto, si scrive:

$$1) q_e = \frac{1}{2} \rho V_m^2 \cdot (\text{parte media} + \text{parte fluttuante}),$$

la parte fluttuante di carico dipendendo dalle vibrazioni della canna e quindi dal periodo T del suo primo modo proprio di vibrare. I due documenti si diversificano poi per la concreta espressione della 1) nei suoi termini. Senza entrare nel merito di tali documenti, per quanto riguarda il vento si hanno due problemi specifici che vale la pena di ricordare, il primo relativo all'incremento degli effetti del vento prodotto dalle costruzioni poste nelle vicinanze, il secondo il cosiddetto effetto Karman.

Il primo problema si presenta frequentemente nelle centrali termoelettriche dove esistono spesso allineate lungo un asse anche più di due ciminiere.

Si può affermare che il carico di vento su una ciminiera "protetta" sopravento da un'altra ciminiera può essere maggiore del vento che si dovrebbe considerare se la ciminiera fosse isolata. Tale effetto può esaltarsi ancora di più se vi sono più di due ciminiere allineate.

L'influenza di una ciminiera sul carico di vento agente su un'altra ciminiera posta a valle della prima diventa trascurabile solo se la distanza fra le due ciminiere è almeno dell'ordine di $10 D_{\max}$, essendo D_{\max} il diametro della ciminiera maggiore. Pertanto, per distanze minori, tale influenza non è più trascurabile e l'unico modo per valutarla caso per caso è la realizzazione di prove specifiche nella galleria a vento. Per tale problema può anche consultarsi la nota (3).

Similmente dicasi per l'influenza di altre costruzioni poste nelle vicinanze, le quali entro una certa distanza possono far incrementare anche sensibilmente il carico di vento usuale. In tali situazioni le prove nella galleria a vento sono praticamente indispensabili.

Il secondo problema, vibrazioni trasversali della canna colpita dal vento, non si presenta quasi mai nel caso delle ci

miniere in c.a. per due motivi concomitanti, da un lato la parziale scabrosità della superficie della canna cui può assegnarsi un numero di Strouhal $S_t = 0,20$, o anche minore, dall'altro lato il piccolo valore che ha il primo periodo proprio T in relazione all'altezza della canna almeno per le ciminiere più usuali di non grande snellizza. Il pericolo dell'effetto Karman si può dire anzi che sia assolutamente assente nelle canne in c.a. delle ciminiere multicanne che attualmente si vanno a costruire sempre più frequentemente, attesi i valori di T che sono dell'ordine di $0,01 H$ o poco maggiori.

In tali situazioni, per la velocità critica v_{cr} del vento in grado di generare la scia alternata risulta:

$$v_{cr} = \frac{D}{S_t T} \approx \frac{D}{0,20 \cdot 0,01 H} = 500 \frac{D}{H},$$

e con valori di D/H dell'ordine di $1/10 + 1/12$, come è per le ciminiere multicanne:

$$v_{cr} = 50 + 40 \text{ m/sec.}$$

Tali valori sono nettamente superiori ai 25 m/sec che rappresentano il massimo di velocità che viene riconosciuto per il vento di carattere stazionario (regime laminare) capace di generare scia alternata. Con velocità maggiori (regime turbolento) la "costanza" del vento è di troppo breve durata per poter eccitare la risonanza della struttura.

A.2.3 - Sisma

Sebbene secondo un parere diffuso, confortato anche da studi autorevoli (ad esempio (4)), l'analisi dinamica di ciminiere di altezza superiore ai 100 m richiederebbe di mettere in conto almeno quattro modi propri di vibrare, in pratica è sufficiente fermarsi ai primi due modi.

In verità le componenti relative al terzo e quarto modo non possono essere trascurate per valutare correttamente gli effetti nella parte alta della canna (il cosiddetto "colpo di

frusta"), ma in tali zone si hanno dimensioni generalmente esuberanti ed i minimi di armatura prescritti per altre esigenze sono più che sufficienti, nel mentre che verso il piede tali componenti superiori hanno un effetto irrilevante.

Pertanto, come anche proposto dal CICIND (1), appare giustificato fermare l'analisi ai primi due modi propri di vibrare da "sommarsi" vettorialmente.

Tale analisi va compiuta con riferimento ad uno spettro di risposta del terremoto di progetto espresso comunemente, a secondo dei codici, in termini di accelerazioni oppure di velocità. Per tale terremoto di progetto è consolidato compiere l'analisi considerando il materiale come elastico-lineare, omogeneo ed isotropo, mentre potrebbe apparire controverso se sia sufficiente considerare la canna come una mensola discretizzandola con tronchi lineari o non invoco sia necessario considerarla come un guscio discretizzandolo ad esempio con elementi toroidali assialsimmetrici.

Per la prima ipotesi, relativa al materiale, si può dire che essa, usualmente accolta non solo per banali motivi di semplicità di calcolo, è fondata su ragioni obbiettive (vedasi (5)).

Infatti, per tutte le ciminiere studiate le massime tensioni di compressione e di trazione nel calcestruzzo, calcolate a sezione interamente reagente, sono risultate non troppo elevate raggiungendo al massimo gli $80 + 90 \text{ kg/cm}^2$ per la compressione ed i $20 + 25 \text{ kg/cm}^2$ per la trazione (+). Peraltro, nello spessore della canna le armature metalliche hanno per gran parte una distribuzione assialsimmetrica con quantitativi (nelle due direzioni, longitudinale e circonferenziale) abbastanza costanti sull'altezza della ciminiera (poiché il diametro e il numero delle barre crescono verso il piede dove però cresce anche la sezione di calcestruzzo) e di entità non molto elevata (ad esempio,

(+) I valori più elevati corrispondono alle ciminiere di maggior snellezza (ad esempio, quella della Soc. Liquichimica alle Saline Joniche di Reggio Calabria). Le canne in c.a. delle ciminiere multicanne presentano tensioni veramente più ridotte.

la totale percentuale geometrica $\bar{\sigma}_{v\text{tot}}$ in direzione longitudinale resta quasi sempre mediamente inferiore al 1%).

Per quanto riguarda il dubbio che i risultati dell'analisi a mensola siano non sufficientemente attendibili per essere impiegati nelle misure di sicurezza, si può dire che in effetti le analisi a guscio hanno il pregio di condurre a distribuzioni degli sforzi nel guscio più aderenti alla realtà, ma che ciò non ha sostanziale influenza sulla misura della sicurezza.

Ciò perché gli eventuali maggiori valori delle tensioni risultanti dall'analisi a guscio, rispetto a quelli della soluzione a mensola che sono distribuiti linearmente nella sezione, risultano piuttosto limitati, in aggiunta al fatto che tali tensioni da permanente e sisma (e analogamente di casi per il caso del vento) sono solo una parte della tensione complessiva.

Le risultanti globali sulla sezione sono naturalmente equivalenti nelle due analisi (a guscio e a mensola), così come praticamente l'entità e la distribuzione degli spostamenti laterali della canna. Pertanto si può affermare che tali effetti, che possono dirsi secondari, connessi all'iperstaticità della sezione ad anello e messi in evidenza dall'analisi a guscio, sono veramente trascurabili. (+)

Sempre per il sisma appare pure consolidato fare la sola verifica per il sisma di progetto in campo elastico-lineare essendo implicitamente soddisfatto con tale verifica il comportamento della struttura in presenza di un sisma eccezionale.

Invece, è bene ricordare che per ottenere la corretta risposta strutturale al sisma è necessario considerare non solo l'interazione terreno-struttura, ma anche quella eventuale delle diverse strutture portanti.

(+)

La conclusione precedente era stata messa in luce nella già citata (5).

Il primo problema, ben noto, è stato esplorato nei riguardi degli effetti del 2° ordine nella già citata (5) e ripreso in (6), i cui risultati fondamentali saranno riportati al successivo punto A.4.4. Per conteggiare la deformabilità del suolo si può procedere in due modi, mediante la funzione di trasferimento $F(P)$ tra il sistema risultante delle forze applicate dal "mat" di fondazione al terreno e le componenti dello spostamento del baricentro del mat stesso (vedi (5)), oppure mediante opportuna discretizzazione del terreno al di sotto del mat di fondazione con modalità diverse a secondo della natura del terreno stesso che va adeguatamente esplorato (vedi (6)).⁽⁺⁾

Il secondo problema, relativo all'interazione fra le diverse strutture, non ha luogo a considerarsi tutte le volte che le canne interne sono formate da tronchi sovrapposti, poiché per parte loro le strutture di sostegno interne alla canna in c.a. non forniscono vincoli al libero spostamento della canna stessa. Il problema invece può porsi quando le canne interne sono continue e vincolate alla canna in c.a., come ad esempio si è verificato per la ciminiera EMEL di Porto Tolle. Anche in questo caso però si è potuta fare l'analisi considerando come resistente la sola canna in c.a. poiché le canne interne continue in acciaio erano vincolate con tirantature molto deformabili alla canna in c.a. sì da non costituire un sostanziale impedimento al libero spostamento di questa.

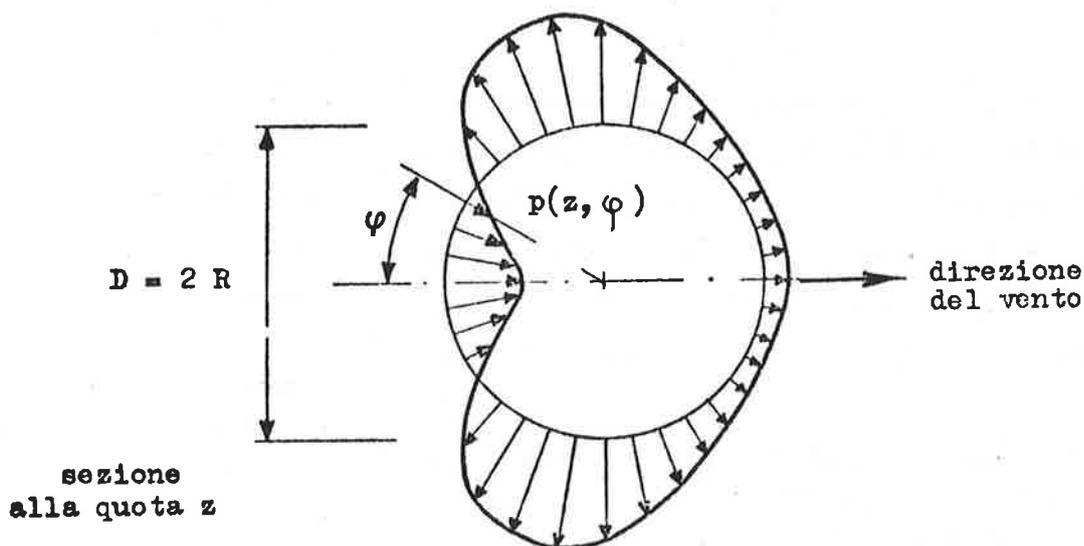
A.3 - PROBLEMI CONNESSI ALLA FORMA

A.3.1. - Vento e variazioni di pressione nelle sezioni ad anello (ovalizzazione)

Come è noto, il vento ha un effetto locale sulle sezioni ad anello del guscio giacché la sua pressione ha una distribuzione del tipo rappresentato in fig. 1.

(+)

La discretizzazione del suolo richiede sempre un computer di non piccola capacità.
Per approcci più semplici vedasi ad esempio (7).



- Fig. 1 -

Considerando la proposta CICIND (1), per tale pressione si può proporre l'espressione:

$$2) \quad p(z, \varphi) = q'_e(z) \cdot (-0,66 + 0,66 \cos \varphi + 0,98 \cos 2\varphi + 0,40 \cos 3\varphi - 0,11 \cos 4\varphi - 0,03 \cos 5\varphi),$$

che approssima la distribuzione con una serie di Fourier. La pressione equivalente del vento $q'_e(z)$ alla quota z va calcolata tenendo conto dell'effetto raffiche, ma non ovviamente delle vibrazioni della canna (pertanto $q'_e < q_e$, all'incirca $q'_e = 0,85 q_e$).

Con la 2) i momenti flettenti valgono:

$$3) \quad M(z, \varphi) = q'_e(z) \cdot \frac{0,98 R^2}{3} \cos 2\varphi, \quad (t_m/m),$$

chiaramente proporzionali al quadrato del raggio.

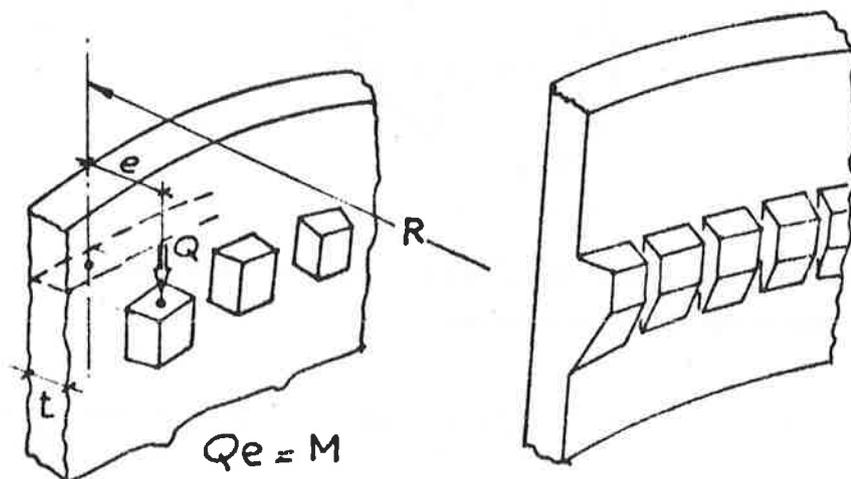
In tal modo gli effetti di ovalizzazione possono raggiungere valori significativi nelle ciminiere tozze (ad esempio, in quelle multicanne).

Conseguono anche forze assiali circonferenziali che vanno sommate a quella di valore costante prodotta dalla differenza di pressione media esistente fra l'interno e l'esterno della canna. Tuttavia nelle ordinarie canne in c.a. tali forze sono così modeste da poter essere trascurate (+).

(+) Non può dirsi altrettanto quando si produce artificialmente una sovrappressione all'interno della canna o se questa, funzionando direttamente da condotto per il fumo, presenta una strozzatura in sommità.

A.3.2. - Carichi eccentrici sul guscio

Come è noto, i sostegni offerti dalla canna in c.a. alle strutture interne della ciminiera (impalcati e canne interne) non possono essere costituiti da una mensola continua ad anello, pena l'insorgere di pericolosi sforzi termici, ma devono essere discontinui (fig. 2).



- Fig. 2 -

A parte altre valutazioni (ad esempio (8)), la proposta CICIND (1) assegna al momento flettente m_1 longitudinale (cioè su sezioni ortogonali alla verticale) esistente nel lo spessore del guscio l'espressione:

$$4) \quad m_e = \frac{0,6 M}{\sqrt{Rt}} \quad , \quad (\alpha \cong \frac{1,2}{\sqrt{Rt}} = \text{parametro di smorzamento}),$$

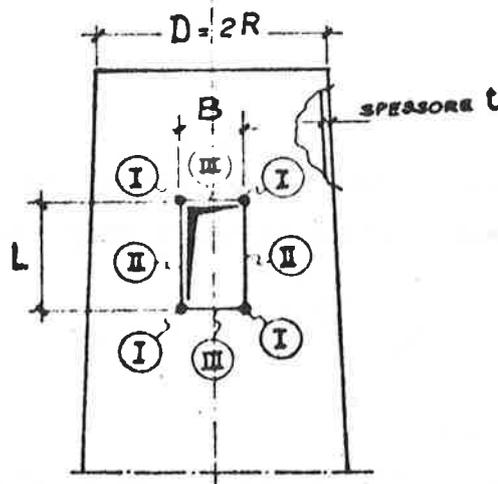
chiaramente essendo sollecitate le fibre esterne del guscio al di sotto del sostegno e quelle interne al di sopra. Pertanto l'armatura metallica va posta su entrambe le facce del guscio e può essere distribuita su una larghezza $2 B_{\text{eff}}$, essendo B_{eff} calcolabile con la relazione:

$$5) \quad B_{\text{eff}} = 0,8 \sqrt{Rt} .$$

A.3.3. - Aperture ed inserti

In corrispondenza alle aperture e agli inserti della canna in c.a. si hanno concentrazioni di sforzi che devono essere valutati in modo appropriato e che richiedono un adattamento delle sezioni resistenti, in genere particolari addensa-

menti e disposizioni delle armature metalliche. Le indicazioni di talune normative (ad esempio (9)) hanno valore in situazioni medie e comunque non danno informazioni sull'accrescimento degli sforzi. Intorno agli imbocchi dei fumi ed ancor più in corrispondenza delle aperture rettangolari al piede, che hanno seppur provvisoriamente dimensioni veramente grandi per necessità operative, pare indispensabile eseguire analisi locali mediante gli elementi finiti per esplorare l'effettiva situazione tensionale. Tali analisi, fino alle dimensioni $B = 0,5 D$ ed $L = 2 D$ della larghezza B e dell'altezza L dell'apertura rettangolare (fig. 3), sono state eseguite una volta per tutte dal CICIND (vedasi (1), Appendix L) ed hanno consentito di proporre precise misure di sicurezza.



- Fig. 3 -

Innanzitutto, come principi di base si riconosce che:

- il massimo di concentrazione di sforzi si manifesta negli angoli (I),
- la plasticizzazione e le fessurazioni lungo i bordi verticali (II) riducono anche sensibilmente la rigidezza della struttura, talché conviene limitare le tensioni di compressione al valore $0,625 f_{ck}$,
- le fessurazioni di carattere anche permanente lungo i bordi orizzontali (III) possono avere riflessi sulla durabilità della struttura.

Il complesso di analisi agli elementi finiti di cui si è detto ha consentito di formulare le seguenti relazioni approssimate valide fino alle dimensioni $B = 0,5 D$, $L = 2 D$. Per aperture di dimensioni maggiori, per le quali potrebbero anche verificarsi fenomeni di instabilità lungo i bordi, è indispensabile ricorrere ad indagini particolari⁽⁺⁾.

Per quanto riguarda i bordi verticali (II), la massima tensione di compressione nel calcestruzzo $\max \sigma_c$ può essere calcolata moltiplicando la massima tensione σ_c^{o*} derivante da un calcolo a mensola con sezione aperta per la presenza dell'apertura (vedasi ad esempio (11)) per un coefficiente χ_c dato dalla relazione :

$$6) \quad \chi_c = 1 + 0,4 B \lambda ,$$

essendo il parametro di smorzamento λ :

$$7) \quad \lambda = \frac{1}{\sqrt[4]{L^2 R t}} .$$

Tale coefficiente di maggiorazione χ_c si riduce allontanandosi dal bordo verticale secondo la legge esponenziale:

$$8) \quad \chi_c = 1 + 0,4 B \lambda \cdot e^{-2,5 y \lambda}$$

essendo y la distanza dal bordo.

A tale compressione deve aggiungersi quella prodotta dai momenti flettenti trasversali m_1 esistenti nello spessore e valutabile alla distanza y dal bordo con la relazione:

$$9) \quad \sigma_{c \text{ fless.}} = \sigma_c^{o*} \cdot 0,1 B \lambda \cdot e^{-2,5 y \lambda} .$$

Pertanto, senza tener conto degli effetti termici, la misura della sicurezza va fatta secondo la relazione:

$$10) \quad \sigma_c^{o*} \cdot (1 + 0,5 B \lambda) \leq 0,625 f_{ck} .$$

⁽⁺⁾ Per tali instabilità può vedersi lo studio (10) dal quale però risulta che in generale per le canne in c.a. delle ciminiere non sono da temersi fenomeni di instabilità lungo i bordi.

Il fattore di concentrazione delle tensioni χ_c può essere trascurato, e farsi quindi misure di tipo ordinario, se l'apertura è munita di ringrossi di rinforzo (edge beams) i quali però per essere efficaci devono presentare una sezione minima di valore $\frac{1}{6}$ Bt. L'incremento tensionale richiede coerentemente un incremento d'armatura verticale secondo un coefficiente che si scrive, tenendo conto dell'effetto flessionale, in modo analogo:

$$11) \quad \chi_s = \left(1 + 0,5 B \lambda \cdot e^{-2,5 \gamma \lambda} \right).$$

L'armatura va ripartita ovviamente sulle due facce del guscio.

Per quanto riguarda i bordi orizzontali (III), che si può dire siano i bordi di "travi parete" caricate dalle tensioni verticali esistenti nella canna, lo stato tensionale di trazione può essere espresso in funzione della tensione di compressione (verticale) σ_c^o derivante da un calcolo a mensola con sezione ad anello chiusa. Precisamente, la totale forza di trazione lungo i bordi è data approssimativamente dalla relazione:

$$12) \quad N = 0,16 Bt \cdot \sigma_c^o,$$

mentre per la massima trazione nel calcestruzzo in corrispondenza alla mezzeria dell'apertura può porsi:

$$13) \quad \max \sigma_{ct} = \sigma_c^o,$$

il che comporta quasi sempre la comparsa di fessurazioni. Il momento flettente m_c trasversale nello spessore su sezioni ortogonali alla circonferenza raggiunge il valore massimo lungo il bordo ed è calcolabile con la relazione:

$$14) \quad \max m_c = 0,006 \frac{B^3}{R^2} \sqrt{Rt} \cdot \sigma_c^o,$$

annullandosi alla distanza 0,8 B dal bordo stesso.

I risultati precedenti sono sempre applicabili fino ai limiti dimensionali $B = 0,5 D$, $L = 2 D$, mentre per dimensioni maggiori risulta indispensabile un'indagine specifica.

A.4 - AZIONI PARTICOLARI

A.4.1. - Variazioni di temperatura

Due sono le variazioni di cui occorre tener conto, il salto termico nello spessore della canna in c.a. e la differenza di temperatura fra le due facce della canna stessa, quella colpita dal sole e quella in ombra (insolamento).

Il salto termico nello spessore provoca in direzione verticale un sensibile aumento delle tensioni nei due materiali e nelle parti alte della canna, specie se accompagnato dalle flessioni indotte dai carichi eccentrici sui sostegni interni, può dar luogo a pericolose fessurazioni orizzontali. In direzione circonferenziale, sommato agli effetti di ovalizzazione, dà luogo a stati tensionali di una certa entità, ma quel che più importa a fessurazioni verticali spesso di carattere permanente.

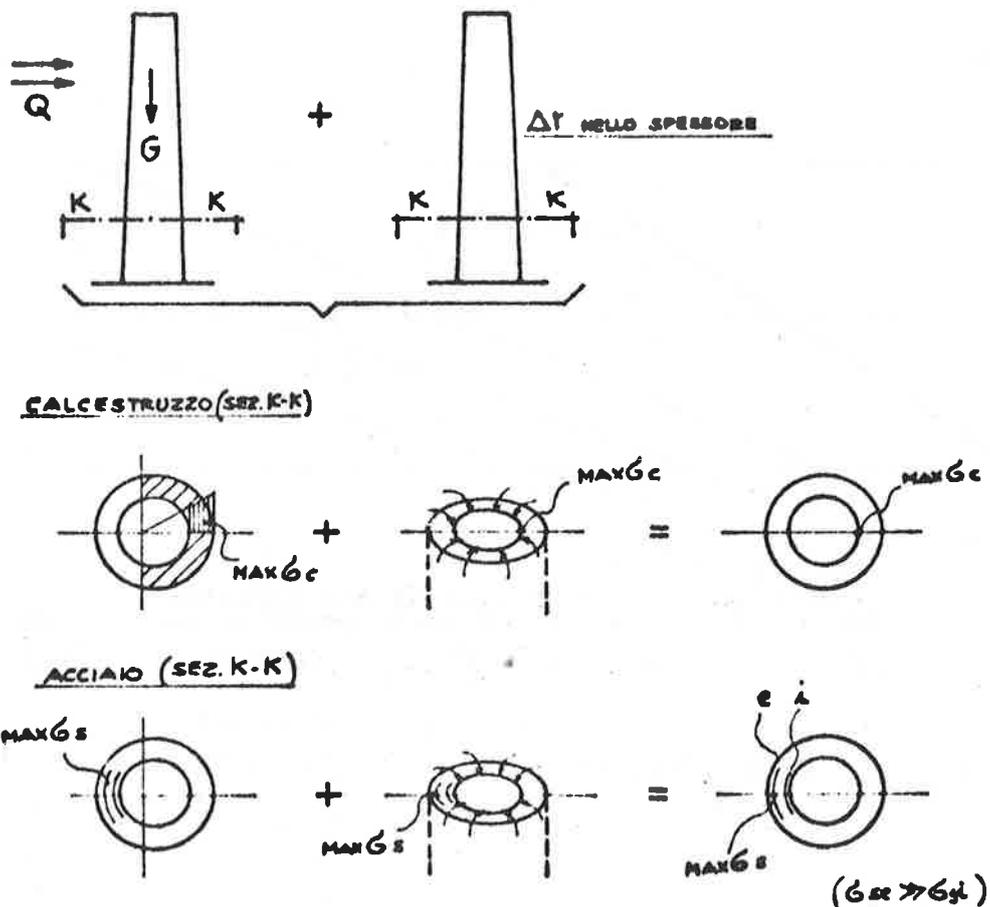
L'insolamento produce una deformazione laterale della canna cui conseguono effetti del 2° ordine che in genere rispetto a quelli del 1° ordine potrebbero anche essere trascurati. Non così può dirsi delle conseguenze che possono subire le canne interne o i rivestimenti protettivi a causa di tale spostamento laterale.

Pertanto, gli effetti delle due variazioni di temperatura devono essere studiati in modo corretto e combinati con attenzione a quelli prodotti dalle altre azioni.

Per quanto riguarda gli effetti del salto termico nello spessore, in direzione verticale la combinazione degli sforzi prodotti da tale salto termico e di quelli prodotti da eventuali momenti flettenti dovuti a sostegni interni (effetti locali) con lo stato tensionale dovuto ai carichi permanenti ed al carico laterale (vento o sisma) può farsi seguendo le indicazioni di M. Diver e R. W. Pierce riportate dal CICIND (1) quale estensione delle formule ACI (9).

Per avere un ordine di grandezza dell'importanza di tale salto termico, si può dire di larga massima che l'aumento di compressione sul calcestruzzo espresso in Kg/cm^2 può valutarsi in $\frac{1}{2} + \frac{1}{3} \cdot \Delta T$, essendo ΔT il salto termico espresso in gradi centigradi. Invece gli effetti sulle armature possono addirittura essere trascurati poiché le fessurazioni e le plasticizzazioni locali riducono sensibilmente le punte tensionali derivanti da un calcolo elastico.

L'esame della fig. 4 mostra sinteticamente cosa accade nei due materiali. Per l'acciaio risulta che l'armatura esterna, situata cioè sul lato esterno dalla parte sopravento, può raggiungere elevati stati tensionali sino ad entrare in campo plastico. Le risultanti delle trazioni nei due strati di armatura nella zona più sollecitata vengono a pareggiarsi, cosicché può dirsi che ai fini progettuali la temperatura non ha influenza (1).

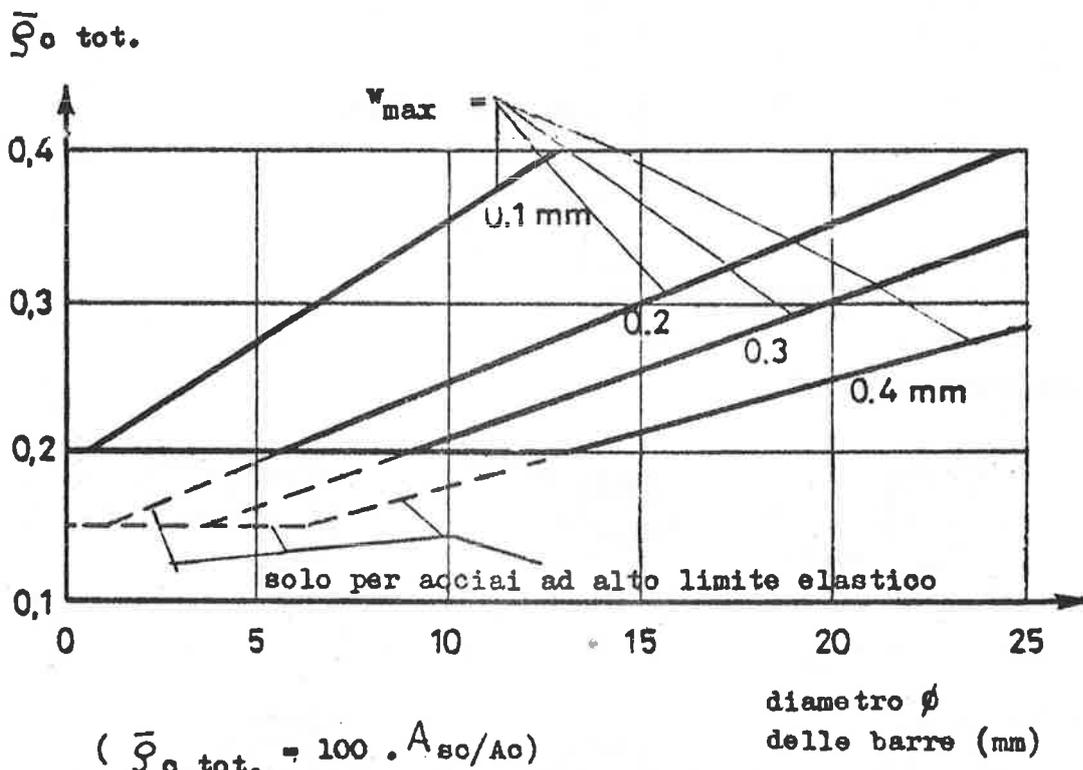


- Fig. 4 -

Naturalmente in tale zona si manifestano fessurazioni leggermente più ampie sul lato esterno, ma se il salto termico ΔT non supera il valore di $100 + 120^\circ$ le aperture massime w_{max} delle fessure restano contenute entro i $0,10 + 0,15$ mm che costituiscono un valore praticamente accettabile anche per un ambiente severamente aggressivo.

Più gravi sono le conseguenze del salto termico in direzione circonferenziale, sommate agli effetti dell'ovalizzazione sotto il carico di vento. La preoccupazione non è tanto lo stato tensionale, ma la fessurazione che può avere talvolta un carattere permanente.

La copertura di sicurezza a tale pericolo viene ottenuta nei codici prescrivendo un minimo d'armatura circonferenziale, che può ridursi con l'impiego di barre di piccolo diametro, variabile in dipendenza dell'apertura massima w_{max} consentita per le fessure, come è rappresentato ad esempio nella fig. 5 tratta dal CICIND (1).



- Fig. 5 -

Per quanto riguarda gli effetti dell'insolamento, assumendo una distribuzione lineare della temperatura sulla totale larghezza della canna e indicando con ΔT la differenza delle temperature medie esistenti nella parte del guscio colpito dal sole e in quella all'ombra, il massimo spostamento della sommità della canna può essere stimato con la relazione:

$$15) \quad \max \xi = \frac{H^2 \alpha \Delta T}{2D}, \quad (\alpha = 10^{-5} \text{ C}^{\circ-1}).$$

Agli spostamenti laterali conseguono momenti flettenti del 2° ordine prodotti dai carichi permanenti, il cui valore al piede della canna in c.a. può essere stimato con la relazione:

$$16) \quad M = \frac{H^2 \alpha \Delta T}{8D} G_{\text{tot.}},$$

essendo $G_{\text{tot.}}$ la risultante dei carichi permanenti.

Come si vedrà in A.4.4., in termini di tensioni tali effetti sono trascurabili, mentre come si è già ricordato possono essere gravi gli effetti sulle canne interne e sui rivestimenti (+).

A.4.2. - Esplosioni

Come è noto, nella filosofia della sicurezza devono essere prese in considerazione sia le esplosioni di carattere esterno, aeree o sotterranee, sia quelle che possono avvenire all'interno della canna in c.a.

Per le prime, le possibilità di resistenza della canna al vento e al sisma sono in genere sufficienti a garantire la resistenza alle esplosioni o ad altre onde di pressione di grande velocità che abbiano a partire da una distanza non inferiore ai 100 m.

I capitoli speciali attraverso l'indicazione di più severi venti o sismi di progetto possono provvedere alla sicurezza

(+)

L'analisi delle deformazioni delle canne in c.a. sotto insolamento sono riportate in (12), sulla scorta di risultati sperimentali.

za allorchè la sorgente dell'onda di pressione deve essere ipotizzata a distanze minori.

Per le esplosioni che possono avvenire all'interno, soltanto la disposizione di adeguati pannelli o la formazione di setti anti-esplosione sono in grado di limitare i danneggiamenti sia alla canna in c.a. che alle costruzioni poste al suo interno.

A.4.3. - Rotazione della fondazione ed errore di verticalità

La possibilità di una rotazione della fondazione va messa in conto non solo, come si è già ricordato, per la corretta costruzione della risposta dinamica della struttura, ma perchè sotto i carichi laterali che danno luogo ad un momento flettente M sulla fondazione, questa ruota ed i carichi permanenti vengono a produrre effetti del 2° ordine.

In via approssimata tale rotazione ϑ può essere stimata con le relazioni:

$$17) \quad \vartheta = \frac{M}{1,5 E_t R_m^3}, \quad \text{nel caso di una fondazione circolare a platea senza rifluimento del terreno,}$$

$$18) \quad \vartheta = \frac{M}{\beta \sum x_p^2 k_p} \quad \text{nel caso di una fondazione su pali,}$$

E_t è il modulo di elasticità del terreno,

R_m è il raggio esterno del mat circolare di fondazione,

$$\beta = \frac{1}{1 + 6 \frac{d}{t}} \quad \text{è il fattore di interferenza dei pali (d = diametro dei pali, t = distanza),}$$

x_p è la distanza del palo generico dall'asse di rotazione,

k_p è la costante "elastica" di un palo.

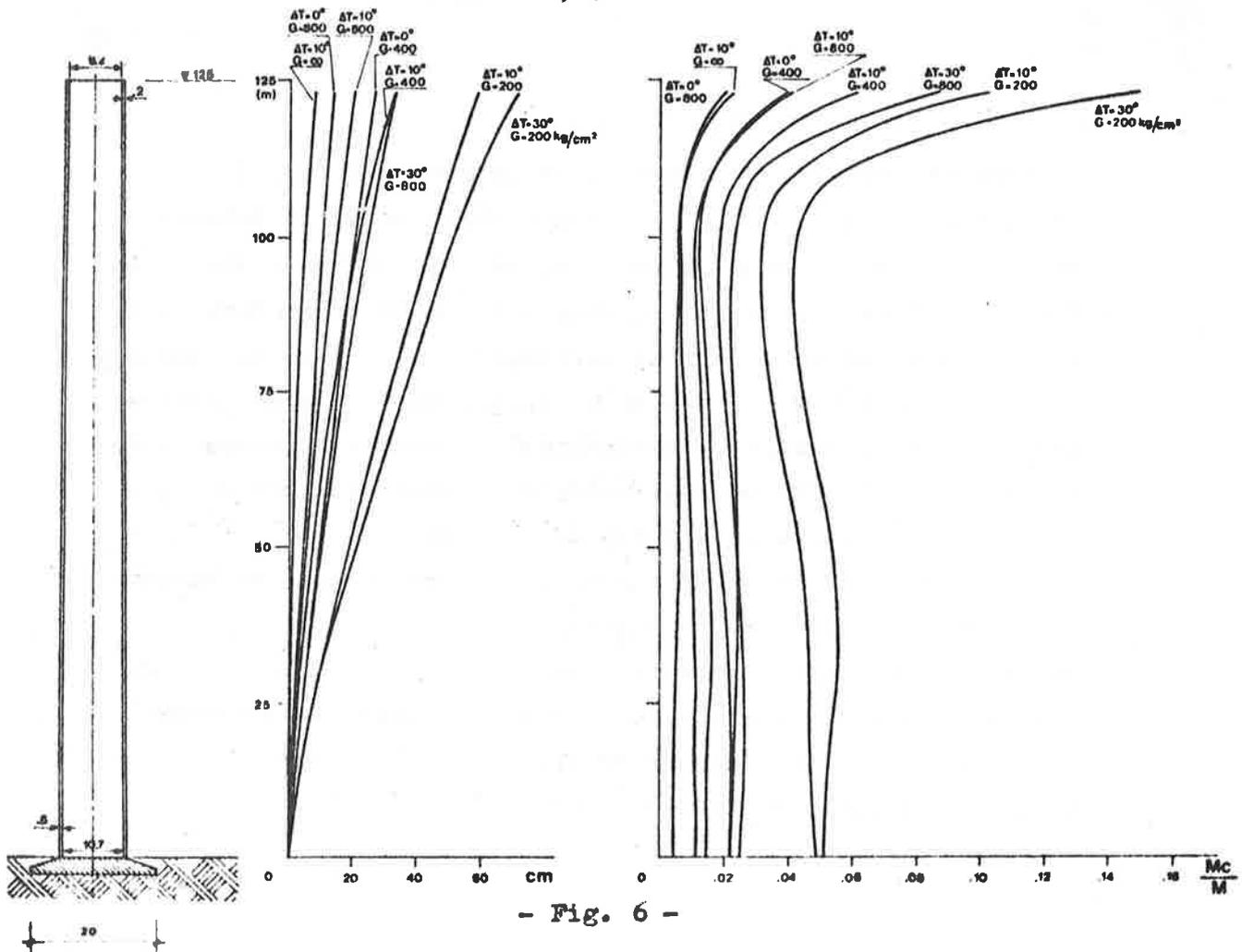
Come nel caso dell'insolamento (vedasi il successivo punto A.4.4), l'effetto del 2° ordine prodotto dalla rotazione è in genere trascurabile, a meno che il terreno sottostante presenti cedimenti molto differenziati per una cospicua o soprattutto superficiale disomogeneità.

Per l'errore di verticalità, connesso alla tecnologia costruttiva impiegata per la canna in c.a., si può dire che esso è contenuto in realtà entro limiti non proprio trascurabili ($1 + 2^{000} H$), ma che in termini tensionali gli effetti del 2° ordine che ne conseguono sono invece trascurabili.

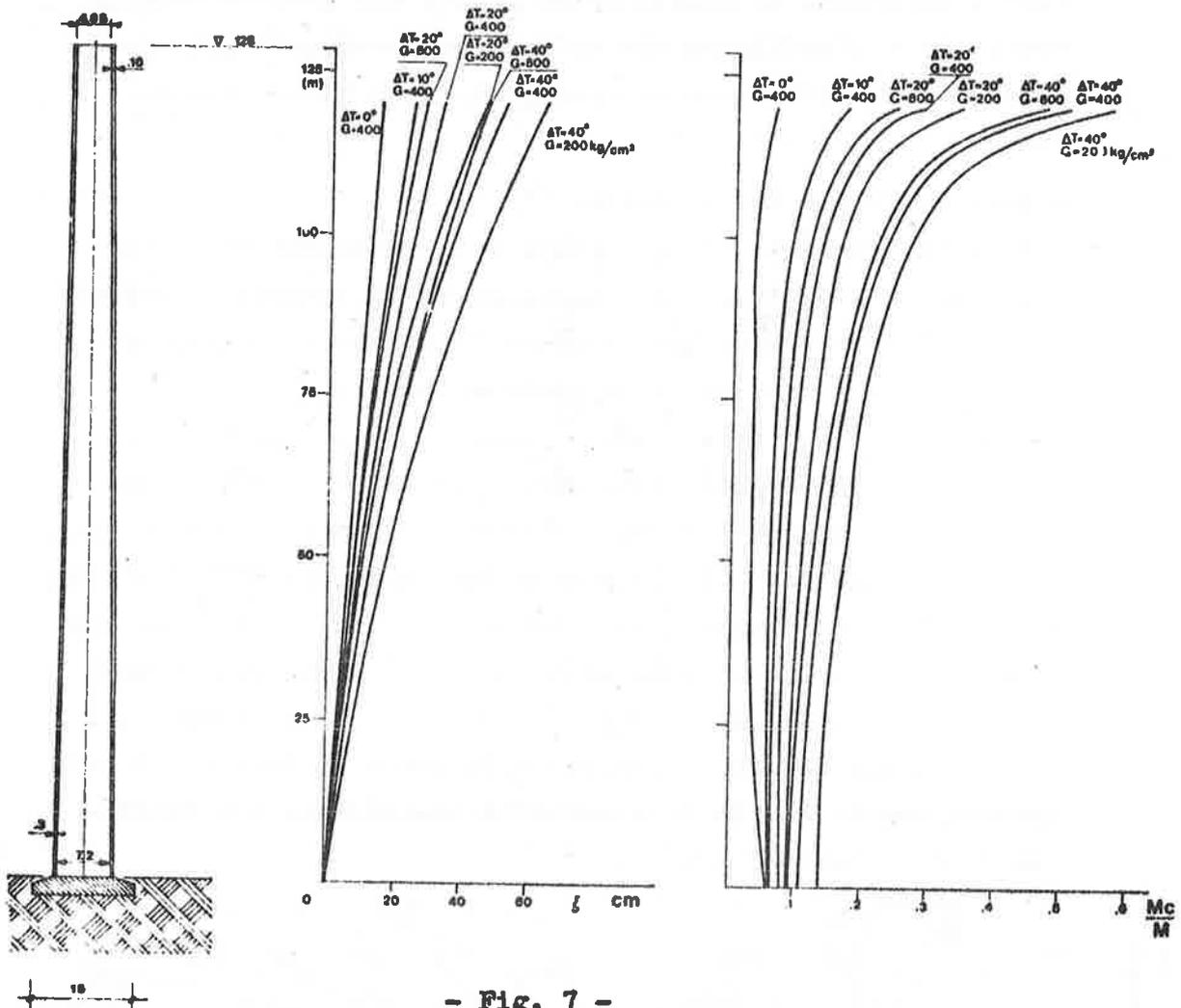
A.4.4. - Effetti del 2° ordine

Per quanto riguarda l'insolamento e la rotazione della fondazione, in precedenza si è indicato che i conseguenti effetti del 2° ordine sono praticamente trascurabili, a maggior ragione quando trattasi di ciminiera tozze.

Nelle figg. 6 e 7 tratte dalla nota (5) sono riportati gli spostamenti Δ prodotti dalle azioni di progetto del 1° ordine ed i conseguenti momenti flettenti M_0 del 1° ordine, rapportati a quelli M del 2°, per le due ciminiere ENEL di Milazzo e GULF di Bertonico. Quali azioni di progetto si sono considerati un sisma per zone sismiche di 2ª categoria secondo la normativa italiana ed una differenza di temperatura ΔT lineare sulla totale larghezza della canna in presenza di un terreno avente modulo di elasticità trasversale G e coefficiente di Poisson $\nu = 0,35$.

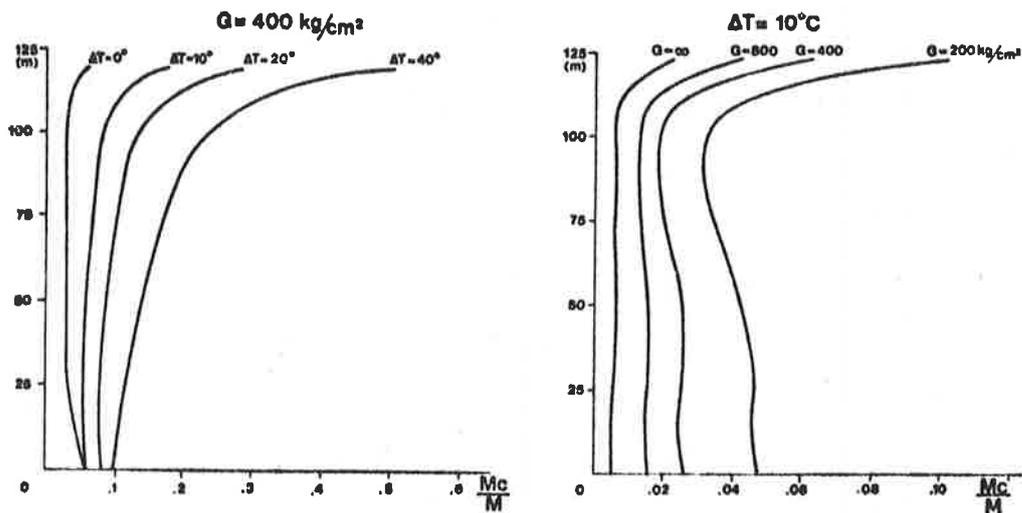


- Fig. 6 -



- Fig. 7 -

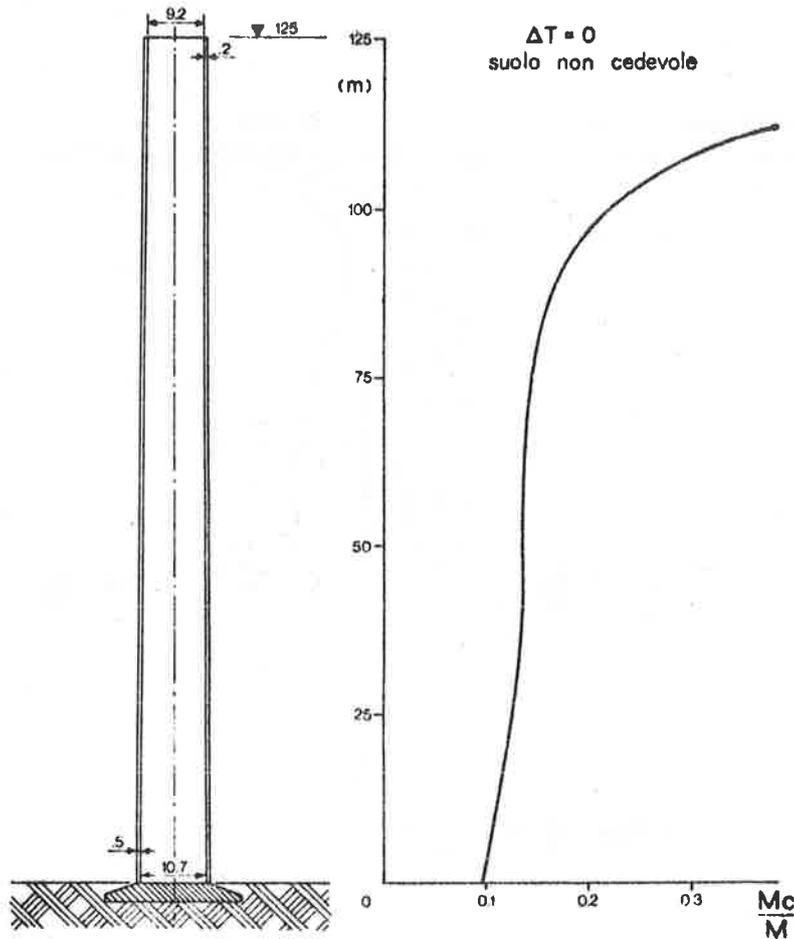
Ad esempio, può porsi attenzione alle curve di fig. 6 tracciate per $G = 800 \text{ Kg/cm}^2$ (ossia relative ad un terreno molto poco deformabile) e per i valori di $\Delta T = 0; 10; 30^\circ\text{C}$. Come si può vedere, salvo le zone alte della canna dove perd si ha una riserva propria di resistenza, se è vero che passando da $\Delta T = 0^\circ\text{C}$ a $\Delta T = 20^\circ\text{C}$ (valore massimo che ha senso considerare) i momenti flettenti del 2° ordine aumentano sensibilmente in media raddoppiando, è altresì vero che i rapporti M_o/M si mantengono entro il 2% circa. Analoghe considerazioni possono farsi considerando ad esempio le curve per $\Delta T = 10^\circ\text{C}$ e G variabile. Proprio allo scopo di vedere l'influenza di ΔT a $G = \text{cost.}$ oppure di G a $\Delta T = \text{cost.}$ sono state calcolate le risposte della struttura nel caso della ciminiera ENEL di Milazzo. Esse sono riportate in fig. 8 ancora tratta da (5).



- Fig. 8 -

In tale pubblicazione si conclude con la proposta di migliorare lievemente di qualche unità per cento le azioni di progetto del 1° ordine per tener conto degli effetti del 2° ordine.

Quando si vadano ad esplorare gli effetti M_c/M in presenza di azioni del 1° ordine di carattere eccezionale (si - sma eccezionale, ad esempio con accelerazione massima del terreno pari a 0,3 g che può ragionevolmente considerarsi come un valore limite superiore per le zone sismiche di 2^a categoria), l'indagine compiuta in (5) ha portato a conclusioni meno ottimistiche. Dalla fig. 9 relativa alla ciminiera ENEL di Milazzo per un suolo non cedevole e insolamento nullo potrebbe dedursi che trascurare M_c equi vale approssimativamente a mettere in conto azioni sismi- che di circa il 15% inferiori nel caso in esame.



- Fig. 9 -

Ovviamente, sotto le azioni sismiche eccezionali l'influenza della temperatura ΔT non può che risultare percentualmente di molto inferiore e pure risulta un poco attenuata l'influenza della cedevolezza del suolo.

Ricordando tuttavia la filosofia della sicurezza che sta alla base delle verifiche sismiche (ad esempio (13)), proprio nel caso delle canne in c.a. delle ciminiere, che presentano ottima duttilità attesi i quantitativi d'armatura verticale ed il parziale confinamento del calcestruzzo operato dalle armature circolari, si può tranquillamente omettere la verifica per il sisma eccezionale ritenendola automaticamente soddisfatta quando sia soddisfatta quella per il sisma di progetto.

Pertanto, gli effetti del 2° ordine vanno considerati solo in corrispondenza alle azioni di progetto del 1° ordine (vento o sisma di progetto, eventualmente insolamento e rotazione della fondazione).

Così nel CICIND (1), a parte gli eventuali effetti del 2° ordine prodotti dall'insolamento e dalla rotazione della fondazione, per i momenti del 2° ordine conseguenti al carico di vento si propone la seguente espressione:

$$19) M_c(z) = 0,14 \frac{H^2}{D} (\varepsilon_c + \varepsilon_s)_{\max} \cdot \left(1 - \frac{3z^2}{H^2} + \frac{2z^3}{H^3}\right) \cdot G_{\text{tot.}}$$

essendo $(\varepsilon_c + \varepsilon_s)_{\max}$ la massima differenza delle deformazioni specifiche ε dei due materiali nella sezione al piede, $G_{\text{tot.}}$ il totale carico permanente, z la quota generica letta a partire dal piede (+).

A.5 - LIMITI DIMENSIONALI E TOLLERANZE

Tutte le normative esistenti sulle canne in c.a. delle ciminiere prevedono precisi limiti dimensionali e tolleranze, in particolar modo riguardanti le armature, soprattutto per prevenire le conseguenze dannose di un eccesso di fessurazione.

La moderna proposta CICIND (1) dà prescrizioni per gli spessori della canna, per l'armatura verticale e per quella circonferenziale. Precisamente:

- lo spessore minimo per le canne in c.a. gettate in opera è 200 mm,
- il minimo ricoprimento delle barre deve essere 30 mm con una tolleranza di +20 mm e -10 mm,
- l'armatura verticale disposta sul lato esterno della canna ($A_{sv \text{ est.}}$) e su quello interno ($A_{sv \text{ int.}}$), con interasse fra le barre non superiore a 250 mm, deve presentare complessivamente una percentuale $\bar{\rho}_v \text{ tot.}$ di valore:

$$\bar{\rho}_{v \text{ tot.}} = \bar{\rho}_{ve} (1 + \chi_v) \geq 0,3, \quad (\chi_v \leq 1),$$

(+)

Pertanto il max momento del 2° ordine al piede ($z = 0$) vale:

$$\max M_o = M_o(0) = 0,14 \frac{H^2}{D} (\varepsilon_c + \varepsilon_s)_{\max} \cdot G_{\text{tot.}}$$

essendo con simboli usuali:

$$\left| \begin{array}{l} \bar{\phi}_{ve} = 100 \cdot \frac{A_{sv \text{ est.}}}{A_c} \\ \chi_v = \frac{A_{sv \text{ int.}}}{A_{sv \text{ est.}}} \end{array} \right. ,$$

- l'armatura circonferenziale deve presentare quantitativi e diametri correlati alla massima dimensione consentita per l'apertura delle fessure, ad esempio secondo il grafico di fig. 5, sempre con rapporto $\chi_c = \frac{A_{sc \text{ int.}}}{A_{sc \text{ est.}}} \leq 1$.
Per quanto riguarda l'errore di verticalità, assai più contenibile con la tecnologia dei casseri scorrevoli, si prescrivono valori dell'ordine di $1 + 2^0/00$. H.

PARTE B - NOTE COSTRUTTIVE SUI GUSCI IN C.A.

B.1 - MATERIALI

B.1.1. - Requisiti del calcestruzzo fresco

Il calcestruzzo da adoperare per l'erezione del guscio deve soddisfare a particolari esigenze tecnologiche e quindi la sua composizione deve essere oggetto di uno studio accurato che coinvolge la scelta dei componenti, il metodo di confezione, la posa in opera, nonché la lavorazione del conglomerato fresco.

Durante il getto, il calcestruzzo fresco deve evidenziare lavorabilità e plasticità, nonché una veloce crescita della resistenza.

La cassaforma scorrevole, che è alta circa 1,15 + 1,20 m (vedasi B.2.1.), agli effetti del getto può essere pensata come suddivisa in 3 sezioni di uguale altezza.

Nel terzo superiore della cassaforma si trova il calcestruzzo il cui processo di indurimento non è ancora iniziato e che quindi, non essendo ancora formato, sviluppa contro la cassaforma un attrito ancora molto piccolo.

Nel terzo mediano si ha calcestruzzo la cui età è compresa mediamente fra le 2 e le 4 ore. In questa zona ha luogo l'indurimento del calcestruzzo che risulta quindi modellato dalla cassaforma e pertanto la larghezza interna di questa deve risultare in stretto accordo con lo spessore richiesto per il guscio. Si innescano così notevoli sforzi di attrito fra le superfici del calcestruzzo e la cassaforma.

Infine, nel terzo inferiore essendo la cassaforma dotata di una leggera conicità, essa perde il contatto superficiale con il calcestruzzo ormai formato e non si manifestano più sensibili sollecitazioni di attrito.

Siccome il peso del calcestruzzo fresco deve risultare sempre superiore alle forze di attrito sopra menzionate, ad evitare sollevamenti e distacchi estremamente perico-

losi, è indispensabile che lo spessore minimo del guscio risulti di 14 cm, limite certamente rispettato stante la prescrizione minima dei codici (vedasi A.5). Inoltre è indispensabile che il cemento impiegato presenti una curva di presa regolare, che la granulometria e la forma degli inerti siano tali da ridurre al minimo la pressione e l'attrito contro la cassaforma.

E' altresì evidente che i mutamenti nella disposizione ed equivalenza delle 3 sezioni sopradescritte, dovute a betonaggio troppo lento, oppure a strati di calcestruzzo troppo spessi, oppure ad un cemento che sviluppi una presa troppo rapida o troppo lenta, possono causare seri inconvenienti al processo di "sliding".

La consistenza del getto, che come noto costituisce una misura della capacità del getto stesso di riempire la cassaforma e di avvolgere le armature metalliche, deve essere plastica (slump-test 2 + 5 cm).

B.1.2. - Confezione e posa in opera del calcestruzzo

Nel corso della sua esistenza il guscio in c.a. di una ciminiera viene sottoposto ad azioni di vario tipo quali variazioni di temperatura, gelo, insolamento, nonché alla continua variazione dello stato tensionale, dovuta alla variabilità delle azioni applicate (vento o sisma).

Pertanto, il proporzionamento della miscela di calcestruzzo, oltre ad essere indirizzato verso l'obiettivo principale dell'ottenimento della resistenza caratteristica richiesta, deve tenere nel debito conto l'ottenimento degli scopi collaterali costituiti da una buona impermeabilità, buona resistenza al gelo e minimo ritiro.

La resistenza caratteristica maggiormente adottata è

$$R'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2.$$

Il cemento adoperato normalmente è il cemento Portland 425 a rapida presa con contenuto minimo di cemento 250 kg/mc d'impasto.

L'impiego di eventuali additivi deve essere sempre accuratamente controllato.

Il progetto della miscela deve tener conto degli inerti disponibili e va effettuato caso per caso, costituendo una fase fondamentale nel progetto della ciminiera.

Gli inerti devono avere una dimensione compresa fra 0 e 30 mm ed essere di forma tondeggiante, onde ridurre l'attrito contro la cassaforma.

Il rapporto acqua cemento varia fra 0,4 e 0,5.

La sicurezza del processo di sliding risulta assicurata qualora il tempo di indurimento del calcestruzzo sia in accordo con gli standard ordinari.

Quando si adopera calcestruzzo preconfezionato, auto trasportato in cantiere, è necessario fare attenzione che esso sia utilizzato entro 1,1/2 ora dalla sua estrazione dalla betoniera.

Il calcestruzzo va posto in opera in strati di 15 + 20 cm al massimo e solamente l'ultimo strato può essere vibrato. Una vibratura poco accorta potrebbe rovinare il calcestruzzo sottostante, disturbandone l'indurimento ed interferendo quindi nell'equilibrio delle 3 sezioni di cassaforma precedentemente menzionate.

I lavori di sliding si svolgono ininterrottamente giorno e notte. E' buona norma che la velocità media di avanzamento non scenda al disotto dei 3 m/24 ore. Una velocità inferiore potrebbe causare difficoltà tecniche e richiedere precauzioni addizionali. In pratica le velocità di avanzamento che si realizzano sono in genere di 3 + 6 m/24 ore.

B.1.3. - Cura e controlli del calcestruzzo

Il "curing" del calcestruzzo viene realizzato sulla faccia interna del guscio mediante l'applicazione di emulsioni bituminose, sulla faccia esterna per irrorazione di acqua a pioggia continua mediante "gicleur" tubolare piazzato sul piano di lavoro.

I controlli che si eseguono nel corso dei lavori di getto comprendono, oltre a quello della resistenza prevista, il controllo della consistenza.

Il controllo della verticalità della canna viene effettuato mediante piombo ottico. La tecnologia del cassero scorrevole consente di ottenere una precisione di verticalità superiore a quella ottenibile con altri sistemi.

B.1.4. - Armature metalliche

L'armatura metallica viene sistemata con continuità durante il sollevamento del cassero. Normalmente essa è costituita da barre tonde verticali e circonferenziali, aventi diametro di almeno 8 e 12 mm rispettivamente.

Poiché il calcestruzzo fresco abbisogna di un supporto durante i lavori di sliding, l'armatura va realizzata in due strati, sul lato esterno e su quello interno, anche se ciò non è necessario dal punto di vista del calcolo.

L'armatura verticale deve essere costituita da barre non più alte di 4,00 + 5,00 m con interasse non eccedente i 25 cm. Tali barre verticali vanno sovrapposte con unioni opportunamente sfalsate.

Le barre dell'armatura circonferenziale vanno inserite al di sotto dei supporti orizzontali dei cavalletti (perpendicolari all'asse della parete, vedasi fig. 10) e legate alle barre verticali.

B.2 - CASSERI SCORREVOLI

B.2.1. - Descrizione

Si definisce "cassero scorrevole" il complesso della attrezzatura costituito dalle pareti di contenimento del getto (cassaforme), dall'apparecchiatura di sollevamento e dai relativi ponti di lavoro.

Le apparecchiature di sollevamento trascinano verticalmente le cassaforme ed i ponti di lavoro scaricando le reazioni su aste verticali ammarate nel getto sottostante.

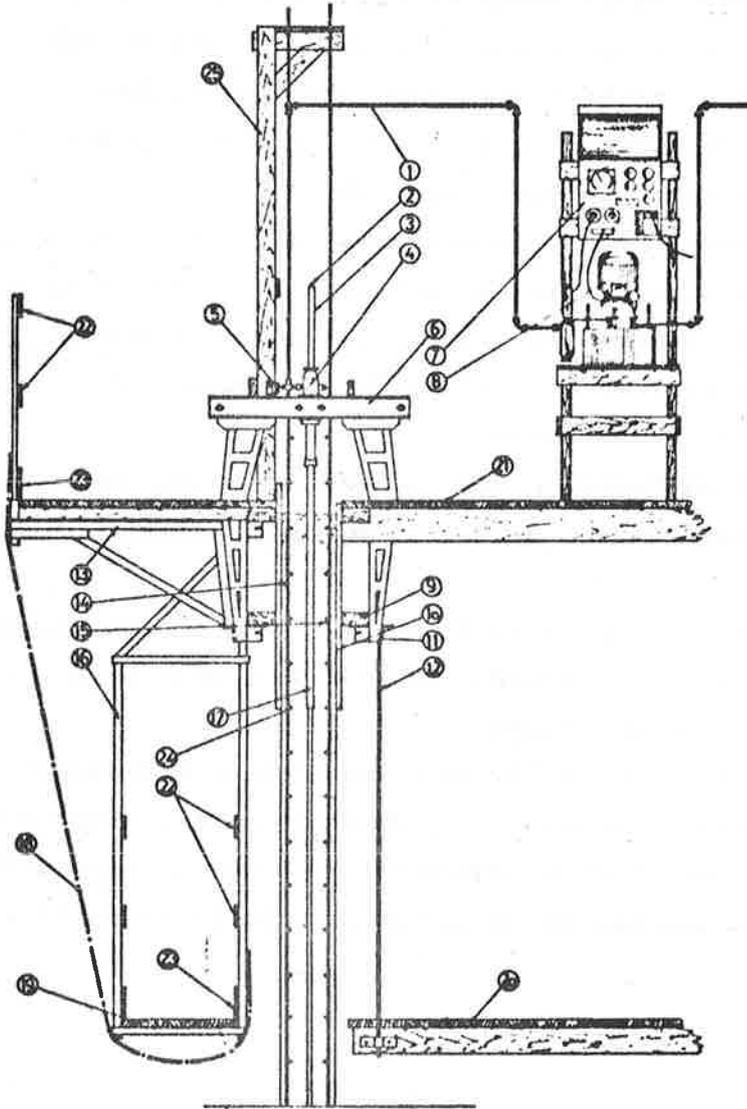
Questa tecnologia costruttiva, che si presta alla realizzazione di opere monolitiche verticali di qualunque sezione orizzontale anche variabile lungo l'altezza, per le canne in c.a. è stata utilizzata per la prima volta in America nel 1910.

Detta tecnologia opera nel senso che una cassaforma scorrevole, alta all'incirca 1,20 m e conformata secondo la sezione orizzontale del getto, viene sollevata con movimento continuo di scorrimento durante i lavori del getto stesso.

Il ponte di lavoro e due piccoli ponteggi, uno interno ed uno esterno, sono solidalmente connessi al cassero.

In tal modo vengono evitate, sia le ripetute cassature esterne ed interne, sia l'erezione e lo smontaggio dei ponteggi fissi.

Il sollevamento della cassaforma viene effettuato con uniformità e su tutto lo sviluppo del getto per successivi continui sollevamenti di 2 cm ciascuno attraverso un sistema di sollevamento elettro-idraulico.



- Fig. 10 -

- Fig. 10 -

Sezione trasversale di un normale
cassero scorrevole con equipaggiamento
Concretor - Promotor (Legenda)

- 1) tubazione olio ad alta pressione
- 2) nipples di prolungamento
- 3) barre di salita
- 4) martinetti idraulici
- 5) valvola di stop
- 6) supporti con cavalletti
- 7) orologio interruttore automatico
- 8) pompa dell'olio ad alta pressione
- 9) coronamento in legname
- 10) tavole oppure lamiera
- 11) lati dei cavalletti (gambe)
- 12) tiranti del ponte appeso
- 13) mensola
- 14) armatura verticale esterna
- 15) armatura verticale interna
- 16) struttura portante del ponteggio appeso
- 17) tubo di protezione
- 18) reti di protezione
- 19) tavolato (spessore 50 mm)
- 20) tavolato (spessore 50 mm)
- 21) tavolato (spessore 50 mm)
- 22) parapetto (12/2,4 cm)
- 23) salvapiede
- 24) armatura orizzontale esterna ed interna
- 25) guide per l'armatura verticale

I cavalletti in acciaio, disposti ad interasse di 1,50 + 2,00 m, consistono in supporti orizzontali (6) e in lati verticali (gambe) (11).

I supporti dei cavalletti, situati ortogonalmente all'asse della parete, sono posti 40 cm al di sopra della piattaforma di lavoro. Alle gambe dei cavalletti sono fissate non solo le tavole di coronamento (9), ma anche i telai dei sottoponti appesi.

B.2.2. - Attrezzature

Generalmente per ogni cavalletto viene usato un martinetto della capacità di sollevamento di 3 tonn. In casi particolari possono venire adoperati i martinetti da 6; 12; 20 tonn.

Tutti i martinetti sono comandati simultaneamente da un sistema idraulico ad olio con pompa ad alta pressione che fornisce gli impulsi di salita ad intervalli regolari.

I martinetti si "arrampicano" su barre lisce in acciaio speciale con diametro esterno di 27 mm.

Tali barre sono situate sulla mezzeria della parete del guscio ed inizialmente ammarate nel mat di fondazione o nella sottostruttura.

Esse vengono prolungate mediante accoppiamenti a vite con le barre soprastanti in modo da non impedire la salita dei martinetti.

Il cassero scorrevole trascina con se guaine in acciaio (17) che avvolgono le barre di salita prolungandosi fino al bordo inferiore del cassero. Tali guaine proteggono le barre dal contatto con il calcestruzzo fresco permettendone la successiva estrazione. I fori lasciati nel calcestruzzo vengono successivamente iniettati.

I supporti per l'armatura verticale (25) sono fissati ai cavalletti. Essi consistono in morali alti 2,5 + 3,5 m forniti di un diagonale.

Come guide per gli strati di armatura vengono adoperate barre di acciaio (di un diametro in accordo con lo spessore del copriferro), le quali possono venire fissate in corrispondenza delle sommità del bordo in terno della cassaforma.

B.2.3. - Variazioni

Il guscio ha in genere una forma che può essere cilindrica, tronco conica oppure una combinazione di queste due forme.

Lo spessore varia in genere con discontinuità a gradini, la cui larghezza viene incrementata mediante la realizzazione di mensole.

Gli appoggi che vengono così disponibili vengono usufruiti quali sostegni dei tronchi di canna interna.

Le mensole in parola, rappresentando un ingrossamento della parete, provocano un aumento del salto termico ΔT fra faccia interna e faccia esterna del guscio, con conseguente aumento delle tensioni da temperatura.

Si preferisce a volte realizzare un certo numero di mensole singole sulle quali appoggiare una trave anulare continua, che serve da sostegno ai tronchi di canna interna, alla tramoggia ed all'eventuale diaframma.

Lo standard ACI prescrive che nel caso di adozione delle mensole continue queste vengano interrotte ogni metro circa mediante tagli verticali.

Le aperture da ricavarsi nel guscio possono servire per ottenere:

- 1) aperture per l'ingresso dei condotti fumo, le quali possono avere una forma circolare oppure rettangolare e tendono a divenire sempre più importanti come dimensioni; dette aperture possono risultare singole, oppure simmetriche oppure essere più di due comunque disposte;

- 2) aperture alla base del guscio che fungono da porte di ispezione o di passaggio per materiali;
- 3) aperture per ventilazione oppure installazione di lampade dell'impianto elettrico di segnalazione.

Le aperture (1) indeboliscono notevolmente il guscio. Risulta generalmente necessaria l'adozione di un'armatura della parete del guscio da disporsi lungo il contorno dell'apertura a rinforzo delle sezioni trasversali di quest'ultima.

Oltre a ciò, il telaio che viene così a costituirsi riporta alla parte inferiore del guscio gli sforzi provenienti dalla parte situata sopra l'apertura senza richiamare grandi concentrazioni di tensioni.

In corrispondenza degli spigoli delle aperture vanno sistemate opportune armature aggiuntive per tener conto della pericolosa concentrazione di tensioni che qui generalmente viene a determinarsi (vedasi A.3.3.).

BIBLIOGRAFIA

- (1) CICIND - Cicind rules for the design of chimneys - May 1980 - (documento in discussione finale a Parigi il 9 - 10/10/1980).
- (2) C N R - Azioni sulle costruzioni - maggio 1980 (documento sotto indagine pubblica entro il dicembre 1981).
- (3) ZDRAVKOVICH, PRIDDEN - Interference between two circular cylinders - Journal of Industrial Aerodynamics, November 1977.
- (4) R. HUSID, C. RONNBERG - Exact Response and Modal Superposition Techniques of Bending Structures with Earthquake Excitation - 4th Symposium on Earthquake Eng., Nov. 14 - 16, 1970, Roorkee, India.
- (5) A. MIGLIACCI, A. CASTELLANI - Considerazione sugli effetti del II^o ordine e secondari nelle alte ciminiere in c.a. e sulla sicurezza che ne consegue - Costruzioni in cemento armato - Studi e Rendiconti - Vol. 10 - 1972 - Stampa della Tamburini Editore s.p.a. - Milano.
- (6) A. CASTELLANI, A. MIGLIACCI - Relevance of Soil Compliance to the Structural Safety of Chimneys - Technical Report n^o 14, I.S.T.C., July 1973. - IASS Conference on Industrial Chimneys, Cracow, September 1973.
- (7) J. LEDWON, B. GIL - Dynamics of Industrial Chimneys under Seismic Loads - International Civil Engineering, January 1969, Israel - tradotto da Inzynieria i budownictwo, n^o 1, vol. XXIV, 1967, pag. 20 + 28, Poland.

- (8) A. MIGLIACCI, G. GEROSA - Su alcuni problemi relativi alle strutture in c.a. di alte ciminiere - Costruzioni in cemento armato. Studi e Rendiconti - Vol. 8 - 1971 - Stampa della Tamburini Editore s.p.a. - Milano.
- (9) ACI STANDARD 307 - 69 - Specifications for the Design and Construction of Reinforced Concrete Chimneys, 1969.
- (10) U. SCHULZ - Bauingenieur 51, 1976.
- (11) C.H. LEE, H.H. JABALI - Stresses in concrete chimneys weakened by openings - ACI Journal, n° 73 - 78, August 1976.
- (12) J. LEDWON, A. SCRUBA - Deformation of the Chimney caused by Insulation - Proceedings of the Conference on Tower Shaped Structures - The Hague, 1969.
- (13) G. GRANDORI - Introduzione all'ingegneria sismica - Tamburini Editore, Milano - 1970.

PARTE A - NOTE PROGETTUALI SUI GUSCI in C.A.

- A1- PREMESSA
- A2- AZIONI "ordinarie"
- A3 - PROBLEMI CONNESSI ALLA FORMA
- A4 - AZIONI PARTICOLARI
- A5 - LIMITI DIMENSIONALI e TOLLERANZE

PARTE B - NOTE COSTRUTTIVE SUI GUSCI in C.A.

- B1 - MATERIALI
 - B2 - CASSERI SCORREVOLI
-

A1 - PREMESSA

- calcolo attuale con il criterio delle tensioni ammiss.
- misure di tipo probabilistico (CEB-CICIND) in futuro
- in Italia :
 - norme sul c.a.
 - azioni sulle costruzioni
 - eventuali capitolati speciali (ENEL)

strategia possibile, con l'obbligo di considerare
A3 - A4 - A5 e differenziati tassi di lavoro

A2- AZIONI ordinarie

A.2.1- carichi permanenti

tutti i carichi di carattere permanente, valore max., valore minimo (fasi costruttive)

A.2.2- vento

confronti sistematici fra CICIND e nuovo documento GNR (Azioni sulle costruzioni)

per tutti i codici alla base:

$$q_e = \frac{1}{2} \rho v_m^2 \left\{ \begin{array}{l} \text{parte media +} \\ \text{parte fluttuante.} \end{array} \right.$$

↓
(funzione di T)

due problemi specifici:

- effetto costruzioni nelle vicinanze
(per distanze > 10 D_{max} - nessuna influenza)

- effetto "Karman"

$$v_{cr} = \frac{D}{S_T} \approx \frac{D}{0,20 \cdot 0,01 H} = 500 \frac{D}{H}$$

(per $\frac{D}{H} = \frac{1}{10} \div \frac{1}{12}$) $\approx 50 \div 40 \frac{m}{sec}$

$\gg \boxed{25 \frac{m}{sec}}$

A.2.3 - sisma

- sufficienti i primi due modi propri
- per il terremoto di progetto:
 - analisi dinamica con materiale elastico-lineare, omogeneo, isotropo
 - canna a mensola oppure a fuscio?
- per il terremoto eccezionale non occorre analisi né usualmente controlli di duttilità
- interazione terreno-struttura (si)
- interazione delle diverse strutture (in pratica mai)

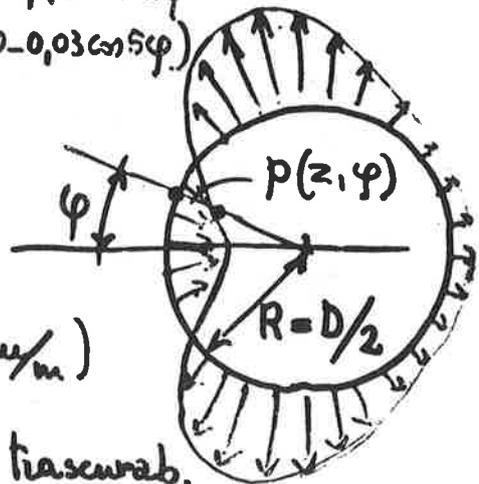
A.3 - PROBLEMI CONNESSI ALLA FORMA

A.3.1 - vento e variazioni di pressione sugli anelli trasvers.

- ovalizzazione:

$$p(z, \varphi) = q_e'(z) \cdot (-0,66 + 0,66 \cos \varphi + 0,98 \cos 2\varphi + 0,40 \cos 3\varphi - 0,11 \cos 4\varphi - 0,03 \cos 5\varphi)$$

(nota, $q_e' < q_e$
 circa $q_e' \approx 0,85 q_e$)

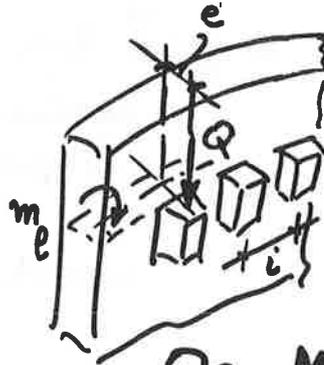


$$M(z, \varphi) = q_e'(z) \cdot \frac{0,98 R^2}{3} \cos 2\varphi, \text{ (tue/m)}$$

- effetti N, variazione di pressione = trascurab.

A.3.2 - carichi eccentrici sul puscio

- mensole non continue (standard ACI, interruzioni circa ogni metro)



- imposta CICIND

$$m_e = \frac{0,6 M}{\sqrt{Rt}}$$

$Qe = M$
(causa di raggio medio R e spessore t)

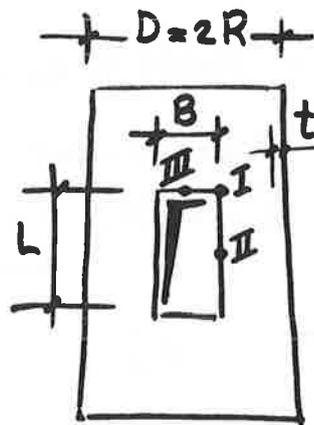
($\alpha \approx \frac{1,2}{\sqrt{Rt}}$ parametro di smorzamento)

$$B_{eff} = 0,8 \sqrt{Rt}, \text{ (sempre che } \leq i \text{)}$$

- calcolo tradizionale a tubo lungo

A.3.3 - aperture ed inserti

- massima concentrazione di sforzi in (I)
- lungo (II) $\max \sigma_c \leq 0,625 f_{ck}$ (plasticizz. e fessuraz. riducono la rigidità)



- lungo (III) fessurazioni anche di carattere permanente (durabilità).

- standard ACI prescrizioni di armatura

- norma CICIND (valida per $B \leq 0,5 D$
 $L \leq 2 D$,
 oltre, indispensabili analisi particol.)

1) per i bordi verticali (II)

$$\max \sigma_c = \sigma_c^{ox} \cdot \chi_c$$

$$\chi_c = 1 + 0,4 B \lambda$$

$$\lambda = \frac{1}{\sqrt[4]{L^2 R t}}$$

, (σ_c^{ox} = tensione derivante da un carico a mensola, sezione con apertura)

$$\chi_c = 1 + 0,4 B \lambda \cdot e^{-2,5 y \lambda}, \quad (\text{allontanandosi dal bordo, distanza } y)$$

$$\sigma_c \text{ fless.} = \sigma_c^{ox} \cdot 0,1 B \lambda \cdot e^{-2,5 y \lambda}, \quad (\text{per effetto di momenti } m_p)$$

misura di sicurezza

$$\sigma_c^{ox} \cdot (1 + 0,5 B \lambda) \leq 0,625 f_{ck}$$

incremento di armatura verticale secondo χ_s

$$\chi_s = (1 + 0,5 B \lambda \cdot e^{-2,5 y \lambda})$$

(n.b. - possono evitarsi maggiorazioni se l'apertura è "riquadrate" con rigossi di sezione minima $\frac{1}{6} \cdot B t$)

2) per i bordi orizzontali (II)

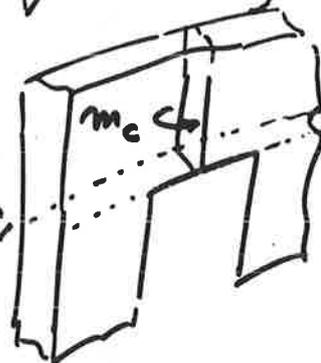
(bordi di "travi parete" caricati dalle σ_c° , calcolo a mensola, sezione senza apertura)

$N = \sigma_c^\circ \cdot 0,16 B t$, (risultante delle trazioni lungo il bordo)

$\max \sigma_{ct} = \sigma_c^\circ$, (quasi sempre pressurazioni)

$\max m_c = 0,006 \frac{B^3}{R^2} \sqrt{R t} \cdot \sigma_c^\circ$,

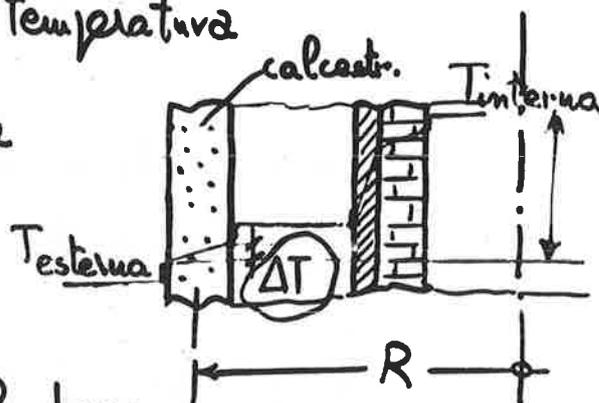
(in mensola, lungo il bordo, di valore nullo a distanza $2 \cdot 0,8 B$ dal bordo)



A4 - AZIONI PARTICOLARI

A.4.1 - variazioni di temperatura

1) ΔT nello spessore

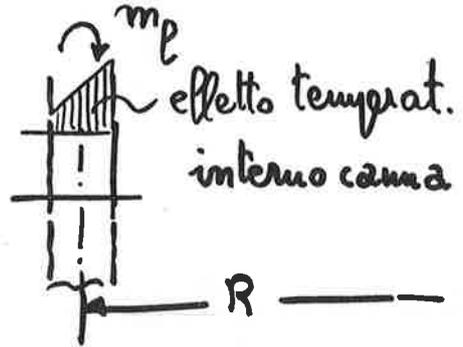


2) ΔT nell'intera pannello della camera (INSOLAMENTO)

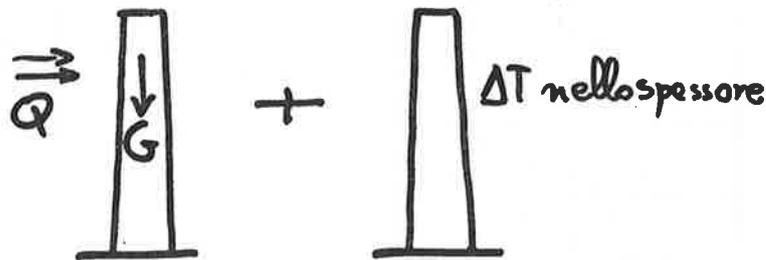
per il salto termico ΔT nello spessore

- in direzione longitudinale (verticale)
incrementi della σ_c (ordine di grandezza
in kg/cm^2 :
 $\frac{1}{2} \div \frac{1}{3} \Delta T \text{ } ^\circ C$)

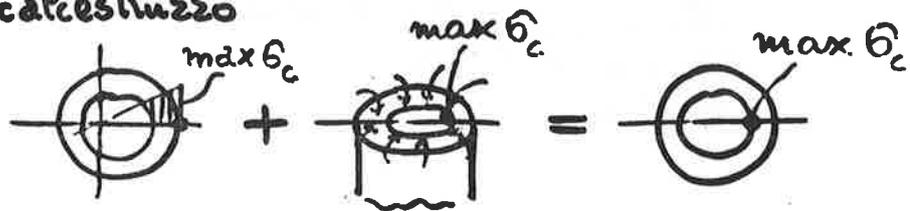
incrementi della $\sigma_{s,est.}$
(ai fini progettuali
trascurabili per via
delle plasticizzazioni
locali.)



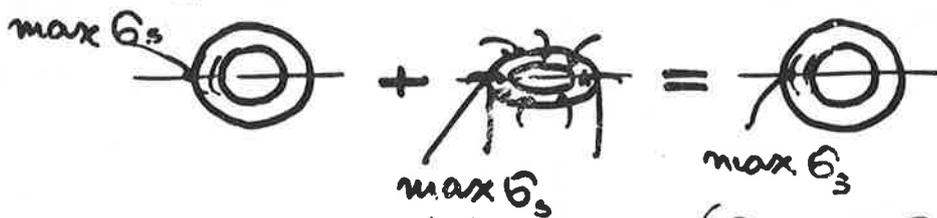
(non occorrono incrementi
di armatura esterni se $\Delta T \leq 120^\circ C$)



calcestruzzo



acciaio



($\sigma_{s,est.} \gg \sigma_{s,int.}$)

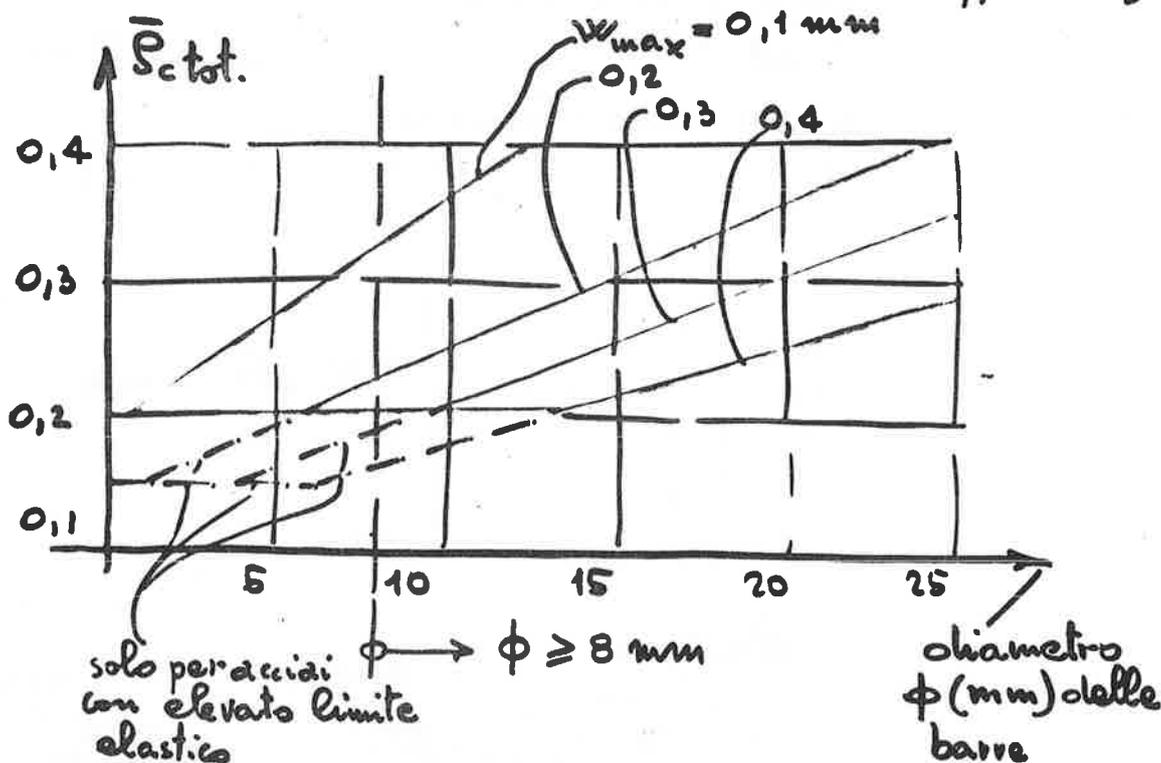
(se $\Delta T \leq 120^\circ C$, \max fessure $\cong 0,10 \div 0,15$ mm)

- in direzione circonferenziale
(sommato agli effetti della ovalizzazione
da vento)

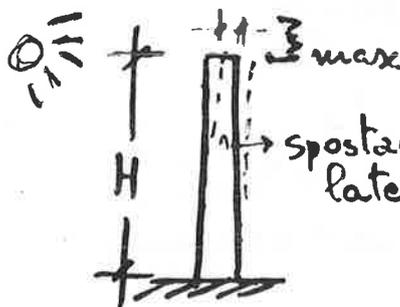
copertura di sicurezza ottenuta con minimo

di $\bar{P}_{c.tot.} = \bar{P}_{ce} \cdot (1 + \chi_c)$, $\chi_c = \frac{A_{sc \text{ int.}}}{A_{sc \text{ est.}}} \leq 1$,

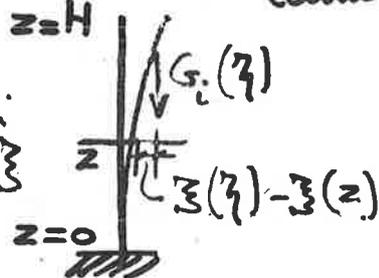
$\bar{P}_{ce} = 100 \cdot \frac{A_{sc \text{ est.}}}{A_c}$, (necessità costruttive di doppi strati)



per il salto termico ΔT nella lamina della
cassa (INSOLAMENTO)



spostamenti laterali ξ



$$M_c(z) = \sum_z^H G_i(z) \cdot [\xi(z) - \xi(z)]$$

momento flettente
del 2° ordine.

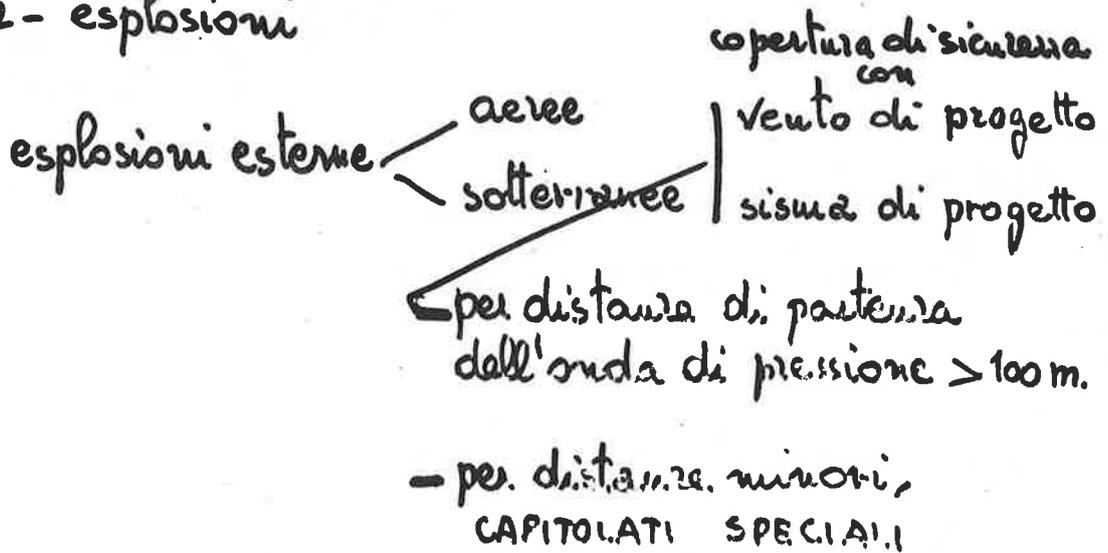
$$\max \zeta = \frac{H^2 \alpha \Delta T}{2D}, \quad (\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1})$$

$$\text{(al piede)} M_c = \frac{H^2 \alpha \Delta T}{8D} \cdot G_{\text{tot.}}$$

(effetti del 2° ordine in genere trascurabili, vedi A.4.4).

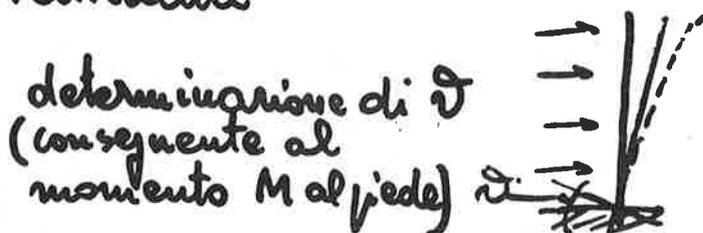
→ PERICOLOSI GLI EFFETTI SUL "LINING"

A.4.2- esplosioni



esplosioni interne setti, diaframmi anti-esplosivi (limitazione dei danni specie al "lining")

A.4.3- rotazione della fondazione, errore di verticalità



$$D = \frac{M}{1,5 E_t R_m^3}$$

fondazioni circolari (raggio esterno R_m , del "mat") senza rifluimento del terreno

$$D = \frac{M}{\beta \sum x_p^2 k_p}$$

fondazioni su pali
(x_p distanza pali dall'asse di rotaz.
 k_p costante elastica pali)

$\beta = \frac{1}{1 + 6 d/t}$ fattore d'interferenza
pali di diametro d
col interasse t)

(effetti del 2° ordine in genere trascurabili, vedi A.4.4)

per l'errore di verticalità

$$P_{3max}/H \leq 1 \div 2 \% \quad \cdot \quad \text{spostamenti non proprio trascurabili}$$

effetti del 2° ordine trascurabili.

A.4.4 - effetti del 2° ordine

per le azioni di progetto del 1° ordine
(vento oppure sisma)

- per tener conto degli effetti del 2° ordine nella bob globalità si può maggiorare di qualche unità per cento le azioni di progetto del 1° ordine

= imposta CICIND

$$M_c(z) = 0,14 \frac{H^2}{D} (\epsilon_c + \epsilon_s)_{\max} \left(1 - \frac{3z^2}{H^2} + 2 \frac{z^3}{H^3} \right) \cdot G_{\text{tot.}}$$

per le azioni eccezionali del 1° ordine
(bufera, sisma eccezionale)

- non conteggiare gli effetti del 2° ordine, anche se il trascurarli significa ad esempio per un sisma minorare del 15 ÷ 20% le azioni applicate, in virtù dell'ottima duttilità (basse percentuali d'armatura, azione di confinamento delle barre circolari)

A.5. LIMITI DIMENSIONALI, TOLLERANZE

variano un po' secondo i codici, per il CICIND:

- $t_{\min.} = \underline{200 \text{ mm}}$

- ricoprimento minimo $\underline{30 \text{ mm}} \left| \begin{array}{l} +20 \text{ mm} \\ -10 \text{ mm} \end{array} \right.$

- armatura verticale interasse massimo $\underline{250 \text{ mm}}$

$$\bar{\rho}_{v \text{ tot.}} = \bar{\rho}_{ve} (1 + \chi_v) \geq \underline{0,3}$$

$$\left| \begin{array}{l} \bar{\rho}_{ve} = 100 \cdot \frac{A_{sv \text{ est.}}}{A_c} \\ \chi_v = \frac{A_{sv \text{ int.}}}{A_{sv \text{ est.}}} \leq 1 \end{array} \right.$$

LE AZIONI E LE LORO COMBINAZIONI

Argomento trattato dal prof. Emanuele F. RADOGNA

E.F. Radogna

LE AZIONI APPLICATE E LE LORO COMBINAZIONI

1) Considerazioni introduttive

L'analisi delle azioni costituisce la prima delle tre fasi in cui si articolano di regola i procedimenti di calcolo strutturale: ad essa fanno seguito l'analisi delle sollecitazioni, che determina la risposta della struttura alle azioni applicate, e l'analisi della sicurezza, che confronta la richiesta di impegno statico con la capacità resistente disponibile, per accertare se sono rispettate le limitazioni previste dal metodo adottato per la misura della sicurezza.

Delle tre fasi, l'analisi delle azioni è quella che comporta il maggior numero di incertezze, perchè una parte delle azioni trae origine da fenomeni quali il vento ed i sismi, al di fuori del controllo umano, ed un'altra parte, pur dipendendo da attività umane, quali i sovraccarichi mobili degli edifici e dei ponti, variano durante la vita della costruzione sia in posizione che in intensità in maniera aleatoria.

A parte i pesi propri, la cui valutazione si basa su elementi geometrici che sono individuabili nel progetto, la definizione razionale delle azioni richiede la raccolta sistematica e la elaborazione di dati statistici, su cui basare la scelta di modelli matematici appropriati, che non si limitano a quelli di variabili aleatorie, come

avviene per le resistenze, ma che richiedono anche la considerazione di processi stocastici, in cui le variabili aleatorie sono funzioni del tempo.

L'esame delle caratteristiche delle azioni conduce quindi spontaneamente ad una impostazione probabilistica dell'analisi strutturale; tuttavia, allo stato attuale delle conoscenze, l'approccio rigorosamente probabilistico è sostituito, nella pratica professionale, da formulazioni semplificate, che cercano di mantenere il formalismo deterministico, che è proprio della meccanica delle strutture tradizionale, introducendo opportuni elementi correttivi, che tengano conto in qualche modo del carattere aleatorio dei fenomeni.

Nel metodo delle tensioni ammissibili l'aspetto probabilistico è considerato in modo implicito dal coefficiente globale di sicurezza, introdotto come divisore delle resistenze e dalla scelta delle intensità dei carichi, che inizialmente devono essere state ricavate da osservazioni di tipo statistico e che poi sono rimaste fissate nei regolamenti e nei manuali, acquistando nel tempo il carattere di carichi nominali, senza riferimento ai parametri delle distribuzioni statistiche di cui fanno parte.

Nel metodo agli stati limite l'aspetto probabilistico è evidenziato più esplicitamente, sia perchè vengono introdotte azioni e resistenze caratteristiche, definite come appropriati frattili delle corrispondenti distribuzioni statistiche, sia perchè si opera con coefficienti parziali di sicurezza, graduati in modo da mantenere le probabilità di crisi in ordine di grandezza assegnati.

Come è noto, nel calcolo agli stati limite la espressione simbolica della verifica di una sezione per rapporto ad un prefissato stato limite è la seguente:

$$S_{act} \left[(\gamma_F \psi F_k)_1, \dots, (\gamma_F \psi F_k)_i, \dots \right] \leq S_{res} \left[\left(\frac{R_k}{\gamma_m} \right)_1, \dots, \left(\frac{R_k}{\gamma_m} \right)_i, \dots \right]$$

S_{act} è la sollecitazione indotta nella sezione in esame dalle azioni caratteristiche F_k , trasformate in grandezze di calcolo per il tramite dei coefficienti parziali γ_F e ψ , i quali dipendono dallo stato limite considerato e dalla natura delle varie azioni in gioco.

S_{res} è la sollecitazione resistente della sezione, che dipende dalle resistenze caratteristiche R_k dei materiali, di cui è costituita la sezione, trasformata in resistenza di calcolo mediante i coefficienti parziali γ_m , che dipendono dal tipo di materiale e dal grado di controllo con il quale vengono prodotti e posti in opera.

Scopo della presente relazione è quello di illustrare il primo membro della relazione suddetta, per quanto riguarda le azioni ed i correlativi coefficienti parziali, in armonia con i criteri delle Raccomandazioni Internazionali del CEB e della FIP, accolti dalla vigente normativa tecnica italiana.

2) Richiami sui criteri di classificazione delle azioni

Sono possibili diversi criteri di classificazione delle azioni, che ne mettono in evidenza aspetti rilevanti ai fini della modellazione matematica e dello studio delle combinazioni.

Nella Meccanica dei continui deformabili, che è alla base della Teoria delle strutture, vengono considerati due tipi di forze, le forze di volume e le forze superficiali.

Le forze di volume derivano dalla interazione della massa del corpo in esame con campi di accelerazione di origine diversa, fra cui è sempre presente quello gravitazionale.

Le forze superficiali derivano dalle azioni di contatto con altri corpi, sia solidi - fra i quali i vincoli - sia granulari oppure fluidi.

Le forze applicate ai solidi deformabili generano in essi stati di tensione e di deformazione, ma è anche possibile che stati di tensione insorgano in assenza di forze direttamente applicate, per effetto di deformazioni impresse, sia naturali che artificiali. In questo caso gli stati di tensione vengono spesso definiti come stati di coazione.

Secondo la nomenclatura accolta nelle "Règles unifiées communes aux différents types d'ouvrages et des matériaux", redatte dal Joint Committee on Structural Safety (novembre 1979), il termine "azione" comprende tanto una forza (azione diretta), quanto una deformazione impressa (azione indiretta).

Le azioni possono variare sia nello spazio che nel tempo: secondo la variazione nello spazio si distinguono le azioni fisse da quelle libere o mobili.

Secondo la variazione nel dominio del tempo le azioni possono essere permanenti o variabili.

Ai fini delle applicazioni, conviene distinguere le azioni variabili in tre categorie: le azioni di lunga durata, quelle di breve durata e quelle eccezionali. Il giudizio sulla lunghezza o brevità della durata di una azione variabile è espresso in relazione alla durata della vita di progetto, assegnata alla costruzione. Le azioni eccezionali differiscono da quelle di breve durata in questo, che la probabilità della loro apparizione durante la vita di progetto è molto piccola, mentre la loro intensità può essere molto elevata.

Inoltre le azioni possono essere classificate, in base al tipo di risposta che provocano nella struttura, come azioni statiche o dinamiche: le prime non provocano accelerazioni apprezzabili, al contrario delle seconde. Questa classificazione sembrerebbe coincidere con quella precedente di azioni permanenti o variabili nel tempo, ma in realtà non è così, perchè è possibile che una azione variabile nel tempo non sia in grado di produrre ampiezze apprezzabili delle oscillazioni forzate nel corpo a cui essa è applicata, cosicchè questo resta praticamente immobile: ciò avviene quando la frequenza della eccitazione è sensibilmente superiore a quella propria del corpo eccitato.

Può essere utile considerare qualche esempio. Il peso proprio della struttura portante rappresenta una azione fissa e permanente; il peso proprio di un pavimento con il suo sottofondo va considerato come una azione fissa e di lunga durata, mentre il carico mobile dovuto al passaggio di veicoli ha il carattere di una azione libera di breve durata.

La precompressione è una azione fissa che acquista il carattere di azione permanente dopo un periodo iniziale, durante il quale si esaurisce la maggior parte delle cadute di tensione per ritiro e viscosità del conglomerato e per rilassamento dell'acciaio.

Gli effetti delle variazioni termiche possono rientrare sia nella categoria delle azioni di breve durata, se si considerano le variazioni giornaliere, ovvero in quelle di lunga durata, se si considerano quelle stagionali.

Esempi di azioni eccezionali sono dati da esplosioni, uragani e terremoti avvenuti in zone non classificate come sismiche. Il carattere di eccezionalità viene meno per le zone sismiche nello ambito delle quali i sismi hanno carattere di azioni di breve durata.

3. Valori rappresentativi delle azioni

Nell'ambito delle verifiche agli stati limite ultimi e di servizio, vengono considerati diversi valori rappresentativi delle azioni. I più importanti sono i valori caratteristici, dai qua-

li si possono dedurre, nel caso delle azioni variabili nel tempo, i valori frequenti ed i valori semi-permanenti, che intervengono nelle verifiche agli stati limite di servizio. Il valore caratteristico F_k di una azione riassume in un solo parametro le informazioni ricavate dalla conoscenza della funzione di distribuzione di probabilità dei valori massimi assunti dalla variabile aleatoria F durante la vita di progetto della struttura.

Precisamente, il valore caratteristico è quel particolare valore F_k della variabile aleatoria F per il quale vale la relazione

$$\text{Prob} \{ F - F_k \} = k$$

La resistenza caratteristica coincide quindi con il frattile di ordine k della distribuzione di probabilità. In generale gli effetti più sfavorevoli delle azioni sono dovuti ai valori più alti della distribuzione. In tal caso si assegna a k , che può variare fra zero ed uno, un valore elevato, di solito 0,95. Si parla allora del frattile superiore o del valore caratteristico superiore dell'azione considerata.

Se però avviene che l'effetto dell'azione è favorevole ai fini della sicurezza, è prudente riferirsi ai valori più bassi della distribuzione, assegnando a k un valore modesto, di solito pari a 0.05. Si ottiene così il frattile inferiore ovvero il carico caratteristico inferiore.

Si ricorda che, nel caso delle resistenze dei materiali, la resistenza caratteristica è definita come il frattile inferiore della distribuzione, associato alla probabilità del 5 % di non essere superato dai valori delle resistenze effettive.

Da quanto si è detto, è necessario precisare la legge di distribuzione di probabilità per poter determinare il frattile di ordine k . Nel caso dei carichi permanenti la distribuzione di Gauss risulta adatta a rappresentare la corrispondente variabilità, mentre per i massimi delle azioni di origine naturale vengono consigliate la distribuzione estrema dei massimi di tipo 1 per la velocità del vento e per la neve e la distribuzione estrema dei massimi di tipo 2 per le accelerazioni sismiche.

Ai fini della valutazione della resistenza caratteristica occorre distinguere fra le azioni permanenti, quelle variabili di lunga durata e quelle variabili di breve durata. Nel caso delle azioni permanenti, viene utilizzata la distribuzione di probabilità della loro intensità, che non dipende dal tempo.

Nel caso delle azioni variabili di lunga durata, occorre riferirsi alla distribuzione di probabilità dei valori massimi raggiunti durante la vita di progetto della costruzione.

Nel caso delle azioni variabili di breve durata, a partire dalla distribuzione dei valori massimi raggiunti nella vita di progetto - di solito 50 anni - si può determinare sia il frattile di ordine k che il valore corrispondente ad un pe-

riodo medio di ritorno assegnato. Tale valore è quello che viene superato in media una volta durante il periodo di ritorno. La scelta del periodo di ritorno è determinato in funzione dello stato limite considerato e viene fissata dalla normativa.

I valori frequenti delle azioni variabili sono associati prevalentemente agli stati limite di utilizzazione, per i quali è rilevante l'apparizione ripetuta di una azione. Ai fini della loro determinazione ha influenza non tanto la probabilità di occorrenza, ma, piuttosto, la loro durata. Vengono valutati in funzione dell'azione caratteristica con la relazione $\psi_1 F_k$, in cui ψ_1 è minore di uno. I valori queasi-permanenti sono generalmente determinati come il valore medio della distribuzione dell'azione e si valutano con la relazione $\psi_2 F_k$ in cui ψ_2 è minore di ψ_1 .

Oltre ai valori precedenti, basati su considerazioni statistiche, è possibile rappresentare le azioni mediante valori nominali, i quali sono fissati da norme, capitolati, ecc. e per la cui definizione manca il supporto di dati statistici. Allo stato attuale delle conoscenze, molti carichi sono specificati mediante valori nominali. Nel futuro è prevedibile che tali valori saranno gradualmente sostituiti da valori caratteristici, a mano a mano che le indagini statistiche progrediranno. I valori delle azioni accidentali, infine, sono valori nominali, fissati con il criterio di rinunciare ad assicurare la probabilità di sopravvivenza della struttura per valori delle azioni ad essi superiori.

4. Le combinazioni delle azioni

La ricerca della combinazione delle azioni più gravose, in parte permanenti, in parte variabili, richiede l'impiego di una analisi probabilistica completa. Operando con il metodo semi-probabilistico, ci si contenta di approssimare gli effetti delle combinazioni reali più gravose con insiemi di azioni, affette da coefficienti parziali di ponderazione, fissati con il criterio di ottenere un livello di probabilità di occorrenza dello stato limite considerato abbastanza omogeneo ed abbastanza prossimo a quello ammesso per il caso in cui agisca un'unica azione. In questo ordine di idee, quando si è in presenza di almeno due azioni variabili, risulta molto poco probabile che tutte intervengano simultaneamente con i valori più elevati delle rispettive distribuzioni. Si introducono pertanto dei coefficienti di non contemporaneità, contrassegnati con ψ_0 nel caso degli stati limite ultimi. Per tali stati limite vengono considerati due tipi di combinazioni, quelle fondamentali e quelle accidentali. Si ha, rispettivamente, con la simbologia e con i coefficienti del Model Code CEB-FIP 1978:

$$(1) 1.2 \sum G_{\max} + 0.9 \sum G_{\text{mm}} + 1.4 (Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{oi} Q_{ik})$$

in cui Q_{1k} è l'azione variabile assunta come base per la combinazione considerata

$\psi_{oi} Q_{ik}$ è il valore di combinazione delle azioni variabili di accompagnamento.

A turno ogni azione variabile assume il ruolo di variabile base e le altre quelle di accompagnamento, in modo da de-

determinare l'effetto più gravoso.

$$(2) F_{acc} + \sum G_{max} + \sum G_{min} + \psi_1 Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} Q_{ik}$$

La combinazione accidentale (2) è utilizzata da alcune normative per le verifiche sismiche.

I valori numerici di ψ_0, ψ_1, ψ_2 sono precisati dalle norme in relazione al tipo di azione variabile a cui vanno applicati.

Per gli stati limite di servizio vengono considerate tre combinazioni, poco frequenti, quasi permanenti, frequenti.

Esse sono espresse dalle relazioni seguenti:

$$(3) 1.0 G_{medio} + 1.0 F_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{1i} F_{ik}$$

$$(4) 1.0 G_{medio} + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} F_{ik}$$

$$(5) 1.0 G_{medio} + \psi_1 F_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} F_{ik}$$

Le combinazioni suddette sono utilizzate, per esempio, nelle verifiche allo stato limite di fessurazione, scegliendo quella di volta in volta più significativa in relazione alle condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione.

L'esame delle espressioni precedenti consente di fare qualche commento, dal punto di vista delle applicazioni pratiche.

Rispetto al metodo delle tensioni ammissibili, che, nel caso del cemento armato, adotta solo due coefficienti

globali di sicurezza, uno per il calcestruzzo e l'altro per l'acciaio, entrambi divisori delle resistenze, e che si basa sulla ipotesi di carichi crescenti in modo proporzionale sino alle condizioni di crisi puntuale dei materiali, il metodo agli stati limite appare indubbiamente più laborioso.

Ciò corrisponde alla esigenza di analizzare più approfonditamente ed in modo più razionale una realtà che è *in* sè molto complessa e questo costituisce certamente un aspetto positivo, che non deve essere sottovalutato. Va peraltro rilevato che la necessità di sufficienti informazioni statistiche, limita la efficacia del metodo per quanto riguarda la attitudine ad ottenere una probabilità di raggiungimento degli stati limite abbastanza uniforme. Si tratta tuttavia di una situazione temporanea, suscettibile di miglioramenti con il progredire delle conoscenze sulle statistiche delle azioni.

P R O B L E M I D I I N S T A B I L I T A'

Argomento trattato dal prof. Marco MENEGOTTO

Problemi di Instabilità

Il titolo di questo intervento può essere un po' generico. L'argomento che verrà trattato è la "instabilità", o meglio la valutazione dei cosiddetti effetti del second'ordine sulla resistenza di quelle costruzioni che - oltrechè alte - sono snelle e soggette ad importanti forze assiali di compressione.

In particolare si discuterà anche della verifica della sicurezza di quelle strutture, come pile da ponte in c.a. e c.a.p. che possono avere sezione con la forma più varia ed anche variabile lungo l'altezza, carichi assiali concentrati e distribuiti, forze laterali, e vincoli (isostatici o iperstatici) diversi nei due piani principali. Quindi strutture che si trovano nella condizione più generale rispetto al problema.

Il problema del calcolo delle sollecitazioni (e della verifica) è un problema non lineare, in quanto le sollecitazioni stesse non sono proporzionali alle azioni esterne.

La non linearità è duplice nelle strutture in c.a.

(fig.1)

Poiché la deformabilità delle sezioni varia con la sollecitazione, i due aspetti di non linearità interagiscono e non possono essere trattati separatamente. Ad esempio, non si può considerare elastica la deformazione per il calcolo delle sollecitazioni, per poi verificare le sezioni.

Infatti, la struttura può essere non snella inizialmente, cioè per piccoli valori del carico (essendo sufficientemente rigida), ma divenire via via più snella al crescere del carico stesso.

so (per la conseguente perdita di rigidità), amplificando molto gli effetti del 2° ordine ed accelerando il collasso.

Una tale interazione ovviamente complica il problema del calcolo. Quando poi l'azione esterna è deviata rispetto ai piani di simmetria della struttura,

(Fig.2)

la deformata può non essere piana, pur con azioni contenute inizialmente in un piano; ciò complica ulteriormente l'interazione fra sollecitazioni e deformabilità.

Quello delle strutture snelle è proprio uno degli esempi che manifestano la debolezza concettuale del sistema di verifica tradizionale alle tensioni ammissibili. Infatti nell'ambito di tale sistema, si usa amplificare lo sforzo assiale ed il momento flettente, mediante i noti coefficienti ω e c , oppure genericamente aumentare i coefficienti di sicurezza. Ciò non significa altro che un'introduzione abbozzata di effetti di non proporzionalità in fase di collasso, e quindi un accostamento implicito al criterio degli stati limite, pur senza poter convenientemente operare con tutti i coefficienti parziali di sicurezza.

Una verifica corretta va quindi effettuata agli stati limite (s.l.); in particolare è essenziale la verifica allo s.l. ultimo. In tale verifica interverrà anche la deformazione, la quale dovrà essere considerata anche essa (al pari della resistenza dei materiali e delle azioni) in sicurezza, nello spirito del metodo semi probabilistico, cioè opportunamente amplificata rispetto ai valori nominali.

Nella struttura sarà considerata perciò una deformazione iniziale consistente in una inclinazione "non intenzionale" sfavorevole e nell'effetto flessionale viscoso prodotto dai carichi "di

lunga durata". Inoltre, per il computo della deformazione sotto le azioni di progetto, anche la rigidezza dei materiali sarà affetta da coefficienti γ_m , tenendo anche conto della cedevolezza della fondazione.

(fig.3)

Ciò vuol dire che, mentre normalmente la deformazione viene trattata come uno s.l. a sé stante (e s.l. di esercizio), nel caso delle strutture snelle essa deve essere considerata come un fattore che concorre alla resistenza ultima, quindi affetto dai coefficienti maggiorativi spettanti agli s.l. ultimi.

Si è potuto far caso, negli interventi precedenti, come per la verifica allo s.l. ultimo della sezione si ricorra ad un procedimento indiretto, verificando che la sollecitazione dovuta alle azioni di calcolo risulti inferiore alla sollecitazione "resistente" di calcolo :

$$S_{ed} < S_{rd}$$

E ciò per semplicità. Infatti lo s.l. ultimo è definito dal raggiungimento di una ϵ ultima: pedissequamente si dovrebbe quindi calcolare lo stato di deformazione corrispondente alla data S_{ed} , e verificare che $\epsilon_{max} < \epsilon_u$ utilizzando opportuni schemi di comportamento per la sezione e per i materiali, "in sicurezza" secondo quanto previsto dal metodo semiprobabilistico.

(Fig.4)

Ma è decisamente più semplice ricavare S_{rd} in funzione delle deformazioni ultime ϵ_u , che non viceversa ricavare le deformazioni ϵ in funzione di S_{ed} : onde l'impiego del procedimento indiretto, mediante i "dominii di interazione ultimi" mono-bi o tridimensionali della sezione.

(Fig.5)

Si passi ora alla struttura, cioè per esempio ad una colonna snella. Sarabbe conveniente, come per la sezione, poter costruire dei domini di interazione ultimi.

A tal fine però, come si è detto, deve essere presa in conto, e schematizzata, la deformazione dell'intera colonna. Questa d'altra parte, deve essere congruente con lo stato di deformazione di tutte le sezioni, delle quali la maggior parte non si trova in condizioni ultime.

(Fig.6)

La difficoltà, aggirata per la sezione in sé, si ripresenta quindi quando si debba analizzare una intera struttura.

Nei casi più complessi, non si può evitare di ricorrere ad un procedimento "generale" che prevede calcoli iterativi per risolvere il problema strutturale, elaborando la deformazione congruente sezione per sezione, in funzione delle sollecitazioni agenti (cioè tenendo conto con continuità delle due non linearità interagenti). Su ciò si tornerà tra breve.

Vi sono peraltro dei casi, in cui il problema può essere semplificato.

Quando ad esempio si abbia un pilastro con sezione armatura e sforzo assiale costanti lungo tutta l'altezza, si può impiegare il procedimento della cosiddetta "Colonna Modello" previsto anche nelle più recenti normative tecniche (1,2).

(Fig.7)

Esso consiste essenzialmente nell'imporre "esattamente" la congruenza in una sola sezione: la sezione "critica" della colonna, cioè la sezione di base nel caso di colonna vincolata a men-

sola isostatica; altri casi possono essere ricondotti a tale caso tipo, a parità di lunghezza libera di flessione λ .

La congruenza lungo il resto della struttura viene stabilita in modo approssimato, imponendo una deformata sinusoidale, la quale produce la nota espressione della freccia in sommità riportata in figura; quivi θ_B rappresenta la curvatura dalla base, risultando così il momento del second'ordine $M_{II} = P \cdot \delta$ una funzione lineare della curvatura θ_B stessa.

E' facile in tal modo, disponendo del solo diagramma momento-curvatura della sezione stessa, funzione della forza assiale di calcolo P_d , ricavare per detrazione il momento "del primo ordine" M_I disponibile a collasso per le azioni laterali.

Facendo variare la forza assiale P_d ed eseguendo l'operazione di cui sopra più volte, è possibile costruire il "Dominio di interazione ridotto" della struttura.

Esso rappresenta il momento massimo che la sezione di base può sopportare, detratto l'effetto del second'ordine della forza assiale presente sulla struttura, e quindi è "ridotto", rispetto a quello della pura sezione, appunto di tale effetto.

Con ciò una verifica, comprensiva degli effetti del 2° ordine, può avvalersi del procedimento indiretto visto sopra per le sezioni, pur limitatamente ai casi semplici, ma con tutte le vantaggiose possibilità di adimensionalizzazione e di tabellazione che esso comporta.

Un altro tipo di semplificazione è invece possibile per ricondurre, entro certe condizioni, la verifica di una struttura complessa in pressoflessione deviata, a due verifiche in flessione retta (4). Tale criterio è anche recepito da alcune normative (3), e consiste nel calcolare i moltiplicatori critici della struttura nelle due direzioni principali, tenuto conto delle rispettive condizioni

di vincolo (anche diverse) e degli effetti del second'ordine).

(Fig.8)

Mediante tali moltiplicatori si costruisce uno speciale dominio di interazione delle azioni esterne, di forma triangolare, che permette l'immediata verifica: infatti il punto (1,1) rappresenta le azioni esterne di calcolo, e deve risultare interno al dominio stesso. Resta naturalmente la difficoltà di determinare i due moltiplicatori retti, separati, che è tuttavia considerevolmente più lieve che non quella di una verifica simultanea in flessione deviata.

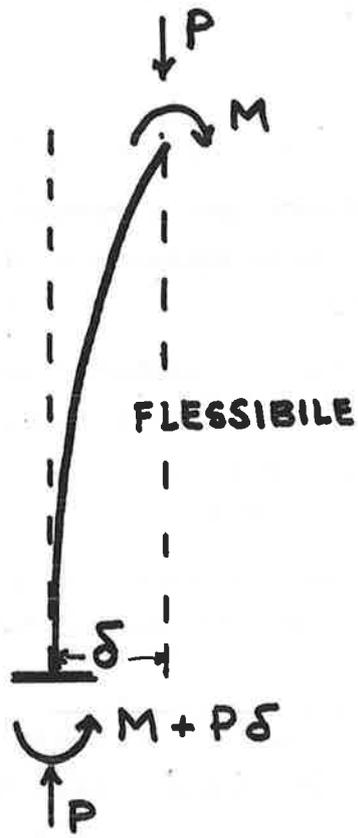
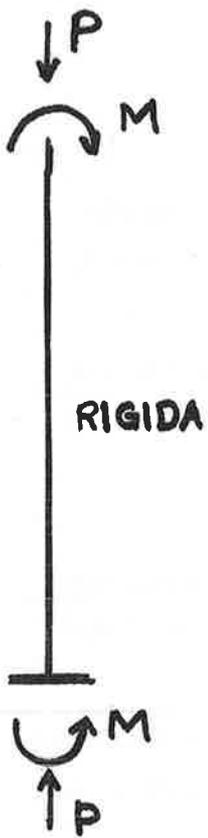
o o o o

Sono stati infine illustrati sommariamente, tramite proiezione di diapositive, i lineamenti di alcuni procedimenti di calcolo "generali", che permettono l'analisi di strutture complesse in modo "esatto" tenendo conto accuratamente di tutti i fattori di non linearità.

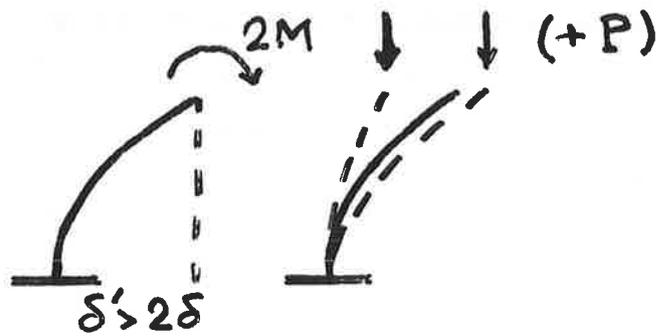
Per essi, come per la discussione sui limiti che definiscono non le strutture da considerarsi snelle, si rinvia qui alla bibliografia (5.6.7).

B I B L I O G R A F I A

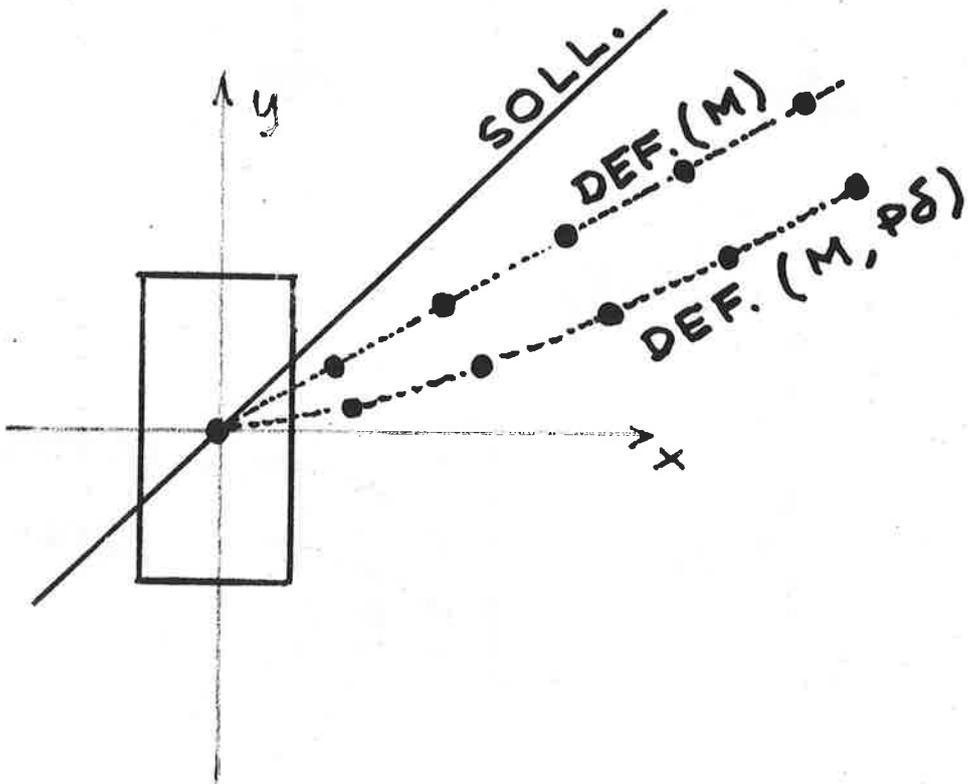
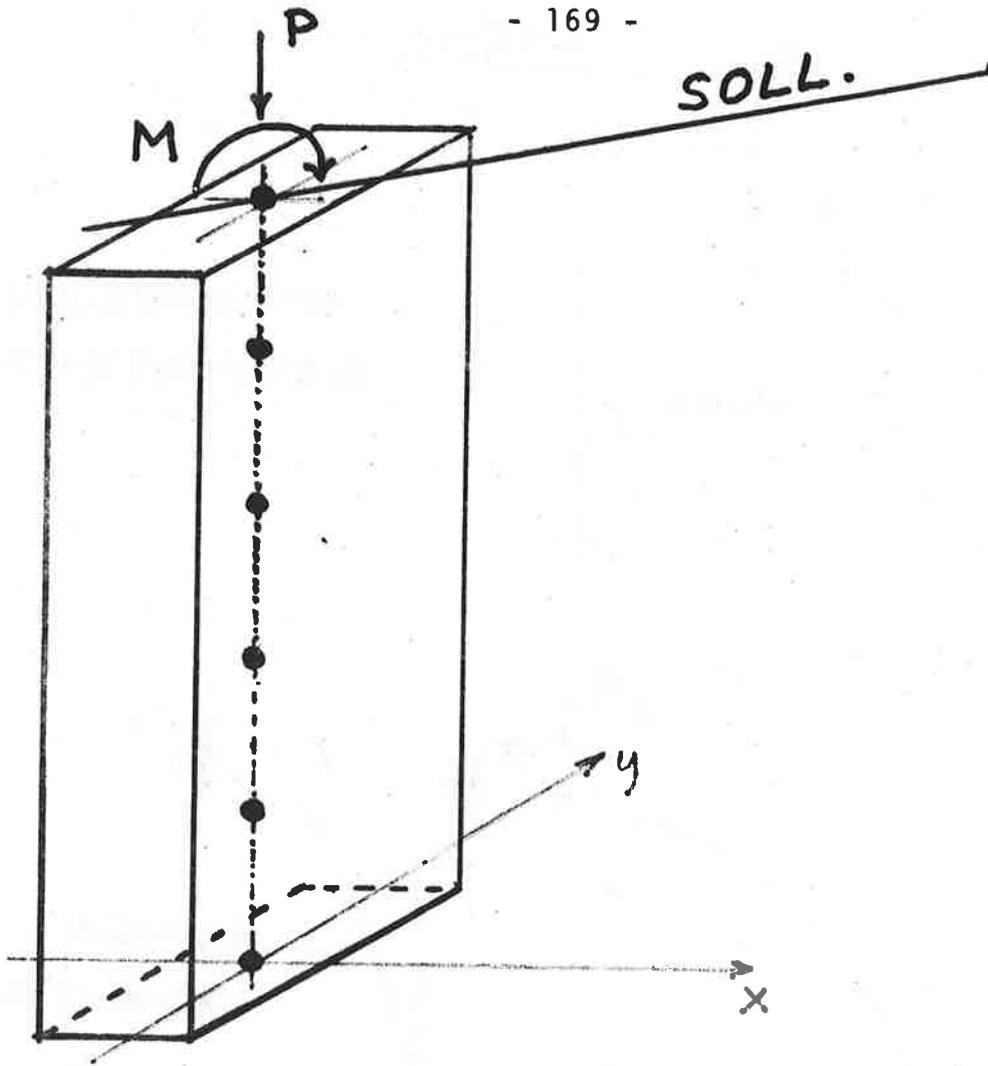
- (1) Ministero dei LL.PP. "Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche". D.M. 26-3-1980.
- (2) Consiglio Nazionale delle Ricerche "Istruzioni per la Progettazione e l'esecuzione delle opere in c.a. e c.a.p. col metodo semiprobabilistico agli stati limite". Boll.Uff.C.N.R. A.XII, pt.IV, 31-1-1978.
- (3) Comité Euro-International du Béton - Fédération Internationale de la Précontrainte: "C.E.B. - F.I.P. Model Code for Concrete Structures" 1978.
- (4) M.Menegotto, P.E.Pinto: "A Simple Design Criterion for Biaxially Loaded Columns" - Symposium AIPC Québec 1974. Rapport Final (Rapp.A.I.P.C. Vol.17).
- (5) M.Menegotto, P.E.Pinto: "Slender R.C. Compressed Members in Biaxial Bending" Journal of the Structural Division ASCE, Vol. 103 - March 1977.
- (6) M.Menegotto: "Analisi Non Lineare di Strutture a Telaio in Cemento Armato". L'Industria delle Costruzioni" n.7; 1978.
- (7) M.Menegotto, G.Via: "Limiti di Snellezza per Colonne in Cemento Armato". Giornale del Genio Civile n.7, 1978.

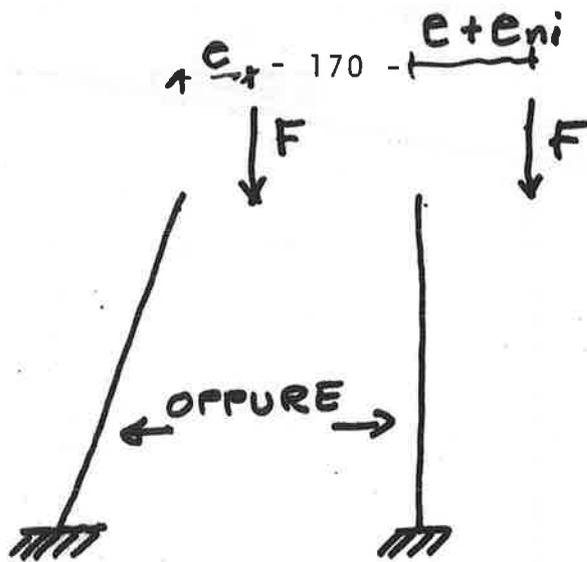


NON LINEARITA'
"GEOMETRICA"

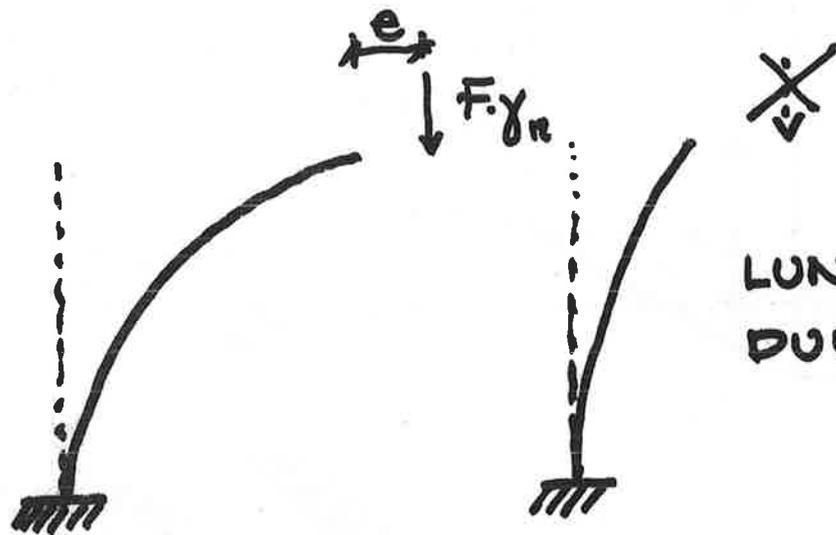


NON LINEARITA' "MECCANICA"

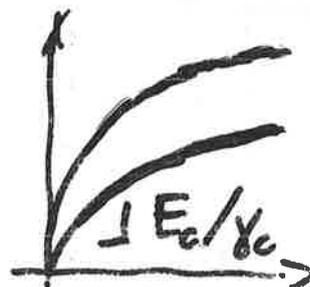
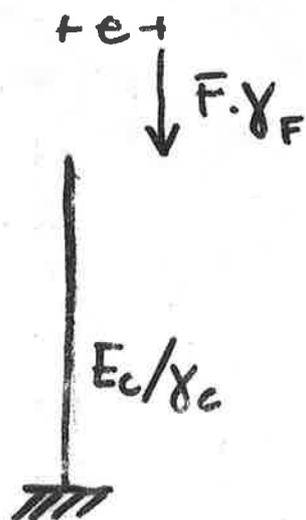




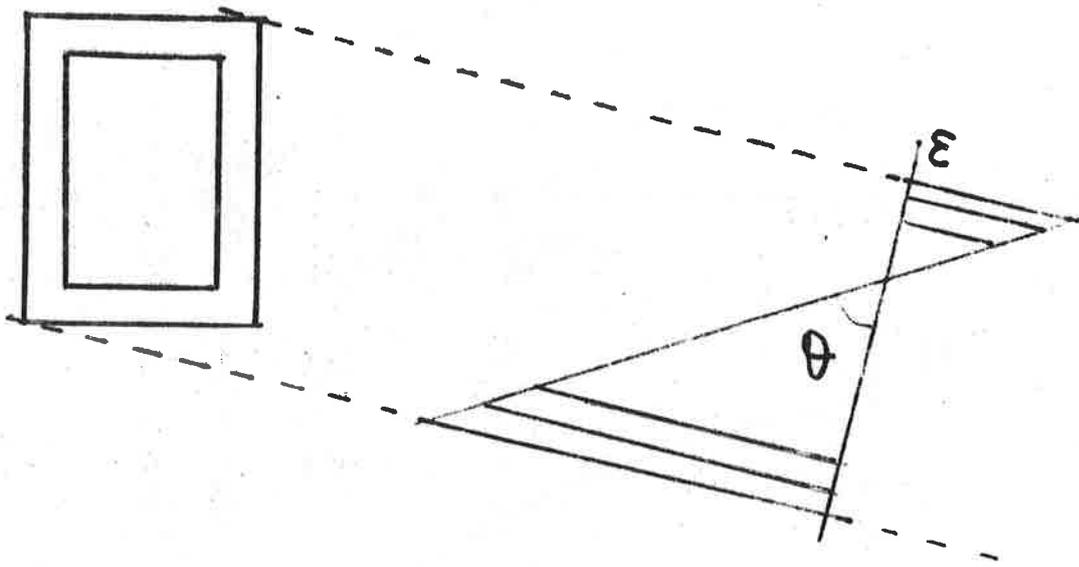
IMPERFEZIONI
GEOMETRICHE



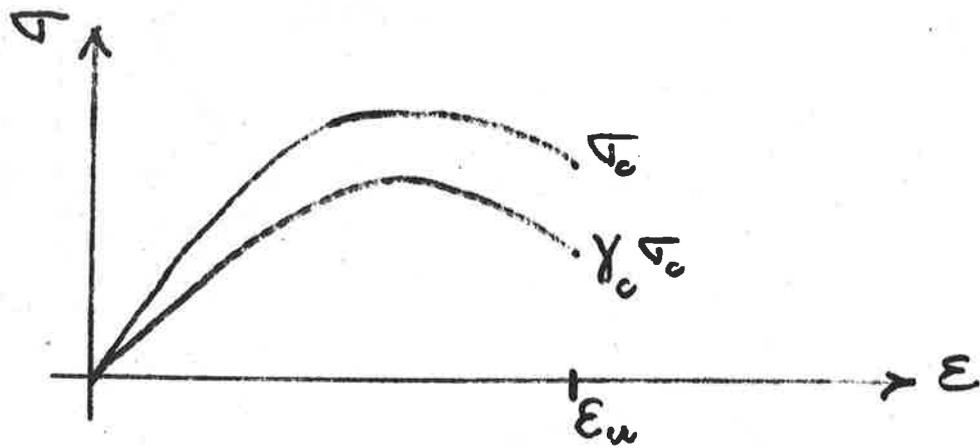
LUNGA
DURATA



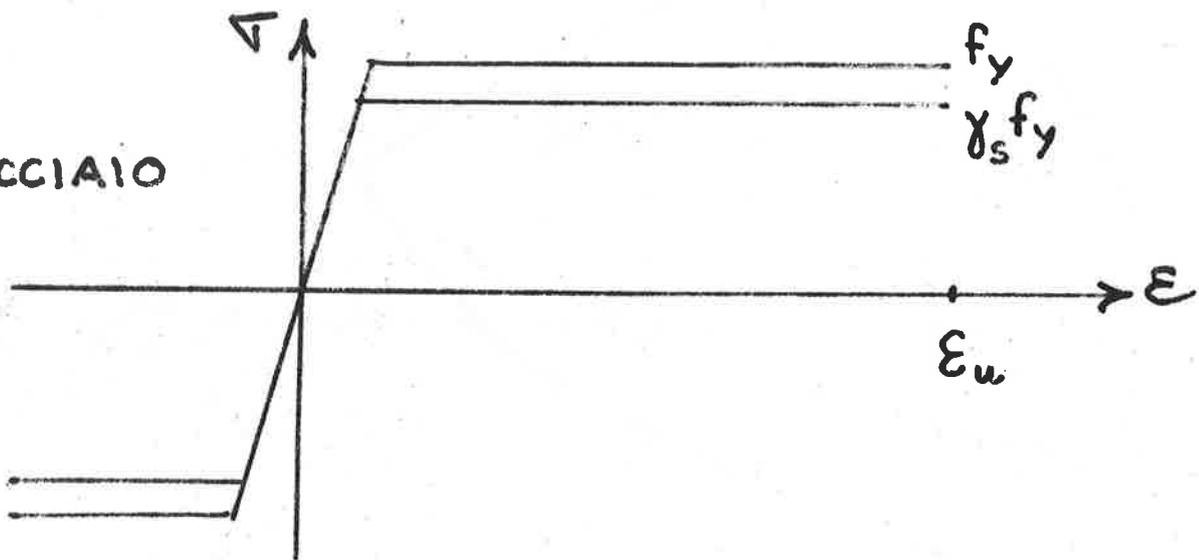
DEFORMABILITA'
ISTANTANEA

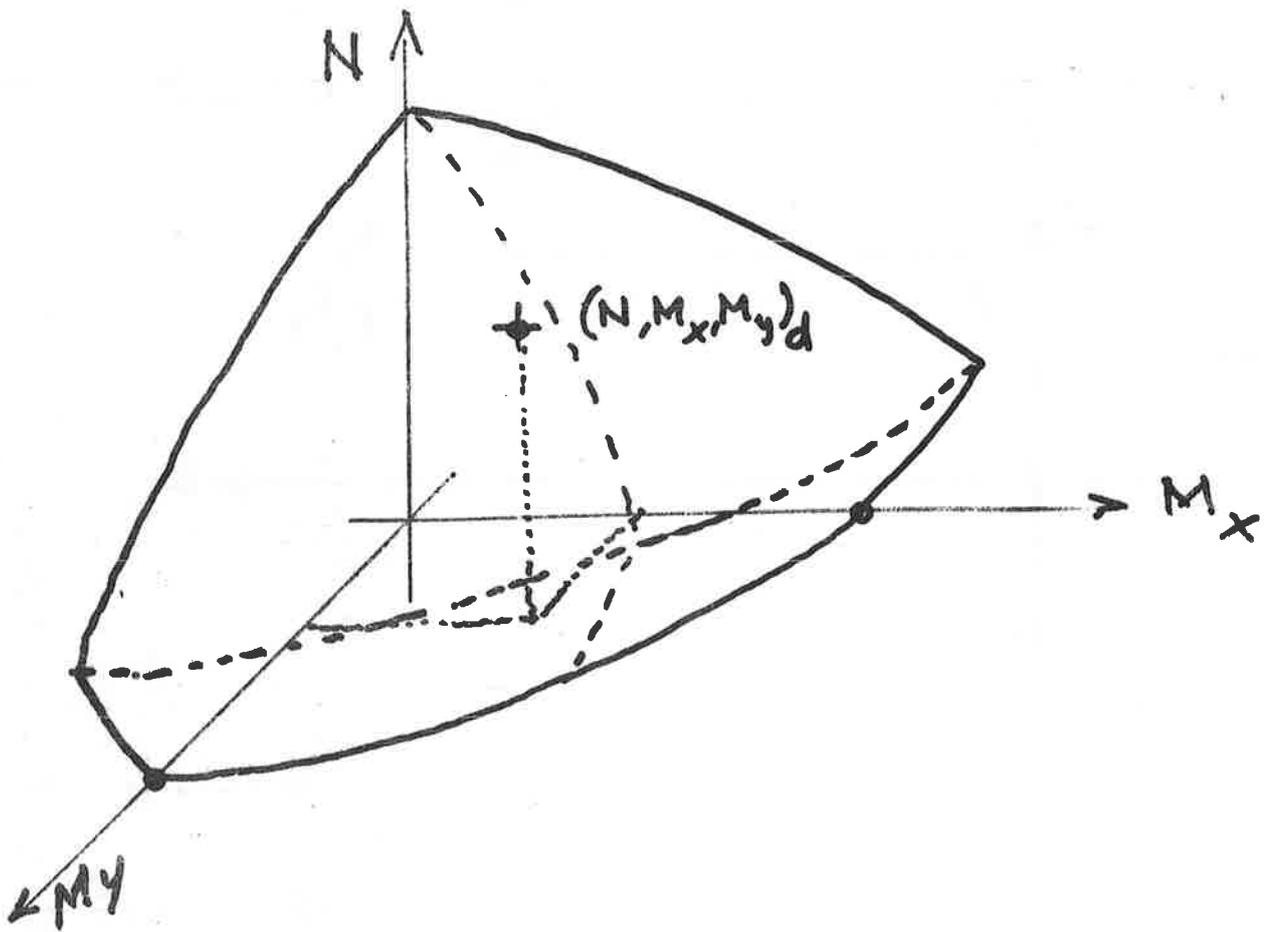
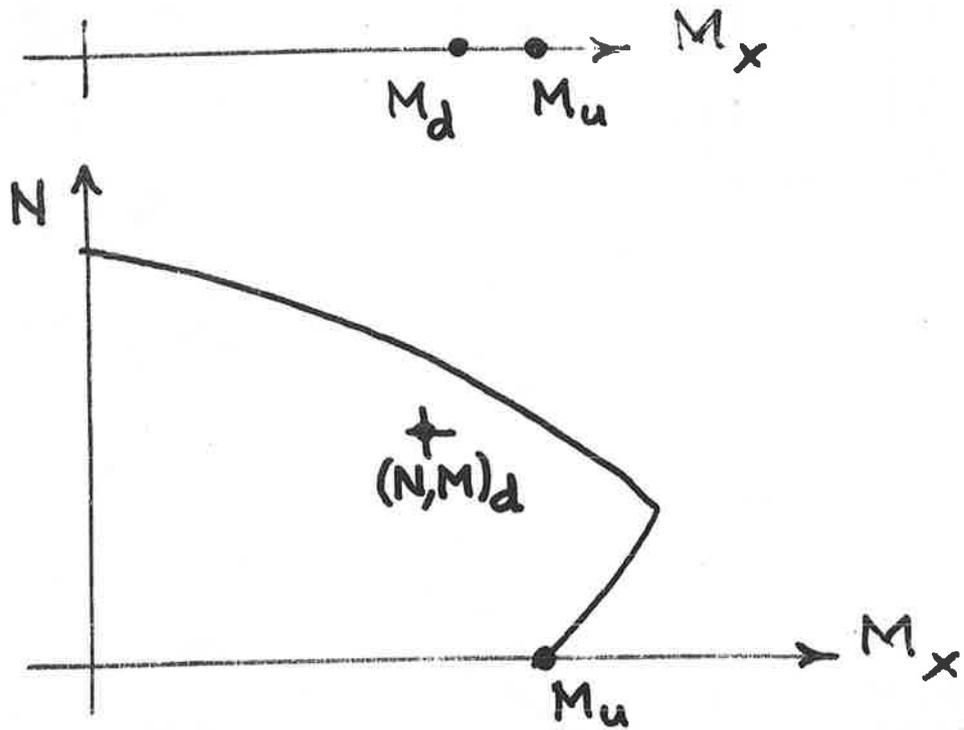


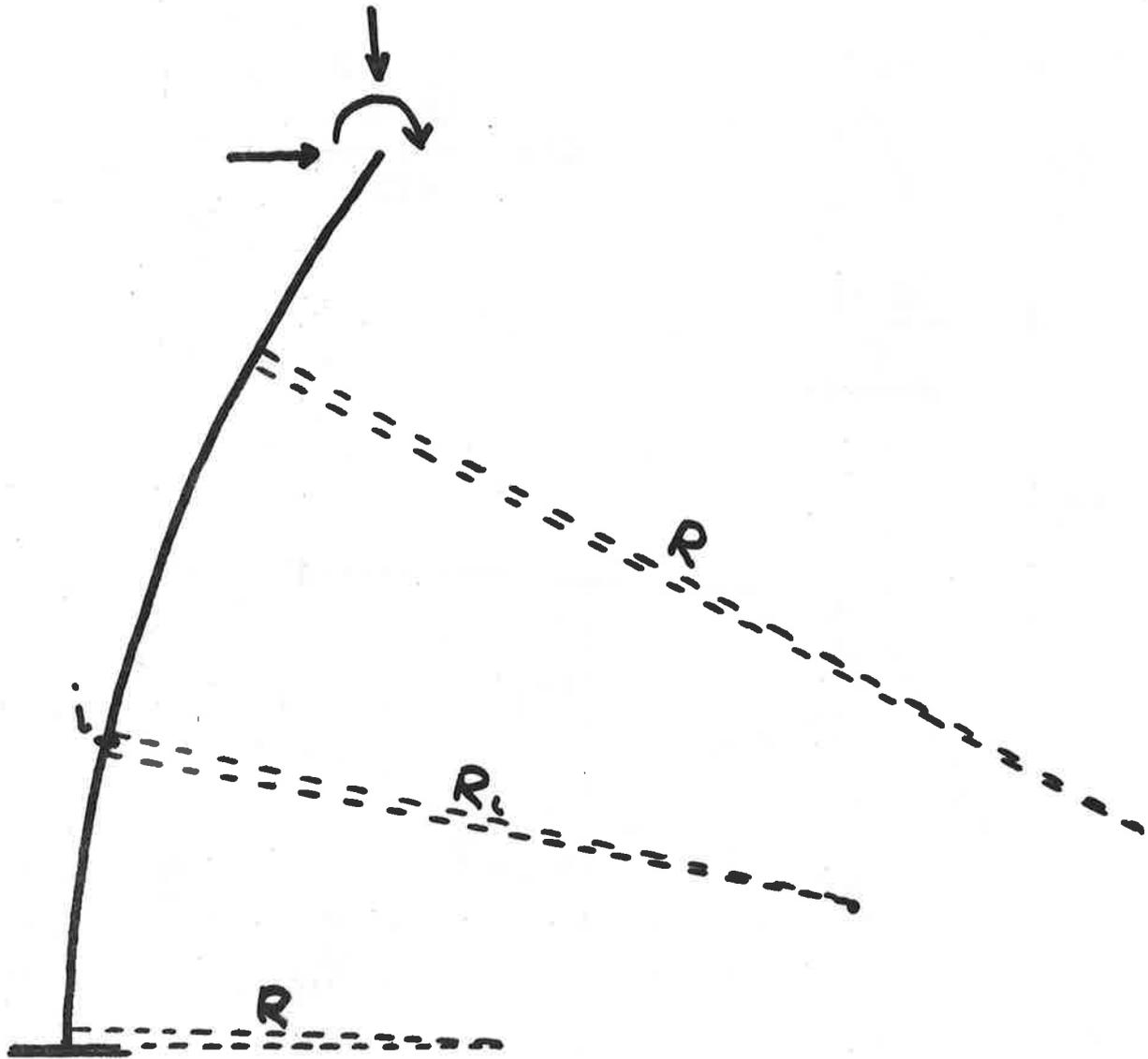
CONGLOMERATO



ACCIAIO



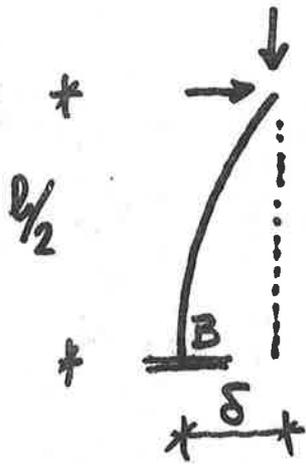




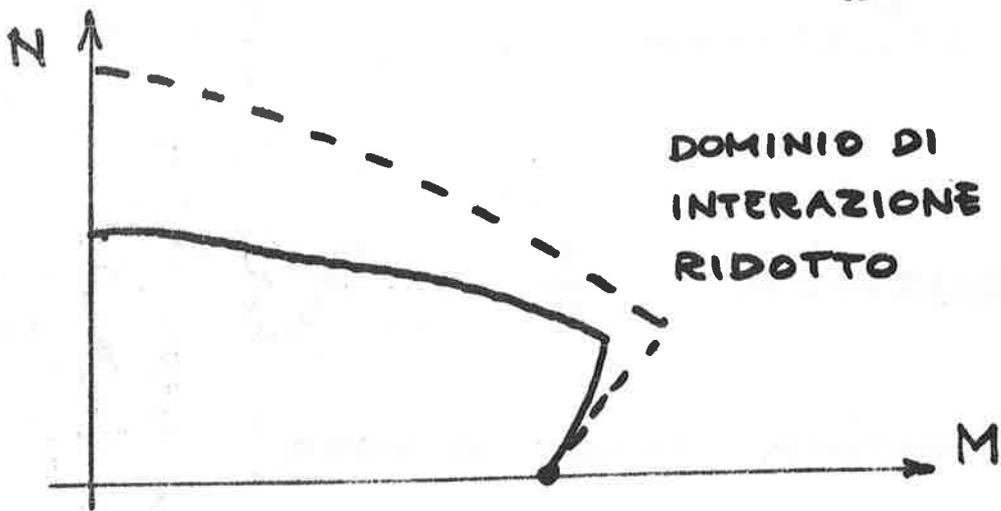
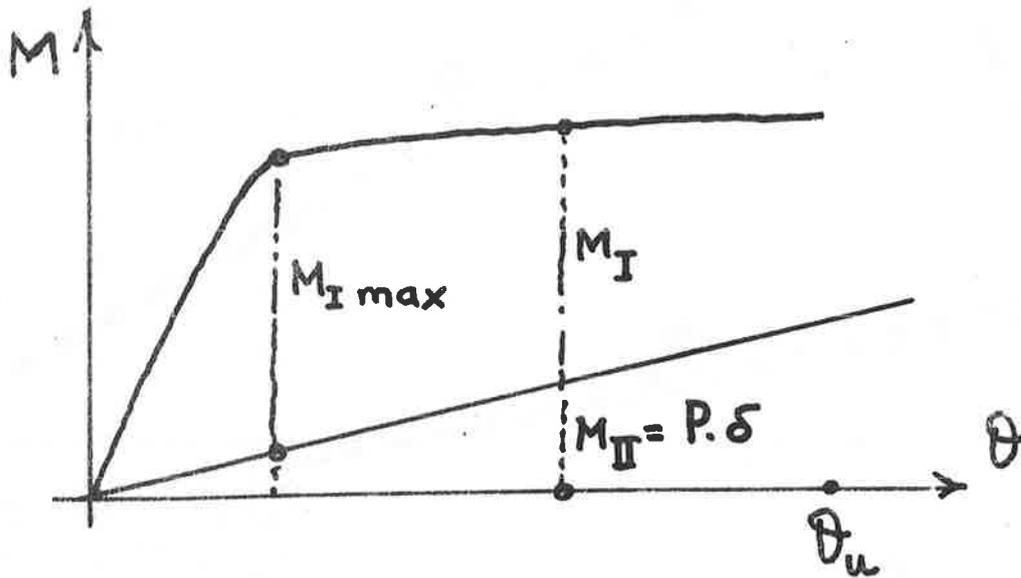
CONGRUENZA : $\frac{1}{R_i} = \theta_i$

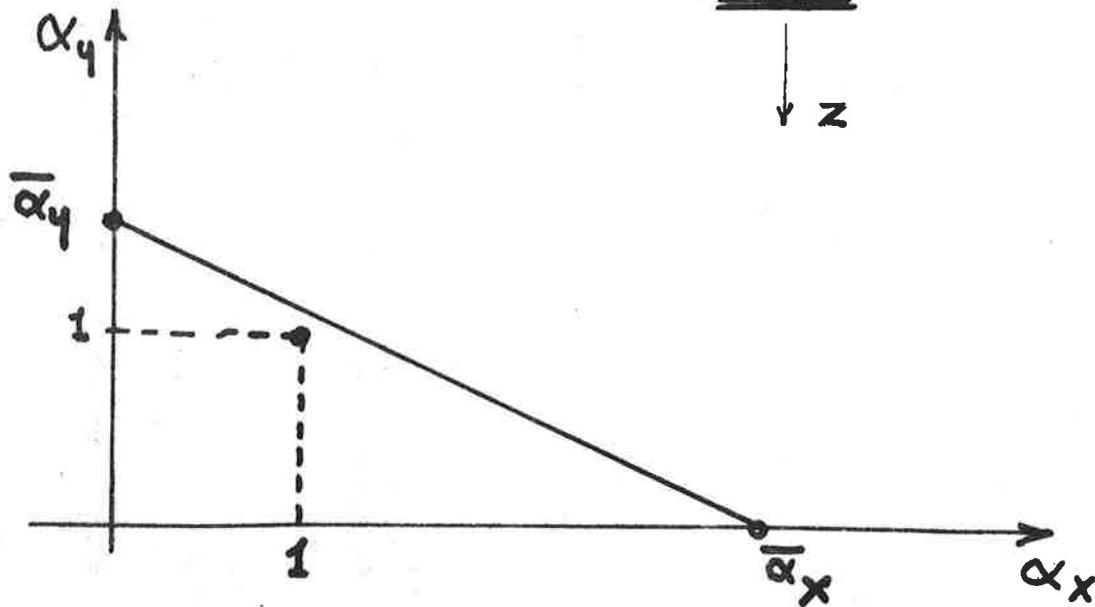
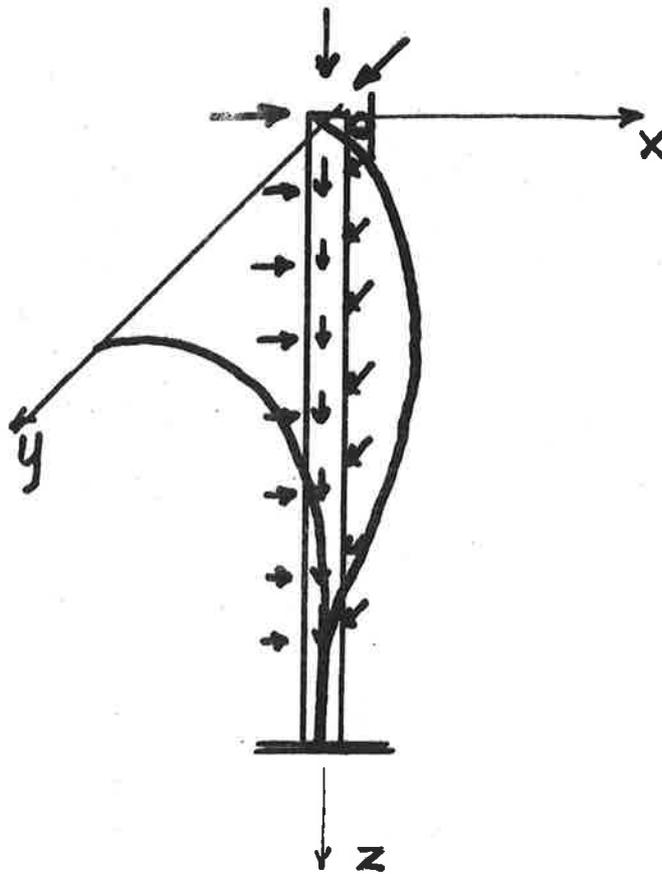
$\frac{1}{R_i}$: curvatura linea d'asse

θ_i : curvatura sezione



$$\delta = \frac{\theta_0 l^2}{10}$$





$\bar{\alpha}_x$: moltiplicatore ultimo delle azioni laterali nel solo piano (x, z)

