

TEMA A)

I PROBLEMI DELLE GRANDI COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA

ASPETTI APPLICATIVI

Presidente di sessione: prof. ing. Elio GIANGRECO

Relatore generale: prof. ing. Alberto CASTELLANI

ELEMENTI STRUTTURALI DI CALCESTRUZZO INFLESSI CON ARMATURA CENTRALE RISPETTO ALLO SPESSORE : INDAGINE SPERIMENTALE E TEORICA SULLA RESISTENZA A FATICA OLIGOCICLICA (*)

Andrea BENEDETTI, Pier Paolo DIOTALLEVI, Franco ZARRI

Istituto di Tecnica delle costruzioni
Facoltà di Ingegneria, Bologna

SOMMARIO

E' diffusa la tendenza a realizzare strutture di calcestruzzo armato (ad esempio i sili) soggetti a stati di flessione ripetuti e di segno opposto, adottando una sola orditura d' armatura posta nel centro dello spessore.

Vengono pertanto illustrati i primi risultati di una indagine sperimentale riguardante l' esame del comportamento a fatica oligociclica di elementi strutturali di calcestruzzo inflessi, provvisti di una sola rete d' armatura centrale. I risultati ottenuti vengono confrontati con quelli per flessione monotona, sviluppando anche una semplice indagine teorica.

La presentazione dei risultati è preceduta dalla esposizione del programma generale della ricerca (tutt' ora in corso), e dalla descrizione dell' attrezzatura sperimentale; la nota termina con alcune osservazioni conclusive che allo stato attuale della ricerca sembra possibile trarre.

SUMMARY

There is today a general trend to adopting only a central net of reinforcing bars, in the construction of reinforced concrete structures (by example bins) acted on by repeated cycles of flexure.

In this paper it will examine the first part of a research on the low cycle fatigue behaviour of structural concrete elements reinforced with only a welded wire net on the middle surface, acted on by alternating bending moments. The collected results are compared with those related to standard monotonic tests, developing also a simple theoretic analysis.

The presentation of results follows the description of the general program of the research (at time further in development), and of the experimental apparatus; the paper ends with some remarks, which already can be drawn at this stage of the program.

(*) Al presente lavoro gli Autori hanno fornito uguale contributo. Lavoro svolto con il contributo finanziario del Ministero della Pubblica Istruzione (M.P.I. 60 %).

1. PREMESSA

La crescente tendenza manifestata in questi ultimi anni a far ricorso alla industrializzazione anche nel settore riservato alla realizzazione di grandi strutture di calcestruzzo armato, ha comportato l'esigenza di apportare notevoli semplificazioni e standardizzazioni costruttive.

Fra queste ultime, sono risultate particolarmente innovative le modifiche a più riprese apportate alla disposizione delle armature metalliche.

Infatti nel caso di impiego di lastre piane o curve per la costruzione di sili, serbatoi, tubazioni o coperture, questa esigenza di semplificazione ha comportato talvolta la sostituzione della tradizionale doppia armatura disposta ai lembi delle pareti, con una singola armatura metallica di peso circa doppio, disposta nel piano medio dello spessore.

Tali strutture possono essere sottoposte, oltre che all'azione dei carichi diretti (propri o accidentali) comunque quasi statici, anche alle possibili azioni del sisma, del vento, delle variazioni termiche tutte di natura ciclica.

Nasce così l'esigenza di conoscere il comportamento a fessurazione ed a rottura di tali pareti di calcestruzzo (con l'armatura metallica disposta nel piano medio), per effetto di sollecitazioni flessionali sia monotone sia cicliche, accompagnate o no da sforzo normale di trazione.

Per tale ragione è stata avviata una ampia indagine sperimentale presso il Laboratorio annesso all'Istituto di Tecnica delle costruzioni della Facoltà di Ingegneria di Bologna, per controllare il comportamento a fatica oligociclica di tali pareti, mediante l'esame di elementi strutturali di calcestruzzo provvisti di una sola rete centrata rispetto allo spessore, soggetti sia a flessione monotona sia a cicli di flessione alterna uniforme.

Si ritiene infatti che tali prototipi strutturali, opportunamente progettati e realizzati, possano fornire una credibile interpretazione del reale comportamento a fessurazione ed a rottura di simili pareti facenti parte di grandi strutture.

Principalmente con riferimento ai sili, il programma generale dell'indagine prevede quindi l'esecuzione di prove per diverse combinazioni di valori del momento flettente e dello sforzo normale di trazione.

Nel seguito della presente nota vengono riportati e commentati i primi risultati dell'indagine relativi alle prove effettuate con la presenza delle sole azioni flessionali. La seconda parte dell'indagine, tutt'ora in corso, riguarda la ripetizione delle precedenti prove adottando anche un assegnato valore dello sforzo normale di trazione.

Scopo principale dell'indagine è dunque quello di analizzare l'influenza che le ripetizioni delle sollecitazioni (di flessione con e senza sforzo normale), esercitano nei confronti della fessurazione e della rottura di elementi strutturali armati con una singola rete centrale rispetto allo spessore. Le suddette prove sono state eseguite applicando, in analogia con i casi ricorrenti (ad es. i sili), azioni cicliche tali da produrre valori non elevati delle tensioni normali di compressione nel calcestruzzo.

Dai risultati della ricerca si prevede di evidenziare i più rilevanti comportamenti relativi a tali disposizioni costruttive.

2. MODALITA' DI PROVA E APPARECCHIATURA SPERIMENTALE

Il programma generale delle indagini prevede l' esecuzione di diverse prove su un elevato numero di campioni appositamente progettati; a questo proposito è opportuno segnalare che per avvicinare la sperimentazione alla situazione reale, gli elementi esaminati sono stati progettati in modo da arrivare a rottura per schiacciamento del conglomerato (si veda la figura 1), in presenza di quantitativi di armatura ricorrenti nei casi pratici.

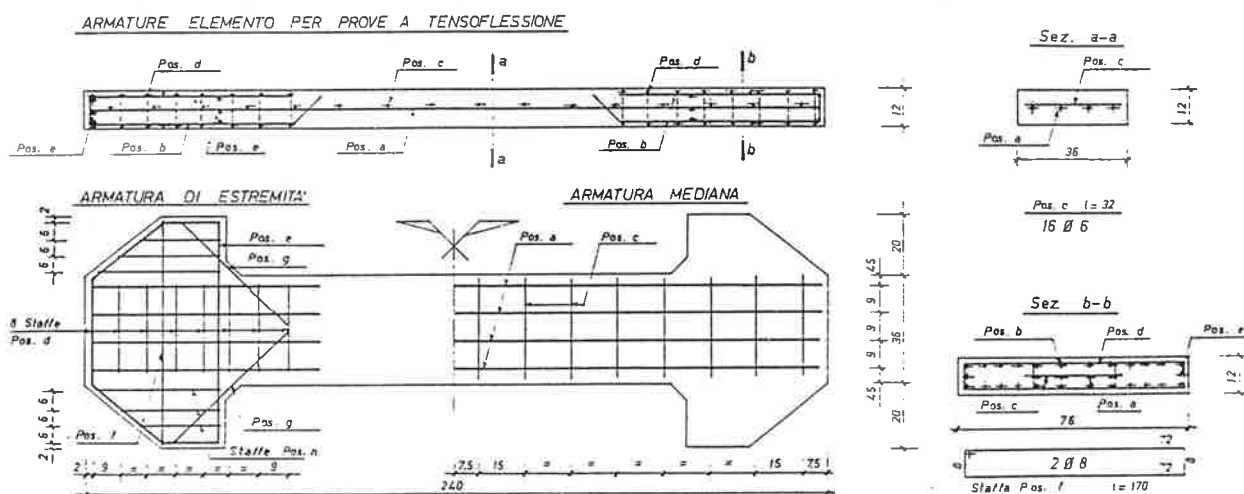


figura 1

Le prove eseguite possono essere ricondotte ai due tipi seguenti:

- flessione semplice monotona e ciclica;
- tensoflessione monotona e ciclica, con sforzo normale costante.

2.1 Prove a flessione semplice

Sono state eseguite :

- a) n° 2 prove a flessione semplice monotona per la determinazione del diagramma carico-spostamento della sezione di mezzeria e per la determinazione dei valori caratteristici della soglia di fessurazione (M_{fess}) e di rottura (M_r) per crisi del calcestruzzo;
- b) n° 5 prove cicliche per altrettanti livelli del valore del momento flettente ciclico imposto (M_{cyc}), rispetto al valor medio di M_f ricavato dalle prove precedenti.

In particolare tali livelli sono stati prescelti pari a 0,75 0,875 1,0 1,25 1,5 del valore di M_f ; in relazione agli scopi dell' indagine, le sollecitazioni sono state ripetute, nel corso di ciascuna prova per un totale di 100 cicli completi.

In successione a tale trattamento preliminare, su ciascun campione è stato applicato il carico monotono spinto sino alla rottura del calcestruzzo.

2.2 Prove a tensoflessione

Sono in corso di esecuzione:

- a) n° 2 prove a flessione semplice e monotona, eseguite in presenza di sforzo di trazione pari al 30 % del valore dello sforzo normale teorico di fessurazione (N_f).
Lo sforzo normale viene realizzato mediante due martinetti idraulici inseriti a lato degli elementi, e contrastati da apposite mensole sistemate alle estremità degli elementi stessi (figura 1);
- b) n° 5 prove cicliche per livelli di momento flettente uguali a quelli riportati al punto 2.1.b, con sempre assegnato un valore dello sforzo normale di trazione pari al 30 % di quello di fessurazione.
L' esecuzione procede come al punto 2.1 ossia con 100 ripetizioni del carico seguite dalla prova monotona a rottura.

2.3 Descrizione dell' apparecchiatura sperimentale

Al fine di ottenere un momento flettente costante lungo il tratto centrale della trave, nel corso delle prove il caricamento degli elementi è stato realizzato con coppie di carichi di uguale valore P , applicati simmetricamente rispetto alla mezzeria dell' elemento, internamente od esternamente agli appoggi, per realizzare flessione uniforme positiva o negativa.

I carichi sono stati impressi mediante attuatori idraulici applicati a contrasto della travata superiore di un telaio chiuso, sulla cui travata inferiore sono stati appoggiati gli elementi in prova (figura 2); tutte le prove sono state realizzate con lo schema statico di figura 3.

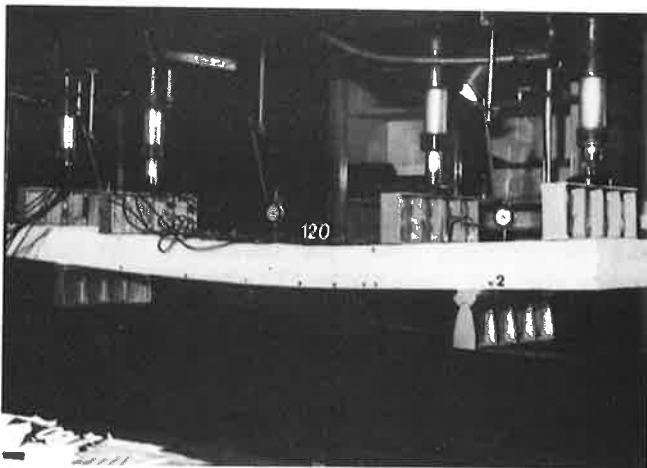


figura 2

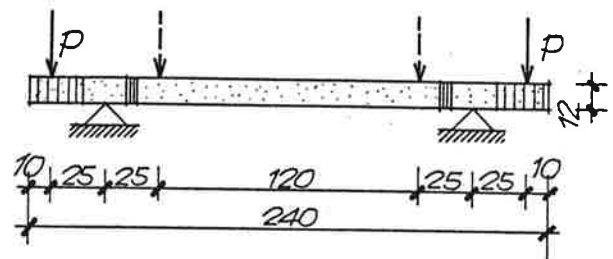


figura 3

Per misurare la dilatazione in corrispondenza dei lembi degli elementi strutturali, anche in presenza delle lesioni, sono stati applicati alcuni estensimetri induttivi (figura 4) rimossi, ovviamente, prima della fase di rottura; lo spostamento della sezione di mezzeria è stato misurato mediante un livello ottico, compensando gli abbassamenti degli appoggi.

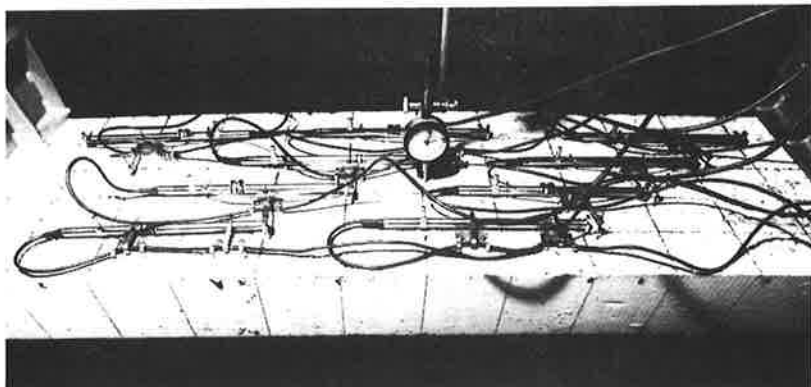


figura 4.a

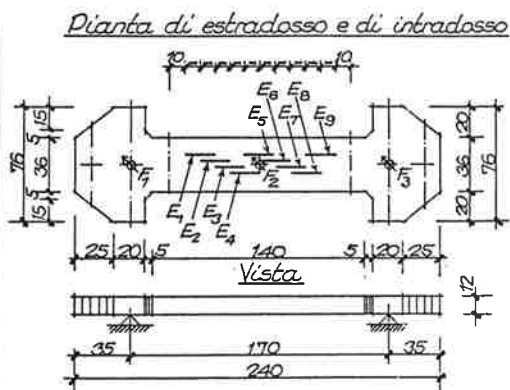


figura 4.b

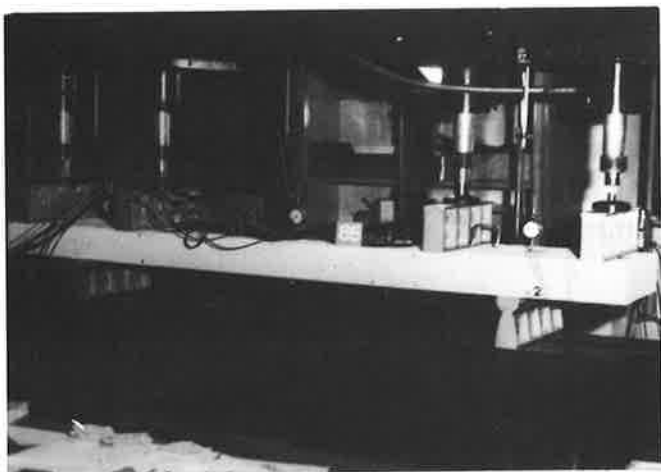


figura 5.a



figura 5.b

Infine, nel corso delle varie fasi di carico delle diverse prove, sono state registrate le posizioni e le ampiezze massime delle fessure (figura 5); queste ultime sono state misurate, in corrispondenza dei lembi, mediante apposito microscopio con scala graduata di precisione.

3. RISULTATI DELLE PROVE EFFETTUATE

3.1 Prove monotone

Come è già stato precisato nel precedente paragrafo, sono state eseguite due preliminari prove a flessione semplice mediante l'applicazione di coppie di carichi P crescenti sino alla crisi per schiacciamento del calcestruzzo.

I risultati di tali prove, che evidenziano un buon accordo tra di loro, sono riassunti nei due diagrammi carico-spostamento ($P-\delta$) riportati nella figura 6 per la sezione di mezzeria.

In tali diagrammi si possono riconoscere sostanzialmente tre parti distinte :

- un primo tratto pressoché lineare, corrispondente alla fase di comportamento elastico dei materiali, che termina con l'inizio della fessurazione per valori del carico pari a circa 18 kN;
- un secondo tratto moderatamente curvilineo, durante il quale si evolve la fessurazione del calcestruzzo, che si manifesta per valori del carico P compresi tra 18 e 20 kN circa;
- un terzo tratto con andamento fortemente "softening" corrispondente prevalentemente alla plasticizzazione del conglomerato compresso; la rottura si manifesta infine quando il carico risulta circa 45 kN.

Per ciascuna prova sono state rilevate anche le dilatazioni, di cui si riporta in diagramma il valor medio ϵ in relazione al corrispondente valore del carico P (figura 7).

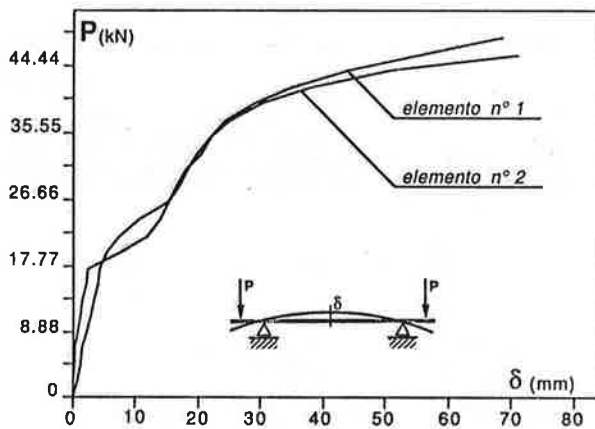


figura 6

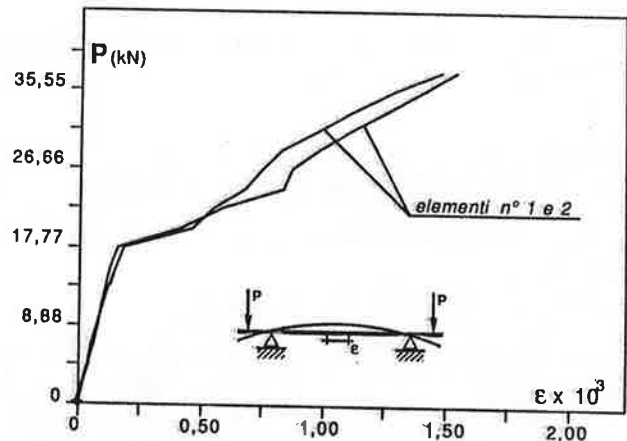


figura 7

Dall' esame di tali ultimi diagrammi si evince la sostanziale conferma del comportamento ipotizzato in base all' analisi delle frecce; si può inoltre verificare che la plasticizzazione del conglomerato compresso praticamente inizia per valori del carico prossimi a 38 kN. La inevitabile rimozione anticipata degli strumenti rispetto al collasso non ha consentito di seguire l' intera vicenda plastica.

3.2 Prove con iniziale trattamento ciclico

Sono state eseguite cinque prove a flessione alternata di segno opposto come già precedentemente indicato; il valore del carico utilizzato durante il preliminare trattamento ciclico degli elementi è riportato in tabella I.

Il numero delle ripetizioni di carico è stato prefissato pari a 100, essendo quest' ultimo un valore significativo nel campo della fatica oligociclica (I), sufficiente ad innescare eventuali fenomeni di deterioramento.

Come si può vedere in figura 8, successivamente al caricamento ciclico ciascun elemento è stato portato a rottura per schiacciamento del calcestruzzo per carichi monotoni crescenti utilizzando il già citato schema di carico.

prova n°	1	2	3	4	5	6	7
P_{cyc} (kN)	-	-	13,33	15.55	17.77	22.22	26.66
P_{cyc}/P_f	-	-	0,75	0,87	1,00	1,25	1,50

Tab. I

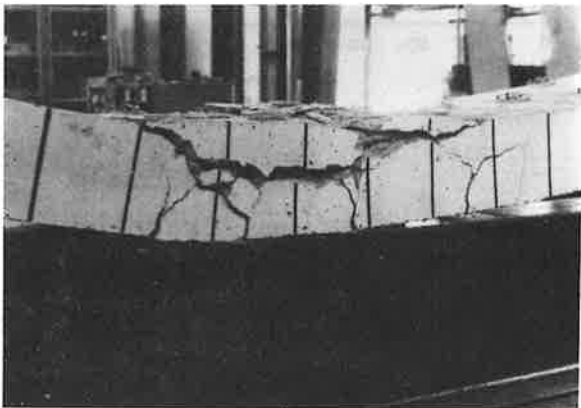


figura 8.a

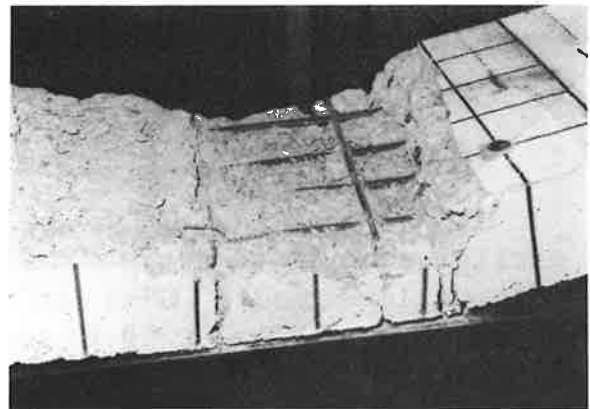


figura 8.b

I risultati delle prove sono riassunti nei diagrammi carico - spostamento massimo ($P-\delta$) relativi alle prove a rottura successive alle fasi di caricamento ciclico; tali diagrammi sono riportati nella figura 9.a per i campioni con rapporti P_{cyc}/P_f minori di 1,0 e nella figura 9.b per i campioni con rapporti maggiori di 1,0. Dall' esame dei suddetti diagrammi si possono trarre le seguenti osservazioni:

- a) quando il trattamento ciclico viene effettuato con valori del momento flettente inferiori a quello di fessurazione (diagrammi 3 e 4 di figura 9.a), la successiva prova a rottura fornisce un diagramma $P-\delta$ praticamente simile a quello ricavato dalle prove monotone di confronto eseguite su elementi non assoggettati a trattamento ciclico. In sostanza il trattamento ciclico non provoca significative modificazioni del comportamento statico dell' elemento né a fessurazione né a rottura.
- b) Quando, viceversa, il trattamento ciclico viene spinto a valori del momento flettente non inferiori a quello di fessurazione, gli andamenti dei diagrammi $P-\delta$ (curve 5, 6, 7, figura 9.b) rivelano, all' aumentare del rapporto P_{cyc}/P_f , una progressiva riduzione del valore della rigidità iniziale (rispetto alle curve degli elementi di confronto 1 e 2). Nel tratto finale del diagramma, se pure con andamento analogo ai precedenti e con valori poco discosti, gli elementi sottoposti a trattamento oltre la soglia di fessurazione rivelano una lieve riduzione del valore del carico di rottura.

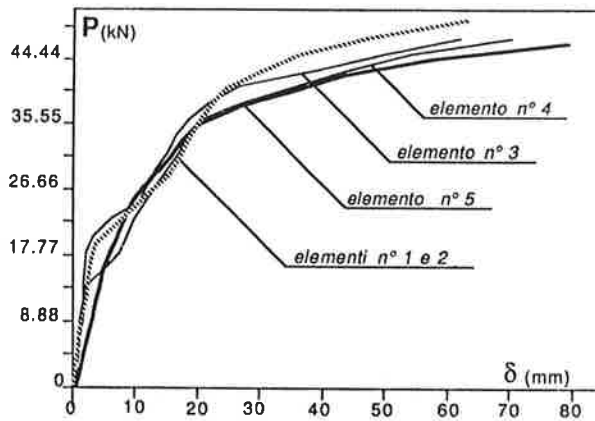


figura 9.a

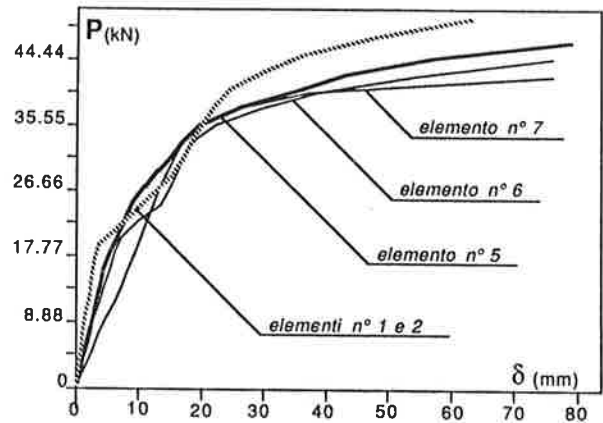


figura 9.b

Nel corso delle prove monotone successive ai trattamenti ciclici sono stati registrati e tracciati anche i diagrammi carico-deformazione media (P - ϵ) in corrispondenza del lembo compresso. Nelle figure 10.a e 10.b sono riportati tali diagrammi per gli elementi 3,4,5 e 5,6,7 rispettivamente.

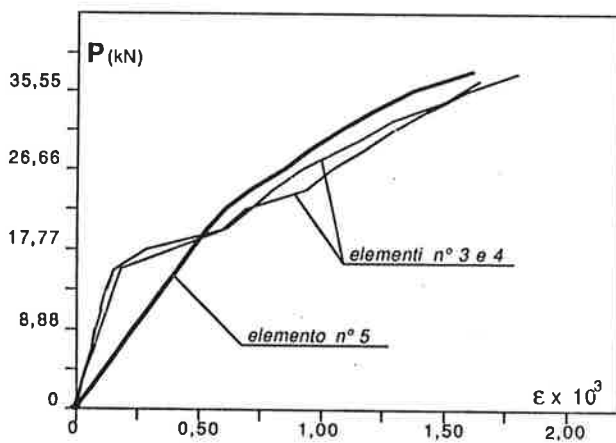


figura 10.a

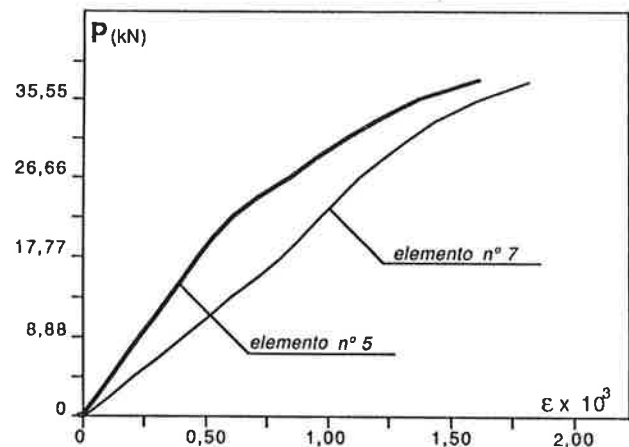


figura 10.b

Dall' esame di tali diagrammi si può notare una discreta concordanza con i diagrammi P - δ corrispondenti; in particolare si riscontra un progressivo abbattimento del modulo elastico del calcestruzzo all' aumentare del rapporto P_{cyc}/P_f , che è uno dei contributi alla riduzione di rigidità citata precedentemente.

Come nei precedenti diagrammi P - δ (figure 9.a e 9.b), anche nei diagrammi P - ϵ di figura 10.a e 10.b, la curva dell' elemento strutturale trattato con rapporto P_{cyc}/P_f uguale a 1, evidenzia un comportamento di transizione tra i due gruppi di elementi.

A completamento di quanto sopra riportato si richiamano i risultati di due prove eseguite nel corso della messa a punto del programma della ricerca, intese a valutare l' influenza delle prime inversioni di carico sul comportamento a fessurazione ed a rottura degli elementi strutturali.

La prima prova è stata eseguita applicando la coppia dei carichi P fino a provocare la fessurazione iniziale del calcestruzzo; si è poi provveduto ad invertire i carichi sino a portare a rottura l'elemento per flessione con segno opposto al primo caricamento (figura 11, curva A).

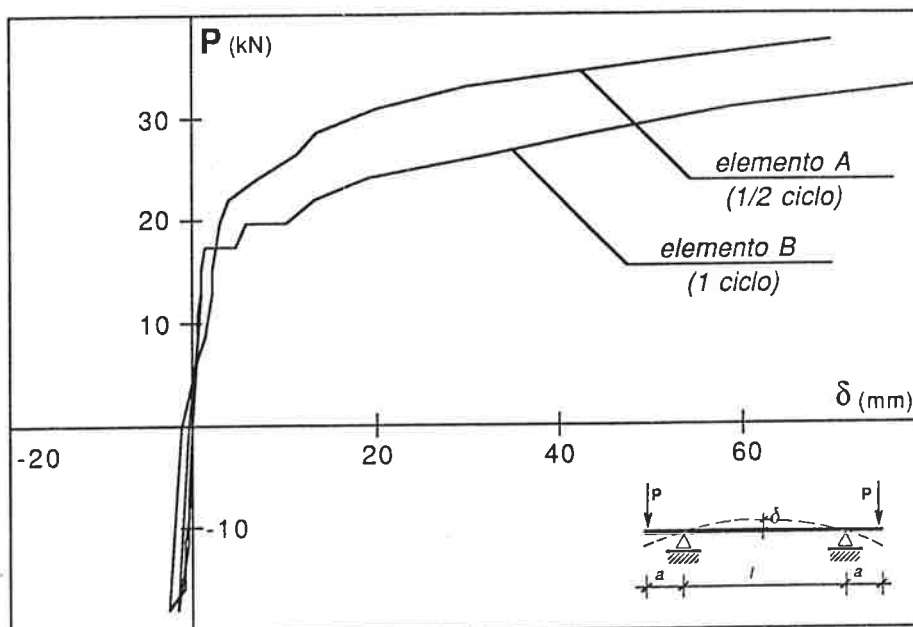


figura 11

La seconda prova è stata effettuata eseguendo un intero ciclo di carico, raggiungendo la soglia di fessurazione sia a momento positivo che a momento negativo (figura 11, curva B), e poi portando a rottura l'elemento con momento flettente di segno uguale a quello dell' iniziale caricamento.

Confrontando tra di loro le due prove, si deduce che già il completamento del primo ciclo di carico provoca un danneggiamento sensibile nell' elemento; ciò può forse essere imputato all' aprirsi della prima fessura, che poi nel corso della prova a rottura risulta compressa.

Un analogo comportamento è stato successivamente riscontrato negli elementi sottoposti a 100 ripetizioni del carico oltre la soglia di fessurazione, per quanto riguarda la resistenza residua evidenziata nel corso della prova finale a rottura monotona.

4. ESAME DELLE LESIONI E DELLE DEFORMAZIONI

Come è stato anticipato in precedenza, per ogni travetto sono state registrate le posizioni e le ampiezze di tutte le lesioni comprese nel tratto centrale strumentato. Nella figura 12 sono riportate le posizioni e l' ordine (indicato dalla numerazione crescente) delle lesioni che si sono formate durante l' esecuzione della prova a rottura dei primi cinque elementi strutturali.

NOTA: Tutte le lesioni si sono formate per valori del carico P compresi tra 18 e 20 kN ca.

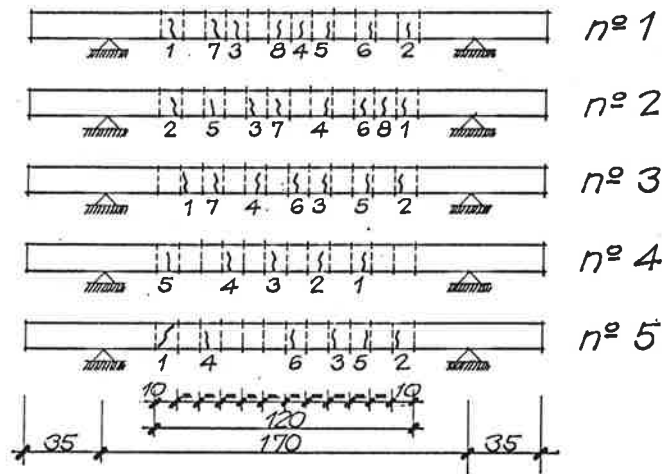


figura 12

Le suddette lesioni (figura 13), si sono formate e stabilizzate per valori del carico P compresi tra 18 e 20 kN circa, provocando repentini aumenti delle frecce con modesti incrementi dei carichi.

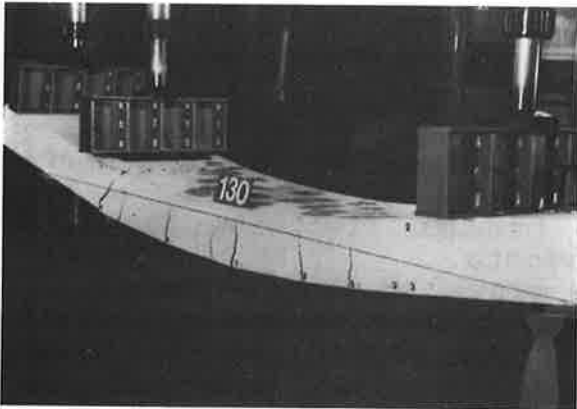


Figura 13.a

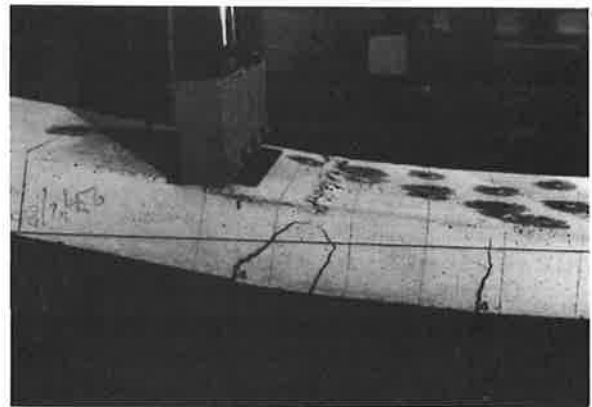


figura 13.b

Nella figura 14 sono stati riportati i valori massimi e minimi dello spostamento delle sezioni di mezzeria degli elementi 3,4,5,7, in funzione del numero di cicli effettuati.

Si può notare che per gli elementi 3 e 4, sottoposti a cicli di flessione di valore inferiore alla soglia di fessurazione, detti massimi e minimi sono uguali tra loro in valore assoluto, e pressoché costanti rispetto al numero di ripetizioni.

Viceversa per gli elementi 5,6 e 7, sottoposti a cicli di flessione con valori al di sopra della soglia di fessurazione, gli spostamenti massimi e minimi pur rimanendo circa uguali evidenziano una certa dissimmetria.

Inoltre, a partire dal trentesimo ciclo circa, gli spostamenti aumentano in valore assoluto tanto più marcatamente quanto più è elevato il livello di carico; pare cioè di riscontrare il verificarsi di un progressivo ed irreversibile danneggiamento del calcestruzzo che causa l' aumento della freccia.

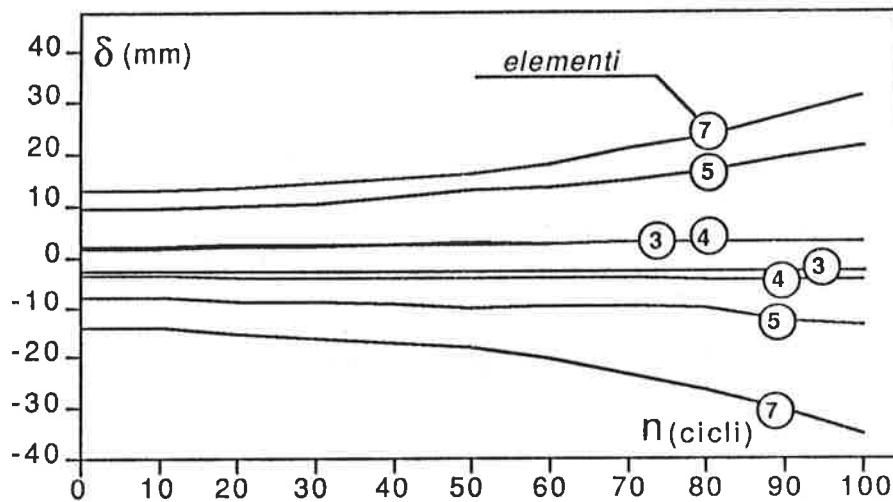


figura 14

5. INDAGINE TEORICA PRELIMINARE

Nel seguito viene illustrato un semplice metodo di calcolo, che consente di ricostruire teoricamente i diagrammi carico-spostamento (nella sezione di mezzzeria), per le prove eseguite sugli elementi strutturali con carichi crescenti sino a rottura.

Nella formulazione delle relazioni analitiche si tiene conto di un parziale effetto irrigidente del calcestruzzo teso (tension stiffening), in accordo con le indicazioni contenute nelle Istruzioni CNR (III); si utilizzano inoltre per i materiali relazioni costitutive simulanti il comportamento del conglomerato e dell'acciaio impiegati.

Il paragrafo si conclude con l'applicazione, del procedimento descritto, agli elementi 1 e 2 per sviluppare un confronto utile ai successivi sviluppi della ricerca.

5.1 Fase con calcestruzzo fessurato

Per la determinazione del valore teorico del momento di fessurazione, si adotta in accordo a (II), uno "stress block" di tipo triangolare per le compressioni nel calcestruzzo, ed uno di tipo rettangolare esteso ad una altezza convenzionale di 2/3 della zona tesa per le trazioni.

Posto:

$$f_{ct} = 1,2 \cdot 0,7 \cdot 0,27 \cdot (f_{cck})^{2/3} ,$$

$$\epsilon_{ctu} = 3 \cdot f_{ct} / E_c ,$$

ove f_{ct} e ϵ_{ctu} rappresentano la resistenza e la deformazione limite a trazione del calcestruzzo, si possono ricavare, in situazioni limite per la resistenza a trazione, con accettabili ipotesi semplificative (si veda la figura 15), le seguenti relazioni:

$$\sigma_c = E_c \cdot \epsilon_c = E_c \cdot \epsilon_{ctu} \cdot y / (H-y) ,$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s = E_s \cdot \epsilon_{ctu} \cdot (d-y) / (H-y) ,$$

$$\sigma_c b y / 2 - 2 \cdot f_{ct} b (H-y) / 3 - \sigma_s A_s = 0 .$$

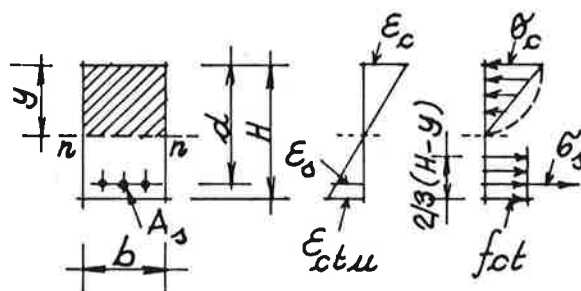


figura 15

Le suddette relazioni costituiscono un sistema non lineare nelle incognite y , σ_c , σ_s che può essere risolto per iterazione.

Ricavati i valori delle tre incognite, il valore del momento flettente di fessurazione può essere ottenuto dalla seguente espressione:

$$M_f = \sigma_c b y H / 3 + \sigma_s A_s (d - 2 \cdot H / 3 - y / 3) .$$

Il valore del momento fornito dal procedimento ricordato si è rivelato in ottimo accordo con i corrispondenti valori ricavati per gli elementi esaminati nel corso delle prove 1 e 2 (figura 18).

5.2 Fase con calcestruzzo fessurato

Con riferimento al caso in esame, ossia di elementi strutturali sottoposti a momento flettente costante, si è proceduto a determinare il diagramma momento-curvatura della sezione tipo, da cui risalire al diagramma carico-spostamento.

Le leggi costitutive dei materiali sono state prefissate in accordo con le indicazioni della normativa (III) ed in relazione a comprovate ricerche teoriche e sperimentali (IV,V,VI); si sono quindi adottate le relazioni :

$$\sigma_c = f_c \frac{K\eta - \eta^2}{1 + (K-2)\eta} = F_1(\epsilon_c) ; \quad \text{con } K = 1,1 \cdot E_c \epsilon_{co} / f_c$$

$$\text{e } \eta = \epsilon_c / \epsilon_{co} .$$

$$\sigma_s = f_y \frac{\epsilon^*}{[1 + \epsilon^* R]^{1/R}} + A \epsilon^* = F_2(\epsilon_s) \quad \text{con } \epsilon^* = \epsilon_s / \epsilon_{so} ,$$

ove A e R sono parametri numerici del modello ((VIII), Goldberg e Richard, 1963), ϵ_{co} ed ϵ_{so} sono le dilatazioni dei materiali al limite di elasticità.

Nel caso in esame, con riferimento anche ai materiali impiegati, sono stati assunti i seguenti valori numerici delle costanti :

$$f_c = 45 \text{ MPa}; \quad \epsilon_{co} = 0,0022; \quad K = 3;$$

$$f_y = 460 \text{ MPa}; \quad \epsilon_{so} = 0,0021; \quad R = 6; \quad A = 0,05.$$

Nelle figure 16 e 17 sono riportati gli andamenti delle curve σ - ϵ per acciaio e calcestruzzo.

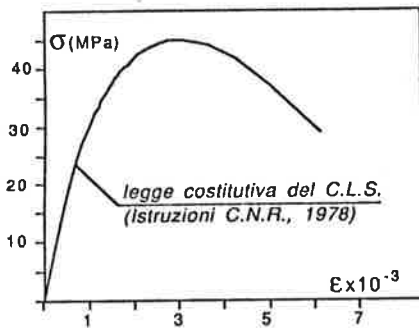


figura 16

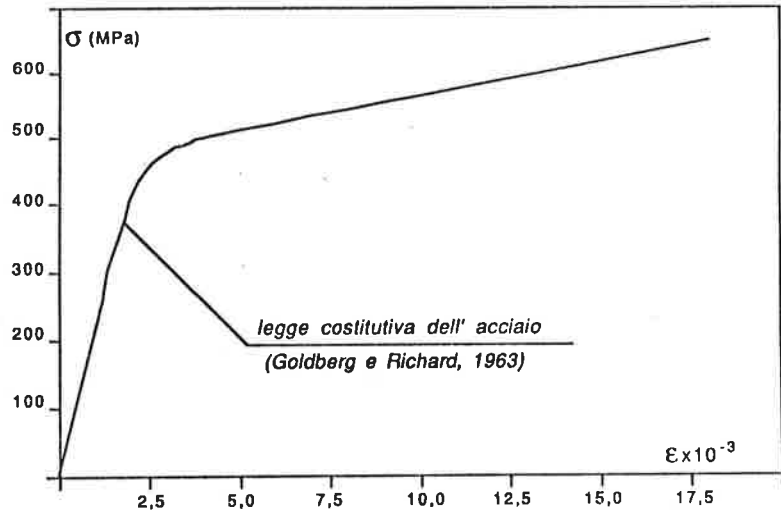


figura 17

Con riferimento alle consuete relazioni di congruenza e di equilibrio, si ha poi:

- $$\sigma_s = F_2(\epsilon_s) ,$$
- a) $\epsilon_{sm} = \epsilon_s \cdot [1 - (\sigma_{sr}/\sigma_s)^2] ,$
 $\epsilon_{cm} = \epsilon_{sm} \cdot y / (d - y) ,$
- b) $\int_0^{y'} \sigma_c(y) dy - \sigma_s A_s = 0 ,$
- c)
$$y_{cb} = \frac{\int_0^{y'} y \cdot \sigma_c(y) dy}{\int_0^{y'} \sigma_c(y) dy} ,$$
- d) $M = \sigma_s A_s (d - y' + y_{cb}) ,$
 $\chi = (\epsilon_{cm} + \epsilon_{sm}) / d ,$

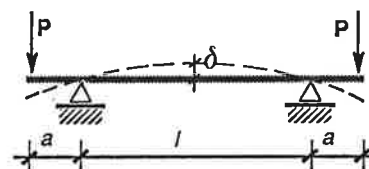
ove σ_{sr} è la tensione di trazione nelle barre all'atto dell'apertura delle fessure (III, IX).

Prefissato un valore di ϵ_s , si può procedere per tentativi a determinare y fino a che la relazione b) sia soddisfatta con sufficiente precisione; quindi si procede al calcolo degli integrali c) (per esempio numericamente con una regola di Newton-Cotes a più punti (VII)), da cui infine si valutano i punti del diagramma M - χ mediante le relazioni d).

Nel caso degli elementi strutturali sperimentati, le relazioni che legano momenti e curvature a carico e freccia in mezzeria risultano:

$$P = M/a$$

$$\delta = \chi \cdot l^2 / 8,33$$



Nella citata figura 18 sono riportate a confronto le due curve $P-\delta$ sperimentali relative agli elementi 1 e 2 e la corrispondente curva ricavata teoricamente.

Come si può osservare, il diagramma teorico interpreta abbastanza bene l'andamento sperimentale anche in corrispondenza del tratto in cui i fenomeni di plasticizzazione e di stiffening sono più marcati.

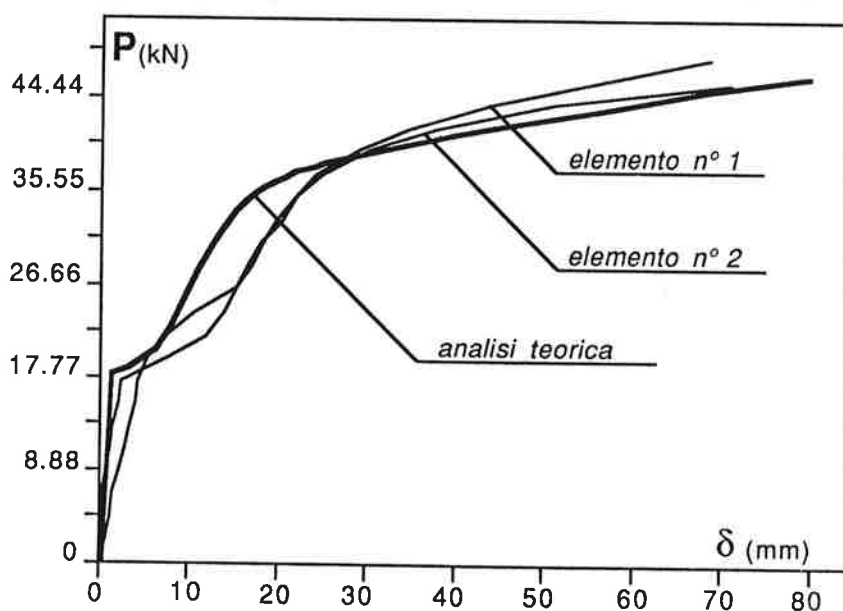


figura 18

6. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Con riferimento ai risultati ai quali si è pervenuti a conclusione della prima parte della ricerca, pare possibile trarre interessanti conclusioni per le quali è attesa conferma dagli ulteriori sviluppi dell'indagine in corso.

Il comportamento a fatica oligociclica relativo alla fessurazione e alla rottura del conglomerato, per elementi provvisti di semplice armatura disposta nel piano medio, risente del livello di sollecitazione flessionale molto più marcatamente quando questo è superiore al valore della soglia di fessurazione.

Più precisamente quando $M/M_f < 1$ non si avvertono scostamenti apprezzabili dal comportamento per carichi monotòni; quando invece $M/M_f \geq 1$ si rileva un più rapido abbattimento sotto carico sia del modulo elastico del conglomerato, sia della rigidità complessiva dell' elemento.

Per sollecitazioni flessionali alternate, aventi valore al di sotto di quello della soglia di fessurazione per carico monotòno, l' ampiezza dei movimenti evidenziati al progredire del numero di cicli si mantiene pressoché simmetrica e costante.

Quando le sollecitazioni cicliche alternate oltrepassano come valore quello della soglia di fessurazione, provocano nell' elemento strutturale una leggera dissimmetrizzazione degli spostamenti positivi e negativi, che comunque tendono ad aumentare di valore al progredire del numero di cicli, tanto più rapidamente quanto più è elevato il rapporto M/M_f .

Il valore del carico di rottura ricavato al termine di ogni prova monotòna successiva ai trattamenti ciclici, è risultato non sensibilmente diverso tra le varie prove; sembra cioè di poter asserire che il numero di ripetizioni cicliche ed il livello di sollecitazione raggiunto nel corso dei cicli influenzino molto più marcatamente la vicenda fessurativa che non il raggiungimento del limite di collasso strutturale.

Con riguardo a tale ultima osservazione si fa notare che, per analogia con i casi ricorrenti, le azioni cicliche sono state effettuate non attingendo valori della tensione di compressione nel calcestruzzo molto elevati; diversamente, il declino del valore del carico di rottura può essere marcatamente notevole. In tale senso gli Autori si propongono di effettuare, nel proseguimento dell' indagine, opportune prove.

Bologna, Istituto di Tecnica delle costruzioni, gennaio 1987.

Gli Autori desiderano ringraziare la Società C.M.C. di Ravenna per aver reso possibile la ricerca sperimentale.

BIBLIOGRAFIA

- I) Hsu T., "Fatigue of plain concrete", *ACI Journal* , luglio 1981, pag. 292-305.
- II) Ceccoli C., Zarri F., "Indagine sperimentale e teorica sul comportamento a rottura di travi di c.a. iperstatiche", *INARCOS Ingegneri Architetti Costruttori* , n° 421 settembre 1981, pag. 1-14.
- III) Consiglio Nazionale delle Ricerche "Istruzioni per la progettazione e l' esecuzione dello opere in c.a. e c.a.p. con il metodo semiprobabilistico agli stati limite", *Bollettino ufficiale CNR* , anno XII n° 58 gennaio 1978.
- IV) Benedetti A., Bianchi S., Ceccoli C., "Contributo all' analisi a fatica oligociclica di conci di trave in c.a. doppiamente armati pressoinflessi" *Atti del XIV Congresso C.T.E.*, Verona novembre 1982.
- V) Giuffrè A., Pinto P., "Il comportamento del cemento armato per sollecitazioni cicliche di forte intensità", *Giornale del Genio Civile* , maggio 1971.
- VI) Dei Poli S., "Microfessurazione, leggi costitutive e condizioni di rottura per il calcestruzzo in stati di rottura mono e pluriassiali", *Fondazione F.lli Pesenti, Studi e Rendiconti* Vol.15, Politecnico di Milano 1978.
- VII) Bathe K.J., Wilson E.L., "*Numerical Methods in finite element analysis*", Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J. 1976.
- VIII) Goldberg, Richard, "Analysis of non linear structures" *ASCE Journal of Structural Division* , agosto 1963.
- IX) Desayi P., Ganesan N., "An investigation on spacing of cracks and maximum crackwidth in reinforced concrete flexural elements", *Materiaux et Constructions* , Vol. 18 n° 104, 1985 pag. 123-133.

LA REALIZZAZIONE DEL NUOVO OSPEDALE " S. MICHELE " DI GEMONA DEL FRIULI

Ing. Alessandro D'Amato	- SVEI SpA (Gruppo IRI-Italstat)
Ing. Dario Almesberger	- RUREDIL SpA , Milano
Ing. Fernando Fuccaro	- Libero professionista, Udine
Arch. Luca Bertini	- IPISYSTEM SpA (Gruppo IRI-Italstat)

S O M M A R I O

Con i suoi 85.000 mc. e 25.000 mq. coperti, il Nuovo Ospedale " S. MICHELE " di Gemona del Friuli è tra le più grandi opere civili realizzate in zona sismica nell'ambito della ricostruzione del Friuli terremotato.

Dopo una descrizione generale dell'opera, e delle caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche dell'area di sedime, vengono riportati i criteri di scelta della tipologia strutturale, e viene descritta la struttura stessa, realizzata in acciaio con gabbie scale - ascensori e pareti esterne in calcestruzzo.

Si esaminano quindi i criteri di progetto delle strutture ed alcuni dei principali problemi tecnici incontrati nella loro realizzazione, quali le fondazioni, i rilevati, l'interazione tra le strutture in acciaio e quelle in calcestruzzo, la composizione dei conglomerati.

Per questo ultimo punto in particolare sono descritti lo studio e l'impiego di soluzioni tecniche mediante le quali si sono migliorate le qualità dei calcestruzzi rispetto alla fessurazione ed alla duttilità.

S U M M A R Y

With its 85.000 cu. m. and 25.000 covered sq. m., the New " S. MICHELE " Hospital is one of the greatest civil buildings ever erected on a seismic area the framework of the reconstruction of the Friul Region after the earthquake.

After a general description of the works and the geologic, geotechnical and seismic characteristics of the sediment area, the criteria for the choice of the structural typology are illustrated as is the structure itself, built in steel with staircase-lift cages and outer walls in concrete.

There follows an analysis of the planning criteria for the structures and some of the main technical problems encountered during their construction, such as foundations, embankments, the interaction between steel structures and concrete ones, the composition of concrete mixes.

With reference to this last point, a description is provided on the study and use of technical solutions which have improved the quality of concrete in terms of cracking and ductility.

1. INTRODUZIONE

Il nuovo Ospedale S. Michele di Gemona è tra le maggiori opere di edilizia civile realizzate nell'ambito della ricostruzione del Friuli dopo il terremoto del 1976 e sostituisce il vecchio Ospedale demolito a seguito dei gravi danni subiti a causa degli eventi tellurici.

Il " Nuovo Ospedale ", che ha un volume di circa 85.000 mc, per una superficie coperta di 25.000 mq., ospita i reparti di Chirurgia, Ostetricia, Medicina Generale, Ortopedia, Pediatria e Ginecologia.

L'Ospedale, secondo quanto attualmente noto, è la più grande struttura del genere realizzata in zona sismica di prima categoria.

L'ubicazione del nuovo Ospedale è la stessa del precedente, a valle del nucleo urbano di Gemona del Friuli, nella zona pianeggiante compresa tra le pendici della collina ed i tracciati della strada statale e della linea ferroviaria Udine - Tarvisio. La facilità di collegamento con il territorio data dalla prossimità di tali infrastrutture consente all'Ospedale il migliore svolgimento della propria funzione al servizio non solo del centro di Gemona, ma anche della Val Canale e Canal del Ferro.

La necessità di conseguire in tempi il più possibile ridotti la sostituzione del vecchio edificio con il nuovo ha indotto le Autorità Responsabili ad utilizzare l'istituto della concessione, tramite la Società SVEI SpA (gruppo IRI-Italastat), che ha portato a compimento l'opera in quattro anni, comprensivi dei tempi di progettazione, approvazione e costruzione.

2. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE DELL'AREA DI SEDIME

Secondo la suddivisione del Friuli in " unità geologiche " (Gortani 1960) cioè in zone che oltre ad avere una propria caratterizzazione geologica rappresentano anche aree geografiche distinte, il Comune di Gemona ricade tra la zona delle Prealpi Giulie e quella delle Prealpi Carniche, a nord dell'area detta dell'Anfiteatro Morenico Friulano (Fig. 1).

L'area di Gemona è interessata direttamente dalla linea di scorrimento Duranno - Avasinis che continua nella Periadriatica, e cioè da quella discontinuità a carattere regionale che, unitamente ad altri sistemi di fratture di andamento simile, costituisce motivo dell'attività sismica del Friuli.

Nell'area di Gemona, le formazioni carbonatiche del mesozoico proprie delle due zone adiacenti delle Prealpi Carniche e Giulie vengono coperte da depositi superficiali alluvionali che rappresentano una discontinuità episodica dovuta alla erosione recente del Tagliamento. (Cavallin - Martinis , 1976).

Immediatamente a Sud Est di Gemona, le formazioni carbonatiche cedono il posto alle alternanze di marne ed arenarie del periodo Paleocene ed Eocene (flusch), mentre a Sud si incontra la " unità geologica " dell'Anfiteatro Morenico con i suoi depositi glaciali.

Il territorio del Comune di Gemona del Friuli è quindi situato in un'area di transizione tra formazioni diverse e, in particolare, la parte pianeggiante del territorio ove sorge il Nuovo Ospedale S. Michele, è formata dal-

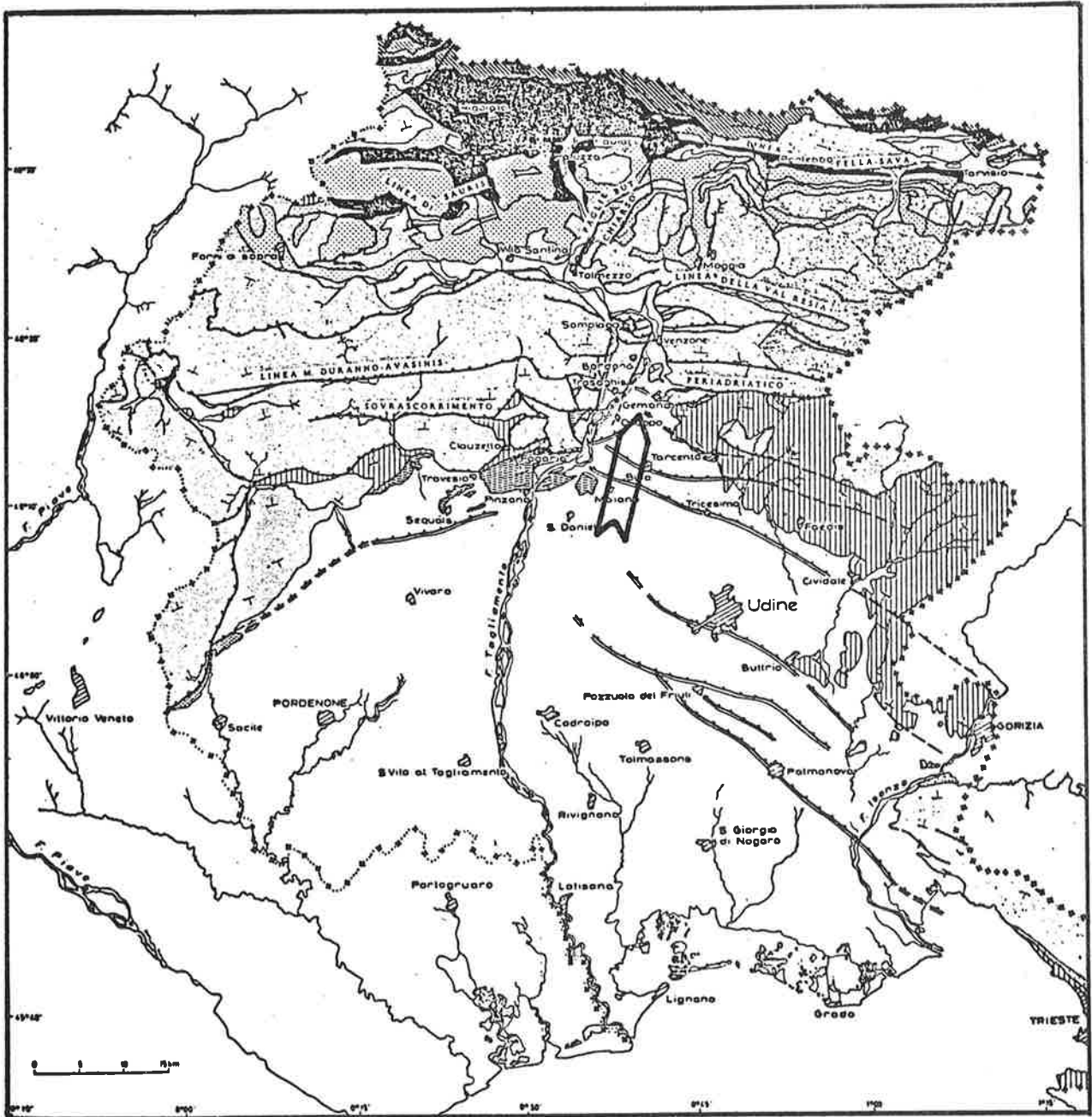


Fig. 1 Localizzazione geologica dell'area di sedime del Nuovo Ospedale di Gemona del Friuli
(Carta Cavallin - Martinis, 1976)

- | | |
|--|--|
| <p>1 Depositi superficiali</p> <p>2 Oligocene-Miocene: unità terrigene</p> <p>3 Paleocene-Eocene: flysch</p> <p>4 Paleocene-Eocene: unità carbonatiche</p> <p>5 Mesozoica: unità terrigene ed evaporitiche</p> | <p>6 Mesozoico: unità carbonatiche</p> <p>7 Paleozoico: unità terrigene ed evaporitiche</p> <p>8 Paleozoico: unità carbonatiche</p> <p>9 Faglia principale</p> <p>10 Sovrascorrimento</p> <p>11 Sovrascorrimento sepolto</p> |
|--|--|

la pianura alluvionale compresa tra il fiume Tagliamento ed il conoide di deiezione sul quale è locato il centro storico di Gemona.

Dai sondaggi eseguiti è emerso che il terreno di sedime del Nuovo Ospedale è composto da una base di ghiaia con ciottoli commisti a matrici sabbiose. Non è stato possibile determinare lo spessore di questa formazione, che comunque risulta dell'ordine di molte decine di metri. I materiali in questione sono molto stabili e di compressibilità nulla o quasi trascurabile.

Al di sopra di questa base si trova uno strato superficiale di spessore di circa un metro, composto da sabbia con presenza di limo.

La falda freatica è profonda e non genera problemi relativamente alle qualità meccaniche dei materiali, tanto per la propria ubicazione quanto per le caratteristiche di questi ultimi.

Questo quadro favorevole delle proprietà geotecniche del terreno di fondazione è stato però complicato dalla presenza delle fondazioni del vecchio Ospedale, che, come detto, sorgeva nello stesso sito.

Si trattava di strutture massicce, in cemento armato, nastriforni, con sezioni rettangolari e trapezie, che formavano, in pianta, una maglia. Da tali strutture spiccavano muri in calcestruzzo fortemente armati, dello spessore di 50 + 80 cm.

3. CRITERI INFORMATIVI DELLE SCELTE ARCHITETTONICHE

Il Nuovo Ospedale S. Michele è composto da due corpi principali adiacenti e tra loro collegati (Fig. 2). Tutta la zona degenze è infatti costi

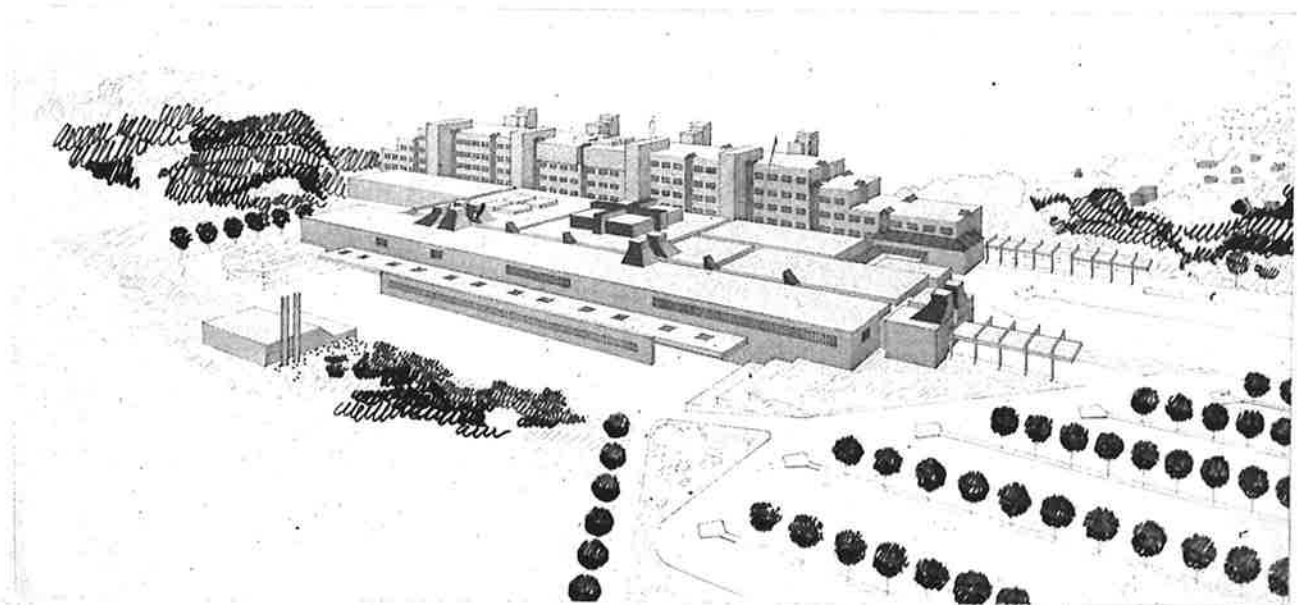


Fig. 2 Visione schematica del Nuovo Ospedale S. Michele

tuita da una struttura a base rettangolare con sviluppo prevalentemente longitudinale, disposta su quattro piani e servita da corpi scala e ascensori esterni. La zona destinata alle attività chirurgiche, radiologiche, di analisi, etc. è invece sistemata in un corpo di fabbrica a sviluppo prevalente orizzontale, di un solo piano, e disposto accanto al corpo degenze con il quale è saldato tramite opportuni passaggi a livello del suolo.

Questa distribuzione volumetrica, oltre che rispecchiare criteri di separazione funzionale tra le diverse zone ospedaliere che ne favoriscono il miglior funzionamento, deriva anche da considerazioni che tengono conto di fattori psicologici propri delle popolazioni colpite da eventi sismici, che digiune di concetti tecnici quali elasticità delle strutture, duttilità etc. sentono che la miglior difesa contro il sisma rimane nello starsene quanto più possibile vicino al suolo. Ecco perciò che il contenimento della altezza del corpo degenze, così come la rassicurante visibilità dei corpi scala esterni con il percepibile senso di "solidità" comunicato dalle loro struttura in calcestruzzo, sono tutti elementi che interpretano ed accolgono le esigenze degli utenti di grandi strutture in zona sismica. Lo stesso vale, naturalmente, per lo sviluppo orizzontale della "piastra", ove sono situati i reparti tecnici dell'Ospedale.

4. CRITERI INFORMATIVI DELLE SCELTE STRUTTURALI

Per sfruttare al meglio le qualità peculiari dell'acciaio e del calcestruzzo si è adottata una struttura costituita da questi due materiali intimamente connessi tra loro (Fig. 3).

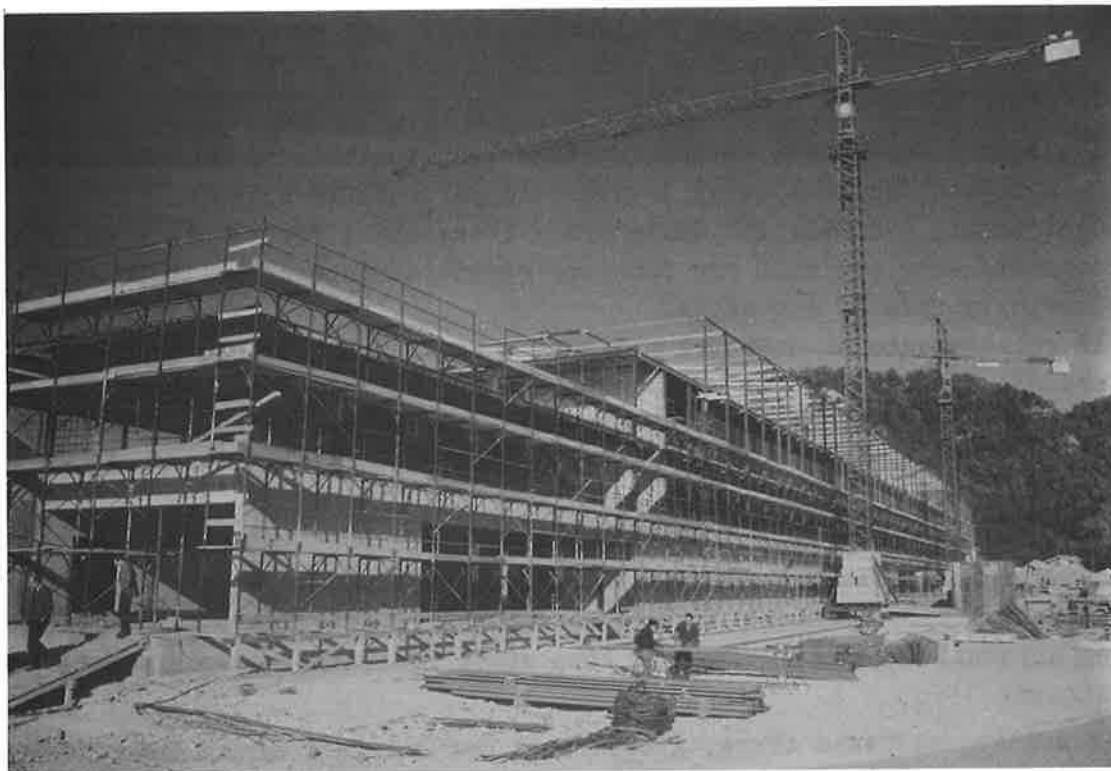


Fig. 3 *Visione della struttura mista acciaio-calcestruzzo dell'Ospedale S. Michele*

Ne è derivato un fabbricato con ossatura portante interna realizzata con pilastri e travi in acciaio rivestiti in calcestruzzo e con tamponature perimetrali e nuclei scala in calcestruzzo a ritiro compensato con funzione di controvento.

Questa scelta ha presentato vantaggi anche dal punto di vista esecutivo in quanto le due ditte esecutrici dell'opera (Venturini S.p.A. per le parti in calcestruzzo e Ipysistem S.p.A. per le parti in acciaio), hanno potuto lavorare indipendentemente e senza interferenze dato che il getto delle parti in c.a. e il montaggio delle strutture in acciaio non si sono condizionati a vicenda. Si sono così ridotti notevolmente i tempi di costruzione dell'opera.

Con la scelta dell'ossatura in acciaio si è conferito alla struttura una notevole duttilità a garanzia di un efficace assorbimento delle sollecitazioni sismiche, mentre con l'impiego perimetrale del calcestruzzo, si è ottenuta una soluzione valida riguardo alla durabilità dell'opera, riducendo al minimo gli oneri di manutenzione.

4.1 Sistema strutturale

La zona della " Piastra " dei servizi tecnici dell'Ospedale si sviluppa in pianta su un modulo di m. 6,90x6,90 ed ha una struttura costituita da pilastri, travi e solaio di copertura in acciaio. Il tamponamento perimetrale come anzi detto, è stato realizzato con parete continua in c.a. con funzione di controvento.

Il fabbricato degenze, si sviluppa per una lunghezza di 176 m. con una larghezza di 16,2 m. e si eleva per quattro piani per un'altezza complessiva di 15 m., ha alle estremità un andamento a gradoni, così che la superficie si riduce piano per piano.

I pilastri sono posti su quattro file longitudinali ad un interasse di 3,45 m. e costituiscono i telai trasversali portanti in acciaio.

Ogni telaio è completato dalle travi trasversali principali e da quelle secondarie longitudinali con funzione essenzialmente di collegamento provvisorio in fase di montaggio.

Il collegamento ai nodi tra pilastri e travi è realizzato tramite bullonatura con bulloni ad alta resistenza.

I solai sono realizzati con lamiera grecata ed orditi in senso longitudinale. Sopra la lamiera è stato realizzato un getto di completamento in calcestruzzo.

Il tamponamento perimetrale è costituito da pareti in calcestruzzo che inglobano anche i pilastri esterni dei telai precedentemente montati.

I quattro blocchi scale, del tutto esterni al fabbricato principale e da esso separati da giunti sismici, sono stati realizzati completamente in calcestruzzo (Fig. 4).

Il solaio del piano terra, a copertura dei corridoi di collegamento tra i reparti e a copertura del vano tecnico sottostante è stato realizzato in calcestruzzo utilizzando elementi tipo "Predalle" con larghezza di m. 2,50, alleggeriti con polistirolo.

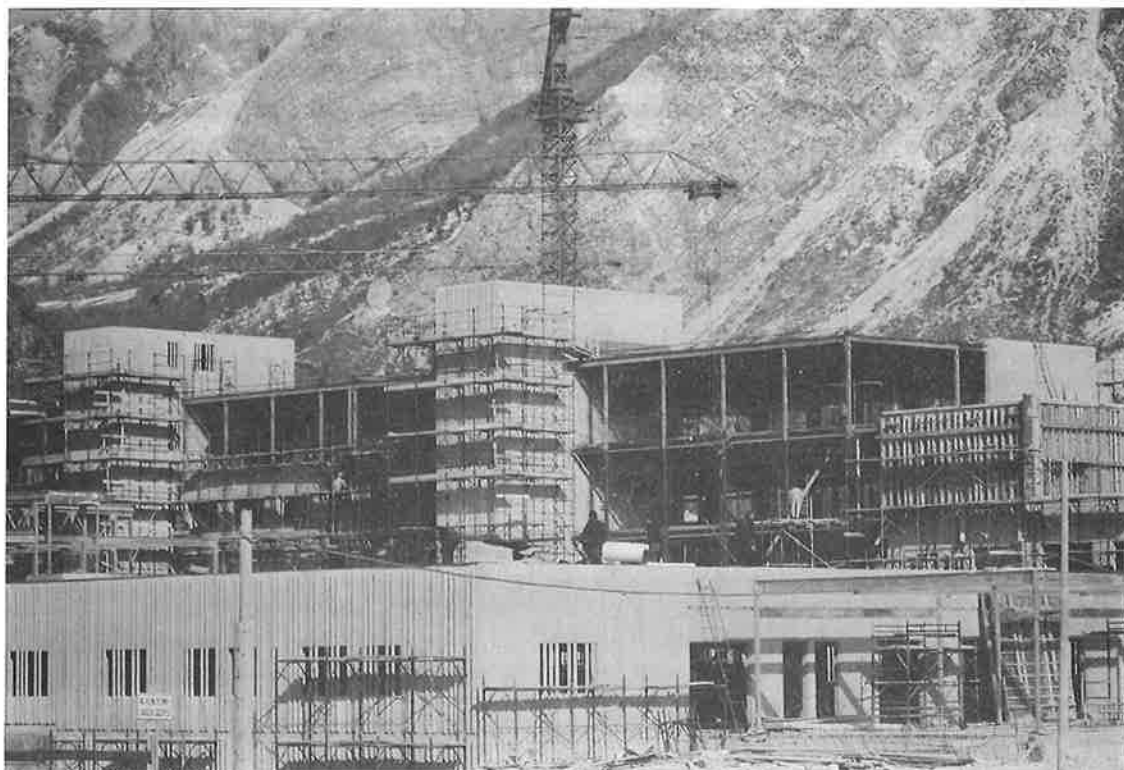


Fig. 4 Visione del tamponamento perimetrale e dei blocchi scale realizzati in calcestruzzo

4.2 Fondazioni

Un aspetto particolare e di rilevante importanza è stato quello inerente l'esecuzione delle fondazioni. Infatti non potendosi completamente rimuovere le fondazioni del precedente Ospedale, si è tenuto conto della presenza delle parti rimaste in loco considerandole come discontinuità immerse in un terreno omogeneo e di notevoli caratteristiche di resistenza e valutandone l'effetto in relazione ad un ipotetico evento sismico. A tal fine, dato che il progetto prevedeva la copertura delle vecchie fondazioni con un rilevato dello spessore medio di 4,5 metri sul quale poi appoggiava parte del nuovo Ospedale, si sono verificate le possibilità di scorrimento del rilevato stesso tenendo conto delle variazioni dell'angolo d'attrito sul piano di base determinate dalla presenza degli elementi in calcestruzzo. Si è poi verificata la possibilità dell'avverarsi di cedimenti differenziali paragonando tra loro i cedimenti riscontrabili su un rilevato omogeneo di 0,6 metri e quelli di un rilevato di 4,5 metri poggiato su una base rigida di ampiezza indefinita e spessore 1,5 metri (vecchie fondazioni).

Il rilevato di cui sopra è stato studiato ed eseguito con particolare attenzione, adottando il criterio di impiegare materiale dello stesso tipo di quello del terreno di sedime. Si è proceduto alla stesura di strati di

30 cm di spessore, costipando meccanicamente ogni strato e controllando le sue caratteristiche mediante prove con piastra e prove di densità, ricavandone i parametri geotecnici necessari alle verifiche statiche.

Limitare al massimo i cedimenti differenziati delle fondazioni era tassativo poichè le pareti di perimetro in c.a., data la loro notevole rigidezza, avrebbero risentito negativamente di eventuali assestamenti differenziati. (Fig. 5).

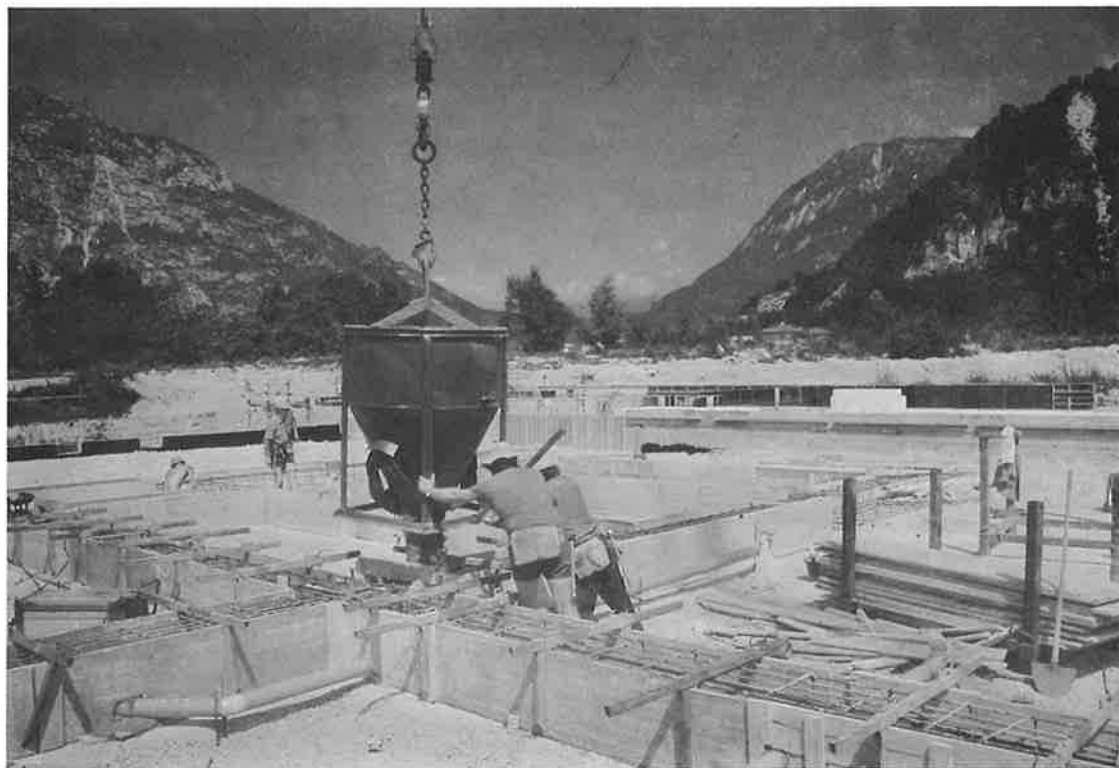


Fig. 5 Esecuzione delle nuove fondazioni sul rilevato

5. METODI DI CALCOLO ADOTTATI

La notevole lunghezza del fabbricato ha comportato la sua suddivisione longitudinale in sei blocchi separati da giunti sismici; anche i quattro corpi scala esterni sono stati resi indipendenti dal corpo principale tramite opportuni giunti.

La verifica statica è stata eseguita indipendentemente per ogni singolo blocco e la ripartizione delle forze sismiche è stata effettuata mediante una analisi statica equivalente considerando la zona sismica di 1^a categoria. Per la determinazione delle rigidità delle pareti di facciata, che sono dotate di ampie finestrate tali da individuare fasce orizzontali e verticali quali elementi di telai, si sono sviluppati i calcoli secondo due criteri e cioè mediante uno schema a telaio e mediante una analisi con elementi finiti. In base ai due valori delle rigidità così determinati per ogni setto, si sono ripartiti i valori delle forze sismiche.

Le differenze dei valori delle forze ripartite e riscontrate per ogni elemento, in relazione ai due criteri di calcolo, sono sensibili al primo piano e quasi nulle all'ultimo.

Determinate così le forze, si è provveduto, secondo metodi usuali, al dimensionamento dei controventi, delle armature, delle fondazioni e delle altre parti strutturali.

6. INTERCONNESSIONI CALCESTRUZZO - ACCIAIO

La scelta della struttura mista acciaio-calcestruzzo, come già precedentemente illustrato, ha comportato notevoli economie nei tempi di esecuzione, oltre agli indubbi vantaggi nel comportamento statico nel complesso.

Si sono potute infatti effettuare indipendentemente fasi di lavorazione altrimenti interdipendenti.

Compatibilmente con le esigenze statiche si è cercato di evitare il più possibile interconnessioni tra i due tipi di struttura, in modo da rendere indipendente la costruzione abbreviando così i tempi di esecuzione dell'opera.

Problemi di interconnessioni acciaio-calcestruzzo si sono presentati nel corpo degenze ove particolare cura è stata dedicata allo studio degli attacchi della struttura e dei controventi orizzontali di copertura in acciaio ai corpi montacarichi e alle murature trasversali in calcestruzzo. Particolarmente complessa è stata la connessione delle gabbie montacarichi, realizzate in c.a. con la struttura metallica che le circonda, considerato che tali gabbie costituiscono il sistema di controventatura del corpo degenze. È da tener presente che i giunti di dilatazione, a intervalli di circa 30 metri, fanno in modo che ciascuna gabbia debba assorbire le azioni orizzontali per sisma e/o vento relative al blocco considerato, indipendentemente dal contributo degli elementi adiacenti. Inoltre le gabbie non sono baricentriche rispetto ai blocchi di edificio che esse controventano.

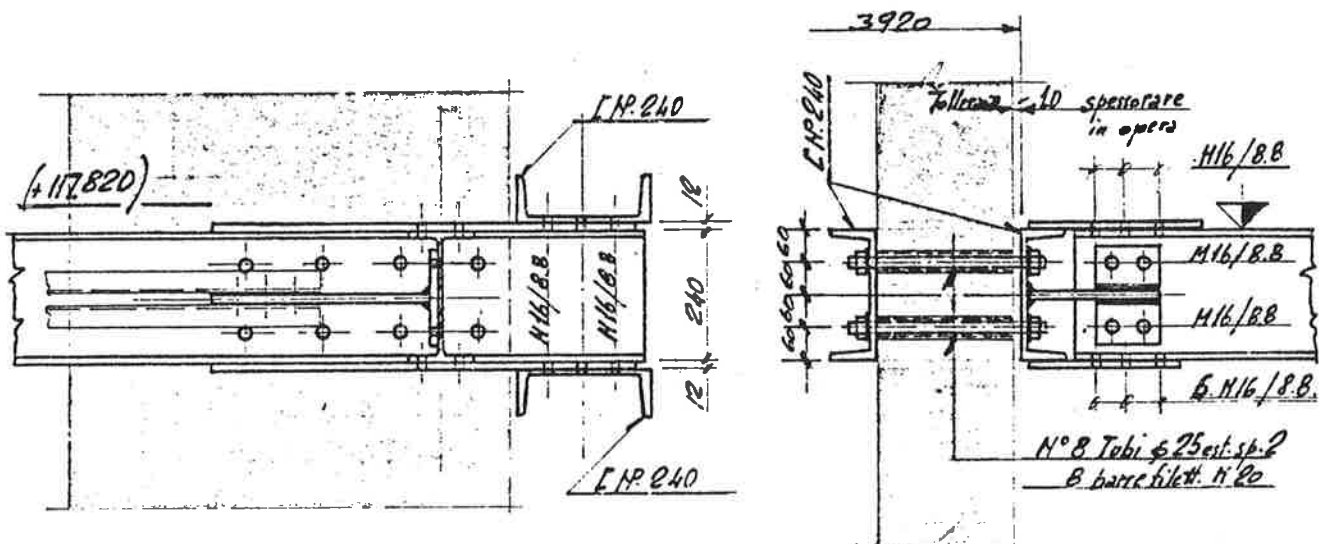


Fig. 6 Particolare piastre attacco struttura ai corpi

Il collegamento tra le strutture diverse è stato realizzato con armature di ancoraggio (costituite da travi, bulloni passanti e ganci), preventivamente inserite nei casseri delle murature in calcestruzzo e accuratamente posizionate in modo che a maturazione avvenuta, il collegamento non richiedesse ulteriori interventi ed inoltre si presentasse privo di giochi (Fig. 6 e 7).

Gli ancoraggi della struttura metallica di copertura, del corpo degenze in corrispondenza delle murature trasversali e di testata, sono stati realizzati dotando le travi di bordo di un sistema di staffe concentrate in prossimità dei pilastri, che a getto avvenuto risultano annegate nello spessore delle murature stesse; l'effetto di ancoraggio è stato completato mediante l'utilizzo di tondi, facenti parte dell'armatura del muro al quale le staffe stesse sono state vincolate.

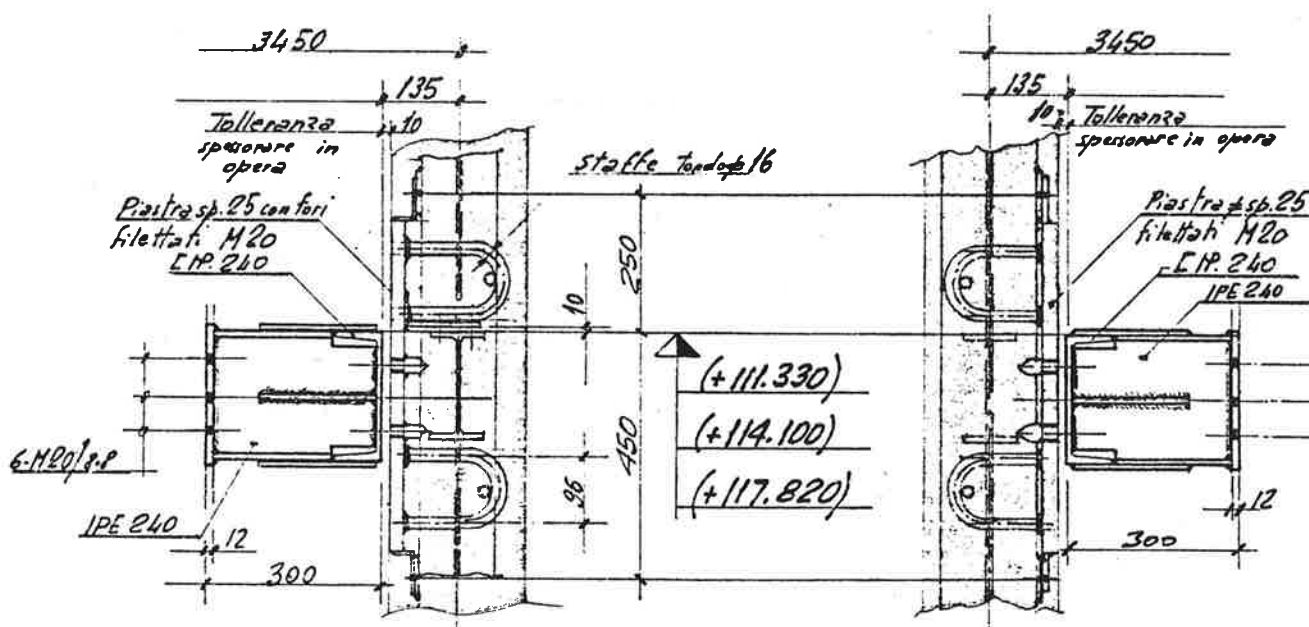


Fig. 7 Particolare attacchi controventi in copertura ai setti in C.A.

7. PROGETTAZIONE DEL CALCESTRUZZO SUPERFLUIDO A RITIRO COMPENSATO PER L'OSPEDALE CIVILE " SAN MICHELE " DI GEMONA

Come già precedentemente detto, la necessità di realizzare l'Ospedale in tempi relativamente brevi è stata soddisfatta ricorrendo all'impiego di strutture ad ossatura metallica, con nodi a cerniera, aventi il compito di far fronte alle sole azioni verticali, demandando ad idonee strutture in calcestruzzo armato il compito di resistere alle azioni orizzontali di esercizio (vento, eccentricità dei carichi verticali, ecc.) nonchè a quelle eccezionali (sisma di progetto). La struttura in calcestruzzo oltre ad avere una buona duttilità doveva anche avere i requisiti di getti faccia vista più ripiano in quanto non era previsto nessun ulteriore trattamento superficiale. Il problema di progettare un calcestruzzo idoneo non era facile, perchè l'e-

vaporazione dell'acqua provoca il ritiro del calcestruzzo e la contrazione da ritiro induce una sollecitazione di trazione nel calcestruzzo. Quando questa supera la resistenza a trazione del materiale si verificano le fessure che mettono i ferri di armatura a contatto diretto con l'azione corrosiva dell'ambiente.

La migliore soluzione dal punto di vista sia tecnico che economico era quella di progettare un calcestruzzo a ritiro compensato impiegando contemporaneamente un additivo superfluidificante e un additivo espansivo. L'agente espansivo provoca un aumento di volume di entità superiore alla contrazione causata dal ritiro. In queste condizioni il calcestruzzo espande, ed aderendo ai ferri provoca una coazione interna. Questa precompressione chimica ci permette di far lavorare il calcestruzzo a dei valori più elevati di trazione e flessione, perciò abbiamo un sicuro miglioramento di duttilità. Perché l'espansione contrastata si traduca in un stato di compressione nel calcestruzzo e di trazione nei ferri d'armatura, è necessario che l'espansione si verifichi quando il calcestruzzo è indurito. Praticamente è necessario che l'espansione causata dall'additivo espansivo sia coordinata con il processo di indurimento del calcestruzzo.

Nel progettare il calcestruzzo che verrà impiegato in cantiere si è ritenuto opportuno impiegare misure sperimentali in quanto i valori di ritiro calcolati mediante il procedimento del MIX-DESIGN danno valori molto approssimativi e poco affidabili.

Nel laboratorio della RUREDIL S.p.A. di Milano dopo la determinazione del fuso granulometrico degli inerti si sono eseguite prove di resistenza a compressione, prove per la determinazione del ritiro assiale secondo UNI 6687 -70 e prove per la determinazione dell'espansione contrastata secondo UNI 8148.

7.1 Composizione del calcestruzzo

Gli inerti esaminati sono selezionati e frantumati dai materiali ghiaiosi alluvionali del fiume Tagliamento. Dal punto di vista petrografico, si definiscono calcari, calcari selciosi e bituminosi, con rari elementi conglomeratici tutti di elevata durezza.

In assenza di specifica normativa, le caratteristiche delle due classi di inerte esaminate sono state confrontate con le prescrizioni della norma UNI 7163, punto 5.2.2. "Aggregati".

GHIAIA: trattasi di una classe in parte naturale rotonda e in parte frantumata, costituita da elementi non gelivi, ne gessosi o friabili, privi di impurità organiche, con passante al vaglio UNI 2332 da 0,075 mm in quantità dello 0,23% in massa; il coefficiente di forma è risultato 0,31.

SABBIA: è costituita interamente da materiale naturale, di dimensioni massime di 4 mm, rotondo, esente da sostanze organiche (UNI 7466) e con contenuto di passante al vaglio UNI 2332 da 0,075 mm verificato per lavaggio del campione (APPENDICE D, punto D1 della UNI 7163) pari a 1,6% in massa. Il tempo di sedimentazione del passante indica una composizione almeno per gran parte esente d'argilla.

Dall'analisi granulometrica (Fig. 8) si vede che l'inerte ha una buona composizione e le pesature consigliate sono 45% di sabbia e 55% di ghiaia.

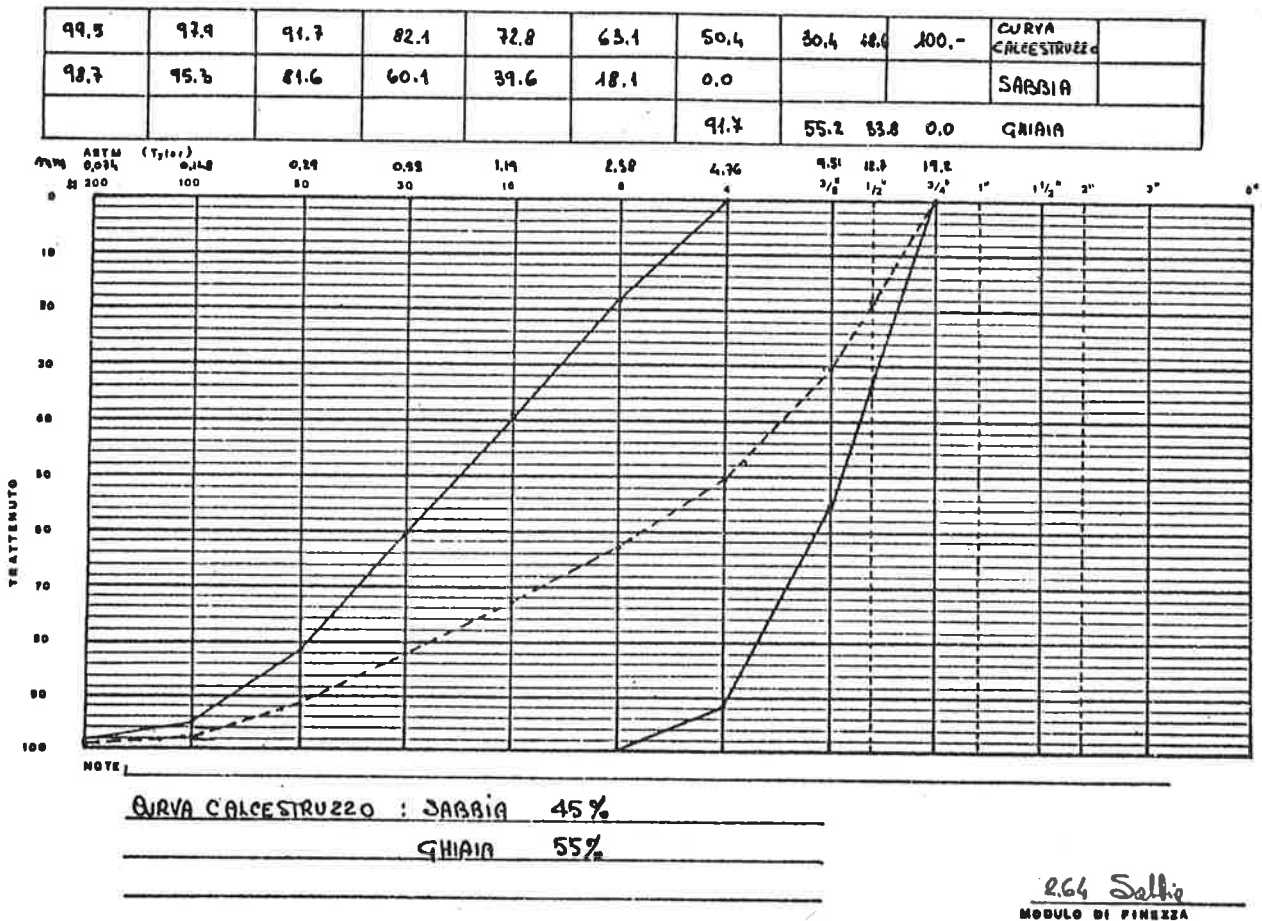


Fig. 8 Composizione granulometrica degli inerti

In genere risulta difficile indicare delle condizioni ottimali, poichè le esigenze di ciascun lavoro pongono di volta in volta dei problemi diversi. Si possono comunque fare alcune osservazioni sull'effetto di certi parametri:

- 1/ Tenore di sabbia più elevato del normale favorisce l'uniformità di finitura e di colore
- 2/ La miscela deve essere coerente per evitare la segregazione
- 3/ Per soddisfare l'uniformità del colore superficiale bisogna fare in modo che i materiali componenti, e specialmente il cemento e la sabbia, conservino le stesse caratteristiche durante l'intero lavoro. In particolare la sabbia deve provenire dalla stessa cava ed avere granulometria e colore uniforme e costante ed essere costantemente priva di impurità.
- 4/ Per ottenere un risultato costante è necessario che il dosaggio scelto resti invariato nel corso del lavoro. Una variazione nella quantità della sabbia e specialmente dell'acqua provoca variazioni di colore nella superficie.

7.2 Confezionamento del calcestruzzo con il superfluidificante CONCRETAN L e con l'additivo espansivo EXOCEM 32

Il notevole quantitativo di armatura (staffe chiuse ravvicinate e anima in acciaio) rende difficoltoso il getto, perciò il calcestruzzo deve essere

superfluido (SLUMP 18-20 cm). Questa alta lavorabilità è stata assicurata nel periodo estivo dal superfluidificante CONCRETAN L e nel periodo invernale dal superfluidificante FLUIMENT. La lavorabilità è stata ulteriormente migliorata dalla componente fluidificante dell'additivo espansivo EXOCEM 32. Il dosaggio dell'espansivo EXOCEM 32 variava da 6-8% secondo il quantitativo di ferri di armatura presenti. Mantenendo costante il dosaggio dell'EXOCEM 32 si può constatare che l'espansione aumenta al diminuire dei vincoli nel calcestruzzo e risulta inversamente proporzionale alla percentuale di armatura nel calcestruzzo. L'espansione è molto influenzata dall'umidità, dalla temperatura e dal tipo e finezza del cemento utilizzato.

L'EXOCEM 32 è stato messo a punto in modo da avere un andamento di espansione direttamente proporzionale al suo dosaggio come è rappresentato nella (Fig. 9).

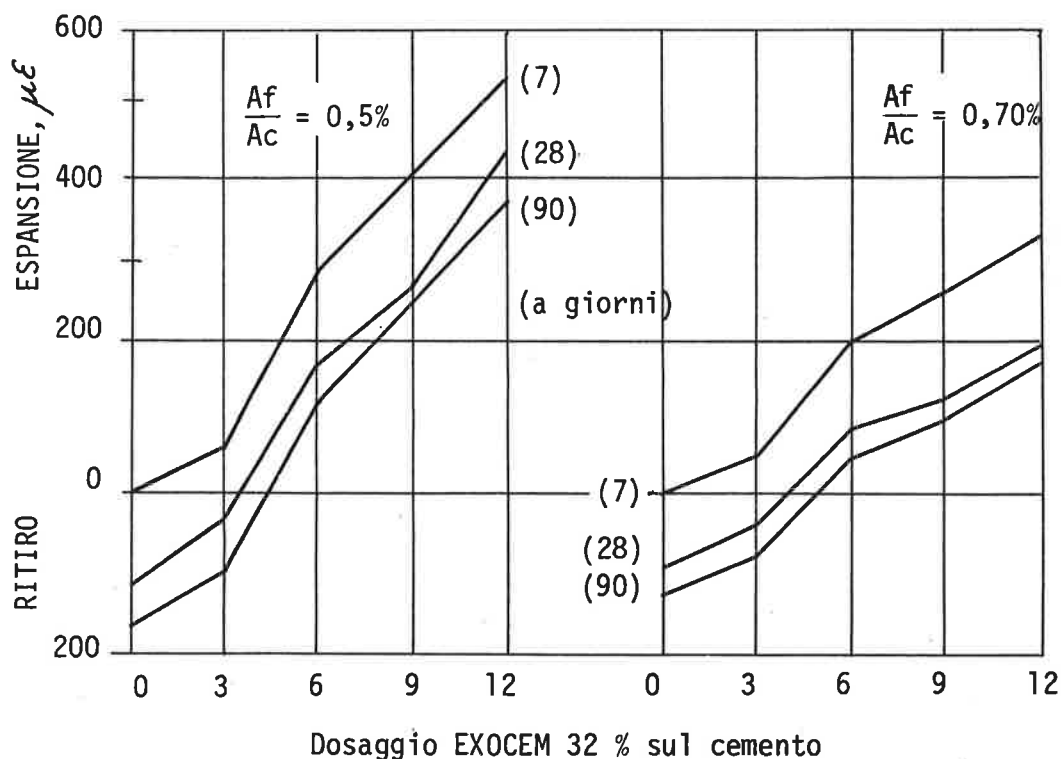


Fig. 9 Variazioni lineari in calcestruzzi espansivi al variare del dosaggio di EXOCEM 32

Possiamo ora considerare alcune relazioni matematiche relative al fenomeno espansivo. Se il calcestruzzo espansivo si è espanso di un valore $d\epsilon$ in un intervallo di tempo $d\theta$, questo può essere espresso come un fenomeno evolutivo in cui la formazione del calcestruzzo è influenzata dal peso di D_p :

$$d\sigma = \frac{D_p}{A} = d\epsilon \cdot E(\theta)$$

Quindi la sollecitazione di espansione dopo il tempo "t", risulta:

$$\sigma = \int_0^t \frac{d\epsilon}{d\theta} \cdot E(\theta) \cdot d\theta \cdot \frac{1}{1+\phi(\theta t)} \cdot d\theta$$

dove: $E(\theta)$ = Modulo secante del calcestruzzo al momento θ
 A = Area della sezione di calcestruzzo
 $\phi(\theta t)$ = Il fattore di scorrimento del calcestruzzo dal momento „o„ al tempo „t„

Si rende necessaria, a questo punto, una precisazione sullo scorrimento, ovvero la deformazione viscosa sotto carico in calcestruzzi additivati con EXOCEM 32: poichè non si sono riscontrate anomalie rispetto ai calcestruzzi ordinari, possiamo ritenere che il fenomeno dello scorrimento non viene influenzato dal comportamento espansivo dei calcestruzzi a ritiro compensato. In ordine alla semplificazione della formula vista in precedenza, si può assumere che, finchè viene considerato lo scorrimento, il modulo secante del calcestruzzo sia un modulo apparente $E' = \frac{E}{1 + \phi}$; in tal modo è possibile pensare alla formula seguente:

$$\sigma = \epsilon_e \cdot E' \quad \text{dove}$$

ϵ_e - è il grado di espansione raggiunto dal calcestruzzo ad espansione esaurita

E' - è il modulo secante medio del calcestruzzo durante l'espansione

La formula precedente parte dal presupposto che l'espansione del calcestruzzo sia completamente impedita. In realtà, nelle strutture si verifica sempre un allentamento dei vincoli, dovuto all'elasticità di questi e pertanto dobbiamo porre:

$$\sigma = \epsilon_e \cdot E' \cdot \alpha \quad \text{dove}$$

α - è un coefficiente che potremmo definire come Modulo di vincolo ed il cui valore è compreso tra 0 e 1 come risulta chiaramente, per $\alpha = 0$ avremo l'espansione libera e quindi non si verificherà alcuna sollecitazione indotta, mentre per $\alpha = 1$ tutta l'espansione ottenibile sarà trasformata in sollecitazione.

Consideriamo ora un elemento di calcestruzzo che si espanda di un valore $= \epsilon_c$. Se poniamo A_f ed A_c rispettivamente l'area della sezione di ferro e quella della sezione di calcestruzzo, in caso di vincolo efficace avremo:

Forza di trazione del ferro = $\epsilon_c \cdot E_f \cdot A_f$ e per l'equilibrio avremo:

Forza di compressione nel calcestruzzo = $\epsilon_c \cdot E_c \cdot A_c$ da cui ricaviamo

che la sollecitazione unitaria nel calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \epsilon_c \cdot \frac{E_f \cdot A_f}{A_c} = \epsilon_c \cdot p \cdot E_f \quad \text{dove } p \text{ è l'incidenza dell'armatura } A_f/A_c.$$

Ponendo il modulo di elasticità dell'acciaio da armatura pari a circa $2,1 \times 10^4$ kg/cm² possiamo ottenere il grafico che rappresenta il rapporto tra l'espansione e la sollecitazione di compressione di questa indotta nel calcestruzzo in funzione dell'incidenza di armatura (Fig. 10). Il dosaggio medio dell'EXOCEM 32 impiegato per il calcestruzzo dell'Ospedale S. Michele era il 7% sul peso del cemento. Questo dosaggio provoca secondo il diagramma (Fig. 9) una espansione di cca 300 μ per una percentuale di armatura pari allo 0,5%, valore che nel diagramma (Fig. 10) corrisponde approssimativamente ad una

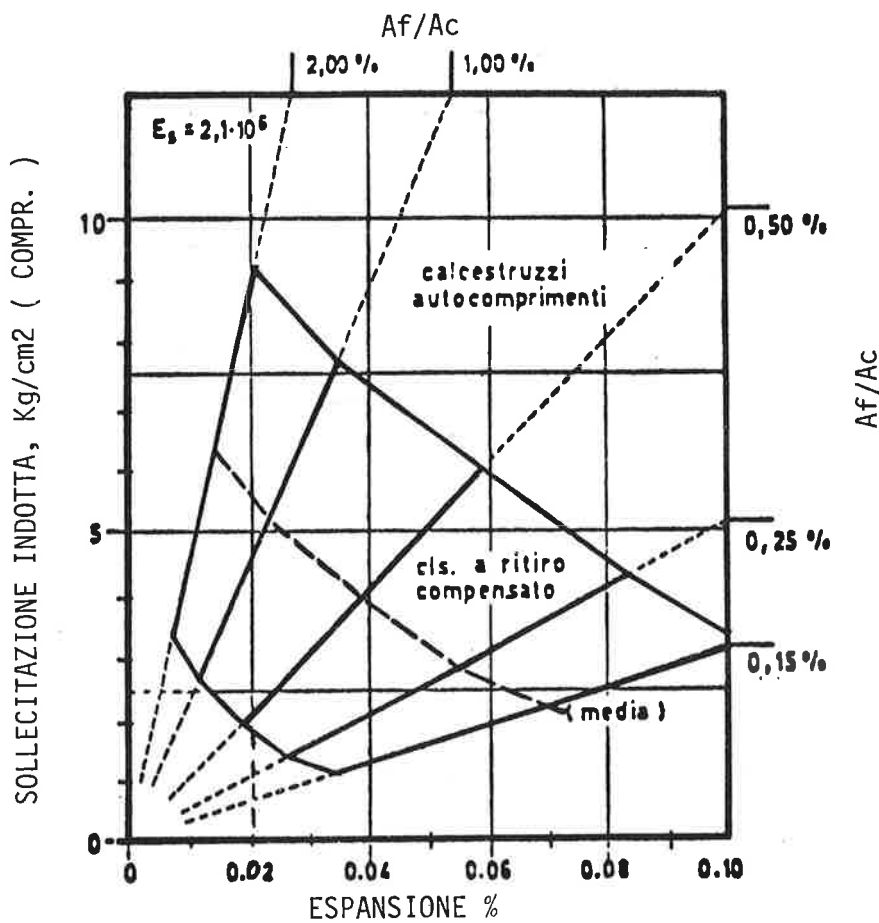


Fig. 10 Diagramma per il calcolo della sollecitazione ridotta dall'espansione (secondo Norma ACI 223)

sollecitazione ridotta di 3,5 kg/cm². Valori di questa entità sono soddisfacenti per l'annullamento delle piccole tensioni derivanti dall'indurimento del calcestruzzo e dimostrano quindi l'efficacia dell'impiego dell'EXOCEM 32 nella prevenzione delle fessurazioni da ritiro.

7.3 Prove preliminari

7.3.1 Prove di resistenza a compressione

Con la composizione degli inerti rilevata dal fuso granulometrico è stato confezionato un calcestruzzo con 350 kg/m³ di cemento 325 Portland della Friulana Cementi

ADDITIVO	DOSAGGIO	A/C	SLUMP	Resistenza a compressione Kg/cm ²			
				1	4	7	28
CONCRETAN L	0,6%	0,61	18cm	44	152	206	268
CONCRETAN L	0,6%	0,55	18cm	107	255	301	295
EXOCEM 32	7 %						

Le prove di resistenza a compressione dei cubetti rilevati in cantiere erano tutti superiori a 380 kg/cm² al posto del progettato RbK 250.

7.3.2 Prove per la determinazione del ritiro idraulico secondo UNI 6687-70

In laboratorio sono stati confezionati provini con dimensioni 4x4x16 cm e rilevati i seguenti dati:

	Sformatura a 24 ore	Ritiro $\mu\text{m/m}$ dopo				
		1g	4 gg	7 gg	14 gg	28 gg
Malta di riferimento	0	-42	-84	-229	-417	-521
Malta additivata	0	-7	-11	-177	-220	-311

7.3.3 Prove per la determinazione dell'espansione contrastata del calcestruzzo secondo UNI 8148

Caratteristiche del calcestruzzo			Espansione	
A/C + E	I/C + E	SLUMP	7 giorni	28 giorni
0,51	5,4	18 cm	0,29 ‰	0,34 ‰

8. ESECUZIONE DELL'OPERA

Il tempo di costruzione del complesso ospedaliero è risultato di 36 mesi. In termini di manodopera sono state impiegate, nella sola costruzione, 300.000 ore lavorative.

Per i getti delle murature in C.A. si sono utilizzate, per il corpo degenze, casseforme metalliche del tipo "NOE" con dimensioni modulari 3,45x3,70 metri. Per il corpo servizi monopiano ed i corpi scale e montacarichi dove era prevista una particolare grecatura sulla faccia esterna del C.A., sono stati impiegati pannelli del tipo "ALPICAS" di dimensioni modulari 3x1 metri.

La preesistenza della struttura in acciaio ha notevolmente facilitato i problemi di aggancio, allineamento e messa a piombo delle cassature. Il calcestruzzo veniva confezionato in cantiere in una centralina automatica che aveva la possibilità di dosare contemporaneamente il superfluidificante e l'additivo espansivo.

La faccia a vista del calcestruzzo su tutta la superficie esterna è stata eseguita molto bene senza nessuna fessurazione, con uniformità di colore. La resistenza al fuoco di 120 minuti della struttura in acciaio e della lamiera grecata del solaio è stata realizzata con la spruzzatura di intonaco antincendio a base di fibre minerali tipo DAVISPRAY; inoltre le strutture verticali e orizzontali sono state ulteriormente protette con coppellature in cartongesso e con controsoffitti del tipo a pannelli in conglomerato di fibre minerali.

UNA NUOVA TECNOLOGIA - L'ISOLAMENTO SISMICO DEI GRANDI EDIFICI

Gian Carlo Giuliani

Ingegnere Strutturista
Consulente REDESCO srl
Milano

SOMMARIO

L'isolamento sismico degli edifici e' oggi un sistema sperimentato ed affidabile che consente numerosi vantaggi tecnici ed economici con guadagno di sicurezza nei confronti delle costruzioni tradizionali; sono messe in evidenza le caratteristiche principali del sistema e viene sviluppato un esempio di progettazione con isolamento, posto a confronto con base fissa.

SUMMARY

The seismic isolation for buildings is now a tested and reliable system which allows for a number of technical and economical advantages resulting in an improved safety if compared to conventional constructions; the main features of the system are outlined and a design example is presented and compared to a fixed base case.

1 Concetti generali

Premesso che ogni edificio posto in zona sismica puo' essere calcolato sia in regime statico (metodo delle forze equivalenti) sia in regime dinamico (metodo raffinato basato sulla partecipazione modale allo spettro di risposta dell'evento sismico), il progetto strutturale puo' poi evolvere secondo due orientamenti praticamente contrapposti e cioe':

- a) struttura rigidamente vincolata al terreno, dal quale riceve quindi le accelerazioni sismiche orizzontali e verticali, dimensionata per resistere alle azioni inerziali dovute alla massa propria e dei carichi aggiunti.
- b) struttura collegata al terreno mediante -isolatori sismici- che fungono da filtro alle accelerazioni orizzontali riducendo in modo cospicuo le azioni inerziali sopra citate; e' il principio dei supporti antivibranti delle macchine alternative applicato a rovescio.

In entrambe le soluzioni, allo stato attuale della tecnologia, la struttura riceve totalmente le accelerazioni verticali che, comunque, hanno importanza di gran lunga inferiore a quelle orizzontali, in quanto il loro effetto e' equivalente ad un aumento del sovraccarico verticale.

2 Caratteristiche dei sistemi strutturali

- 2.1 La progettazione secondo l'orientamento a) e' quella usuale e piu' intuitiva ma, per edifici dotati di frequenza propria superiore a 1Hz, sotto l'effetto degli eventi sismici, conduce ad accelerazioni dei piani alti superiori a quelle del terreno e quindi alla necessita' di grandi sezioni resistenti, a venti massa rilevante (che esalta le azioni inerziali).

Le accelerazioni di progetto, fissate dalle Norme, sono inferiori a quelle reali nel rapporto di circa 1 a 3 e si ammette implicitamente che la struttura, dimensionata alle tensioni ammissibili per le azioni ottenute da tale analisi, esca dal campo lineare dissipando energia e smorzando l'effetto sismico reale; ovviamente, perché questo comportamento sia possibile, è necessario conferire alla struttura adeguata duttilità mediante interventi sulle sezioni degli elementi resistenti ed opportuni dimensionamento e disposizione dell'armatura.

Con vincolo rigido al terreno il primo modo di vibrare della struttura è di tipo flessionale ed induce quindi grandi spostamenti alla sommità, con conseguenti possibili forti danni alle tramezzature ed agli arredi; anche la struttura subisce lesioni ma riparabili se il progetto è correttamente impostato.

Sono poi richieste fondazioni in grado di resistere alle azioni orizzontali trasmesse all'edificio ed a quelle verticali addizionali dovute alle coppie ribaltanti risultanti; spesso risultano necessari tiranti di ancoraggio dei corpi controventanti.

2.2 La progettazione secondo l'orientamento b), che prevede isolamento dal terreno, è meno nota, pur essendo stata impiegata con successo, in modo intuitivo anche in passato.

Vi sono numerosi esempi di tale approccio al problema fra i quali si possono ricordare in ordine storico:

- .1 Parere di parte della Commissione Statale (insediata dopo il terremoto di Messina) a favore della adozione di strati di sabbia come separatori fra le fondazioni ed il terreno; come è noto prevalse l'indirizzo verso fondazioni solidali al terreno e con struttura in grado di resistere a forze orizzontali pari ad una frazione dei carichi agenti.
- .2 Nell'Imperial Hotel Tokyo, F. Lloyd Wright realizzò il sistema di fondazione con una platea impostata su pali verticali infissi nel terreno cedevole fino ad un banco compatto poco più profondo, contro il parere di tecnici locali che preferivano fondazione diretta sullo strato inferiore; il fortissimo terremoto del 1923 lasciò l'edificio indenne anche nelle decorazioni in stucco e nei divisori.
- .3 Alla fine degli anni 40 si sviluppò il concetto del "soft first story" che prevedeva rigidità flessionali delle colonne del piano più basso ridotte rispetto a quelle dei piani superiori, ammettendone la plasticizzazione per dissipare energia e quindi smorzare l'effetto sismico ai piani superiori; in pratica tale sistema, per risultare efficace, richiede spostamenti relativi dell'ordine della decina di centimetri con conseguenze disastrose sulla stabilità delle colonne.
- .4 Dopo alcuni tentativi di isolamento dell'edificio mediante apparecchi a rotolamento in acciaio iniziarono ad apparire isolatori in gomma e acciaio (fig.1) secondo tecnologia ora estensivamente applicata sia in California, ove si attendono importanti eventi sismici connessi con la faglia di S. Andrea, sia in Nuova Zelanda; si hanno esempi anche in Francia ed in Sud Africa per la protezione delle centrali nucleari.

Le attuali possibilità di questa soluzione sono dovute allo sviluppo di particolari mescole in gomma naturale che possono sviluppare in campo elastico deformazioni a taglio del 100% con rottura oltre 400% (fig.2); la presenza di fogli di acciaio vulcanizzati alla gomma conferisce a questa confinamento laterale e stabilità così che gli isolatori risultano assai rigidi a compressione, impedendo effetti di rollio e beccheggio dell'edificio sovrastante.

Lo smorzamento critico della gomma dei supporti è dell'ordine del 5-10% ed è possibile costruire isolatori con modulo di deformazione orizzontale decrescente con gli spostamenti, per cui risulta elevata rigidità per gli effetti del vento e non sono necessari limitatori di spostamento per questo carico.

Gli isolatori sismici in gomma e acciaio hanno in esercizio comportamento elastico con smorzamento lineare di tipo viscoso; il loro accoppiamento con la struttura sovrastante consente la schematizzazione dell'insieme con un modello lineare, i cui modi di vibrare godono della ortogonalità; ciò non è possibile quando tali supporti sono integrati con altri elementi dissipatori di tipo isteretico, quali ad esempio nuclei in piombo, piastre inflesse, o, peggio, di tipo ad attrito.

Il primo modo di vibrare della struttura con isolatori in gomma e acciaio è praticamente quello del corpo rigido, con deformazioni localizzate solo negli isolatori e con frequenza propria normalmente inferiore a 0.5 Hz; i modi successivi coinvolgono anche le deformazioni flessionali ma con fattori di partecipazione fortemente ridotti.

Questo è il principio fondamentale dell'isolamento sismico che assorbe energia quasi esclusivamente in corrispondenza del primo modo di vibrare ed all'interno di materiale idoneo allo scopo, mentre per la ortogonalità sopra citata le energie del terremoto alle frequenze dei modi superiori non possono essere trasmesse all'edificio.

Il risultato è una struttura con sollecitazioni ridotte rispetto a quelle agenti nel caso di vincolo rigido e che non necessita di ancoraggi a terra, eliminando la necessità di fondazioni profonde.

Nel caso di evento sismico l'edificio rimane pressoché immobile rispetto al moto del terreno; si ottiene inoltre fortissima riduzione dei danni agli arredamenti ed alle attrezzature (si pensi agli ospedali) ed assenza di lesioni alla struttura.

3 Tecnologia dell'isolamento sismico dell'edificio

3.1 Ampia ricerca teorico-sperimentale sull'uso degli isolatori sismici è stata condotta da J.M.Kelly a Berkeley presso la University of California ove è disponibile grande tavola a scosse.

Tale ricerca ha dimostrato che è possibile la costruzione degli isolatori precedentemente descritti ed in grado di produrre i benefici effetti prevedibili anche teoricamente mediante loro schematizzazione in elementi prevalentemente impegnati a taglio in campo lineare e dotati di smorzamento viscoso pure lineare.

Le prove sono state effettuate su modelli strutturali in scala 1:3 (fig.3), introducendo nella tavola a scosse le accelerazioni rilevate in alcuni terremoti di grande magnitudo e con svariate caratteristiche di durata e frequenza (El Centro, Pacoima Dam, Taft, Parkfield).

Per gentile concessione del Prof. Kelly si riportano i risultati sperimentali ottenuti sulla struttura di fig.4 per il terremoto di El Centro e con diverse condizioni di vincolo:

.1 fig.5 base fissa:

- accelerazione di picco della tavola 0.82 g
- " " " " del 5o piano 3.58 g

.2 fig.6 base isolata con gomma naturale ed acciaio:

- accelerazione di picco della tavola 0.83 g
- " " " " del 5o piano 0.13 g

.3 fig.7 base isolata come sopra con nucleo in piombo aggiunto:

- accelerazione di picco della tavola 0.85 g
- " " " " del 5o piano 0.38 g

Si osserva l'efficacia dell'isolamento sismico in gomma ed acciaio e l'indesiderata trasmissione di vibrazioni nel caso di nucleo in piombo aggiunto.

3.2 Allo scopo di ottenere sicurezza anche per evento sismico di importanza maggiore del prevedibile si predispongono opportuni limitatori di corsa, ottenendo così sicurezza contro il ribaltamento degli appoggi.

- 3.3 Per la realizzazione dell'isolamento sismico e' necessaria la costruzione di una piattaforma di base ,posata sugli appoggi e posta a sostegno della struttura in elevazione
- 3.4 Poiche' alla fine dell'evento sismico il terreno sottostante l'edificio puo' trovarsi dislocato rispetto alla posizione originaria,sono previste apposite sedi nelle fondazioni per inserimento di martinetti idraulici (da noleggio) orizzontali per riportare, se necessario, l'edificio al suo riferimento iniziale.
- 3.5 Per consentire il libero movimento del terreno rispetto all'edificio,tutti gli accessi devono essere progettati con giunto adeguato agli spostamenti previsti e gli impianti dotati di collegamenti flessibili.
- 3.6 Tenendo conto sia dei vantaggi che delle esigenze tecnologiche collegate con la adozione degli isolatori sismici,si ottiene una migliore sicurezza globale dell'edificio ed un apprezzabile risparmio del costo di costruzione.

4 Esempio di progettazione

- 4.1 Come esempio numerico dei concetti sopra esposti si e' considerato il telaio trasversale di un edificio di tre piani provvedendo al dimensionamento con appoggio diretto a terra e con isolamento sismico;si e' supposto che le caratteristiche geometriche ed inerziali dell' edificio consentano la trattazione del problema come piano anziche' spaziale con il vantaggio di risultati piu' immediati ove si pensi che, in difetto di tale ipotesi, fra i primi modi di vibrare si annoverano sempre moti torsionali.

L'edificio considerato e' previsto prefabbricato con pilastri posti ad interassi longitudinali di 7.2 m e trasversali di 8.0 m, travi longitudinali precomprese e solai trasversali precompressi, dotati di alloggiamenti per getti e barre di incatenamento che costituiscono le traverse del telaio trasversale; i carichi previsti per l'analisi sismica sono di seguito elencati:

-copertura:impalcato	$(g+p+q/3=3.5+2.0+1.5/3=6.0 \text{ kN/mq}) * 7.2 * 16.6 = 717 \text{ kN}$
travi bordo	$(g=[(0.15+0.06) * 1.50 + 0.45 * 0.45]) * 25 * 2 * 7.2 = 186 \text{ kN}$
travi di colmo	$(g=0.80 * 0.45) * 25 * 7.2 = 65 \text{ kN}$
pilastri	$(g=0.50 * 0.80 * 25) * 3 * 1.90 = 40 \text{ kN}$
-piani :impalcato	$(g+p+q/3=3.5+2.0+3.5/2=7.2 \text{ kN/mq}) * 7.2 * 16.6 = 843 \text{ kN}$
travi bordo e colmo + pilastri	= 306 kN

Le sezioni costruttive dei due telai sono riportate nelle figg.8 e 9.; l'analisi dinamica e' stata svolta in accordo con le vigenti norme italiane per zone a rischio sismico di 1 categoria,coefficiente di importanza dell'edificio $I=1.20$.

Per i due telai si riportano di seguito le caratteristiche della partecipazione ai modi elementari flessionali di vibrazione per effetto dell'accelerazione spettrale e coefficiente di smorzamento pari a 0.05.

Per il telaio isolato si sono previsti appoggi aventi dimensioni 0.35x 0.35 m e con spessore totale della gomma 0.10 m. con modulo tangenziale pari a 840 kN/mq

TELAIO 3 PIANI FISSO ALLA BASE -----

PARTECIPAZIONE MODALE DELLE MASSE

MODO	X-DIREZIONE	Y-DIREZIONE	Z-DIREZIONE
1	.1776E+02	.0000E+00	.0000E+00
2	.6017E+01	.0000E+00	.0000E+00
3	-.2776E+01	.0000E+00	.0000E+00

MODO NUM.	F R E Q U E N Z A			S P E T T R A L E		
	RAD./SEC	CICLI/SEC	PERIODO-SEC(D)	ACCELERAZIONE	VELOCITA'	SPOSTAMENTO
1	11.74	1.87	.535204(1)	1.177	.100	.009
			(2)	.000	.000	.000
			(Z)	.000	.000	.000
2	42.57	6.77	.147610(1)	1.177	.028	.001
			(2)	.000	.000	.000
			(Z)	.000	.000	.000
3	88.37	14.06	.071099(1)	1.177	.013	.000
			(2)	.000	.000	.000
			(Z)	.000	.000	.000

F A T T O R I D I P A R T E C I P A Z I O N E M O D A L E				
MODO	PERIODO	1-DIREZIONE	2-DIREZIONE	Z-DIREZIONE
1	.535	.151688	.000000	.000000
2	.148	.003909	.000000	.000000
3	.071	-.000418	.000000	.000000

TELAIO 3 PIANI BASE ISOLATA -----

PARTECIPAZIONE MODALE DELLE MASSE

MODO	X-DIREZIONE	Y-DIREZIONE	Z-DIREZIONE
1	.2168E+02	.0000E+00	.0000E+00
2	.4099E+00	.0000E+00	.0000E+00
3	.6196E-01	.0000E+00	.0000E+00
4	.1194E-01	.0000E+00	.0000E+00

MODO NUM.	F R E Q U E N Z A			S P E T T R A L E		
	RAD./SEC	CICLI/SEC	PERIODO-SEC(D)	ACCELERAZIONE	VELOCITA'	SPOSTAMENTO
1	2.17	.35	2.895533(1)	1.251	.576	.266
			(2)	.000	.000	.000
			(Z)	.000	.000	.000
2	18.49	2.94	.339770(1)	2.942	.159	.009
			(2)	.000	.000	.000
			(Z)	.000	.000	.000
3	42.04	6.69	.149448(1)	2.942	.070	.002
			(2)	.000	.000	.000
			(Z)	.000	.000	.000
4	71.24	11.34	.088196(1)	2.942	.041	.001
			(2)	.000	.000	.000
			(Z)	.000	.000	.000

F A T T O R I D I P A R T E C I P A Z I O N E M O D A L E				
MODO	PERIODO	1-DIREZIONE	2-DIREZIONE	Z-DIREZIONE
1	2.896	5.758517	.000000	.000000
2	.340	.003526	.000000	.000000
3	.149	.000103	.000000	.000000
4	.088	.000007	.000000	.000000

Si nota come il periodo fondamentale passa da 0,53 sec per il telaio a base fissa a 2,89 sec per il telaio con isolamento; a tali periodi corrispondono rispettivamente accelerazioni spettrali di 1,0 e 0,425 per cui risulta evidente l'effetto degli isolatori sismici.

Nelle figure 10 e 11 sono riportati rispettivamente i modi di vibrare, gli spostamenti e l'involuppo dei momenti flettenti della colonna centrale per i due telai.

Il risultato piu' significativo e' che, oltre alla riduzione delle sezioni dei pilastri, il telaio sismicamente isolato puo' essere prefabbricato perche' i getti di incatenamento dei montanti sono sufficienti per le azioni indotte, mentre il telaio con base fissa richiede completa revisione per queste azioni.

5. Conclusioni

La tecnologia illustrata e' senza dubbio interessante per i vantaggi ottenibili in termini di sicurezza e di economia della costruzione: il costo degli isolatori e delle opere aggiuntive per garantirne la ispezionabilita' e la eventuale sostituzione dopo un forte evento sismico e per la costruzione della struttura di base e' ampiamente compensato dal risparmio sulle fondazioni e sulle opere in elevazione; in questo bilancio non si e' preso in conto l'ulteriore vantaggio di drastica riduzione dei danni alle attrezzature.

Un edificio di grandi dimensioni, in cui si sono potuti valutare esattamente gli oneri ed i benefici dell'isolamento, e' attualmente in fase di avanzata progettazione per zona sismica in Italia.

6. Bibliografia collaterale

- I) R.W. Clough - J. Penzien: Dynamics of Structures
Mc Graw-Hill-1982
- II) James M. Kelly : Seismic response of torsional coupled base-isolated structures
Earthquake engineering and structural dynamics, vol 11, 749-770 (1983)
- III) James M. Kelly : The Influence of Base Isolation on the Seismic Response of Light Secondary Equipment.
NP-2919 Research Project 810-8 March 1983 -Departement of Civil Engineering- University of California - Berkeley
- IV) A.N. Gent - E.A. Meinecke: Compression, Bending, and Shear of Bonded Rubber Blocks.
University of Akron-Polymer Engineering and Science, vol 10, January 1970
- V) C.F. Derham : Combined earthquake protection and vibration Isolation of structures
Leagrave Press-London NR Technology Volume 16 Part 1 1985
- VI) James M. Kelly : Lectures for Base Isolation Courses
Wessex Institute of Technology - July 1985 - Southampton - England

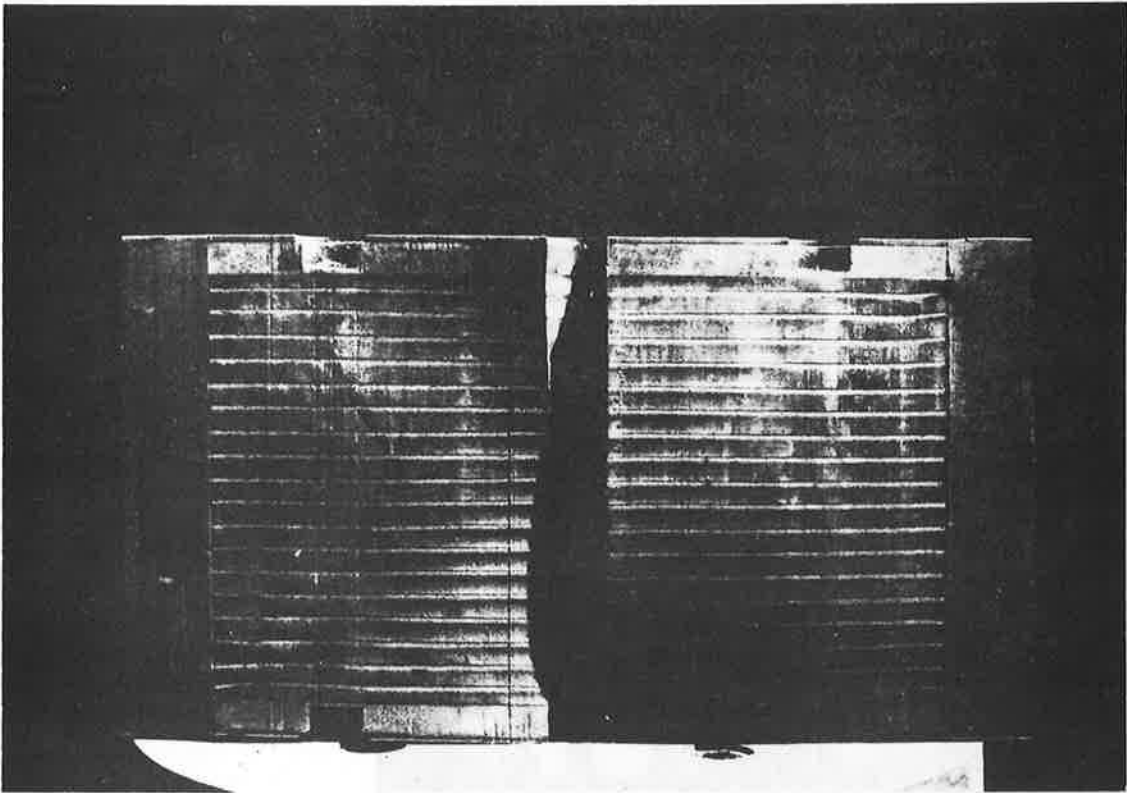


fig.1 sezione di isolatore sismico - dimensioni $D=0.76$ m. $H=0.38$ m.
- carico $V=4000$ kN spost. $h=0.38$ m.

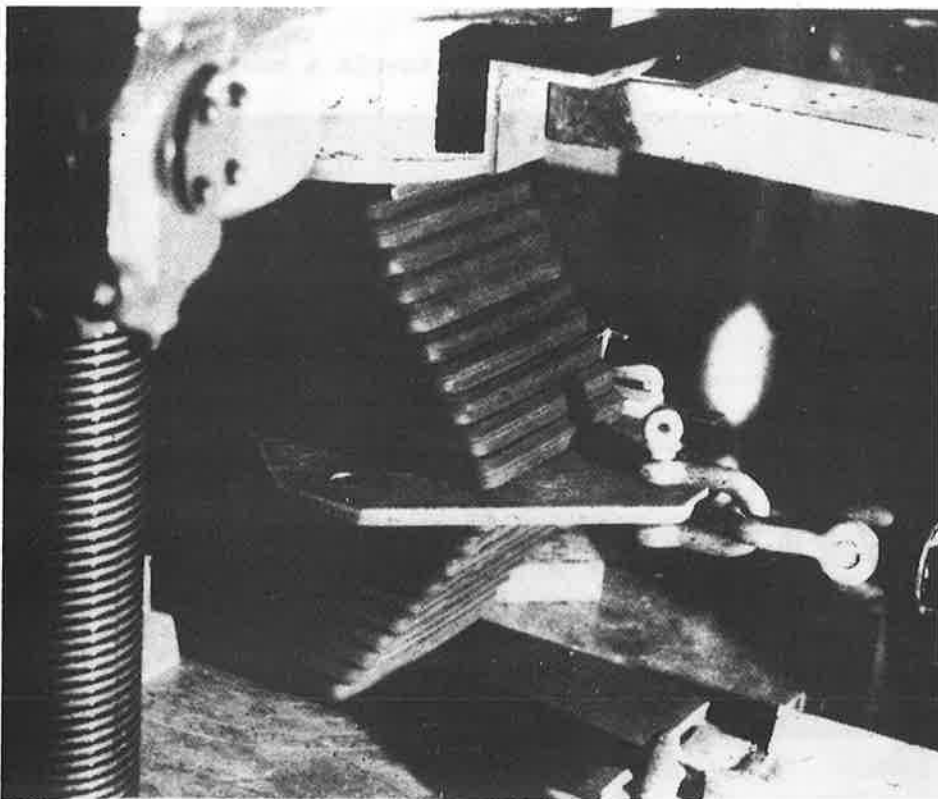


fig.2 prova di isolatori sismici sotto carico verticale e 100% spostamento

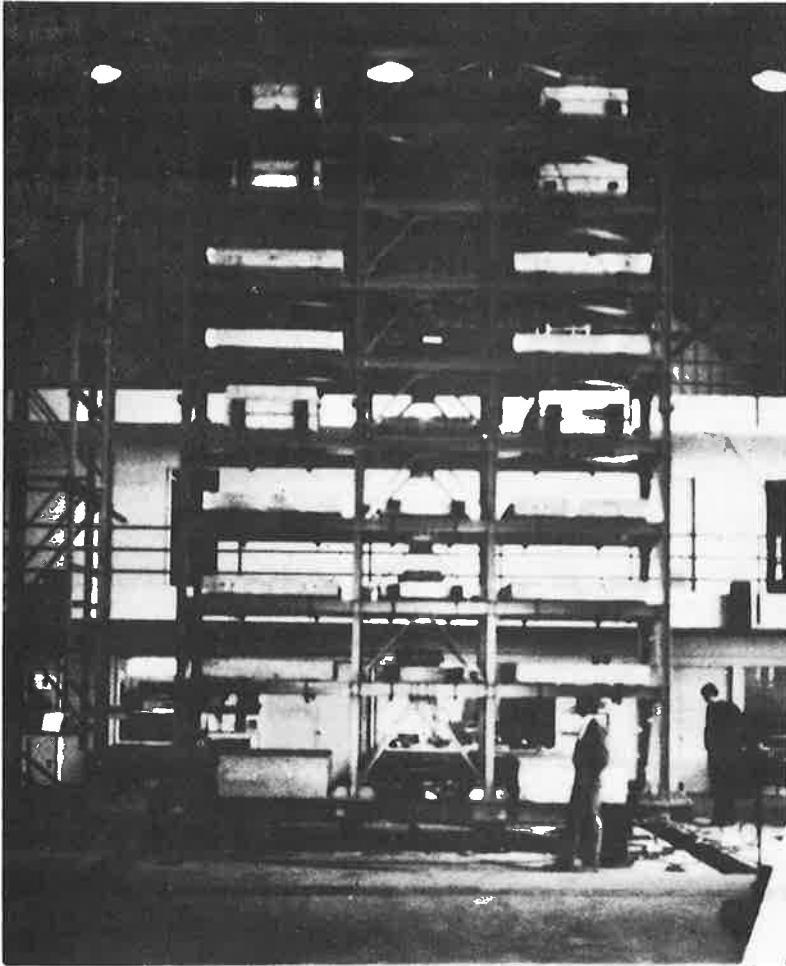


fig. 3a modello di struttura durante prova su tavola a scosse UC -Berkeley

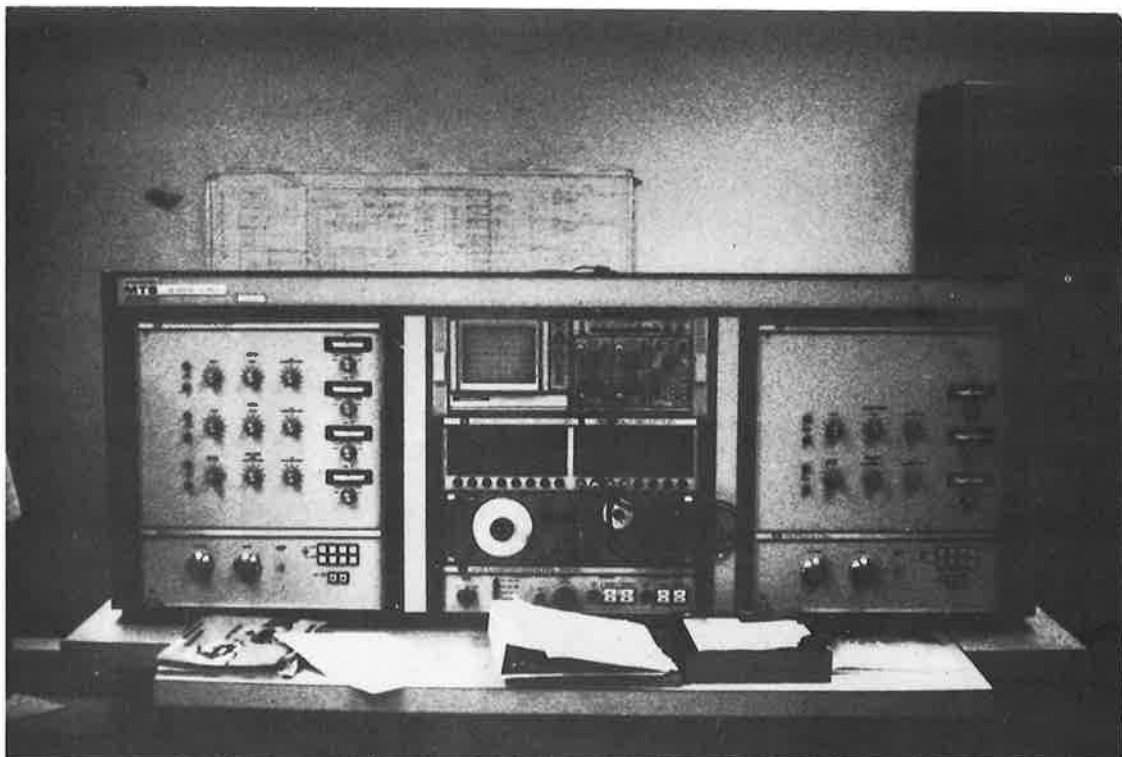


fig. 3b apparecchiatura acquisizione misure in tempo reale UC -Berkeley

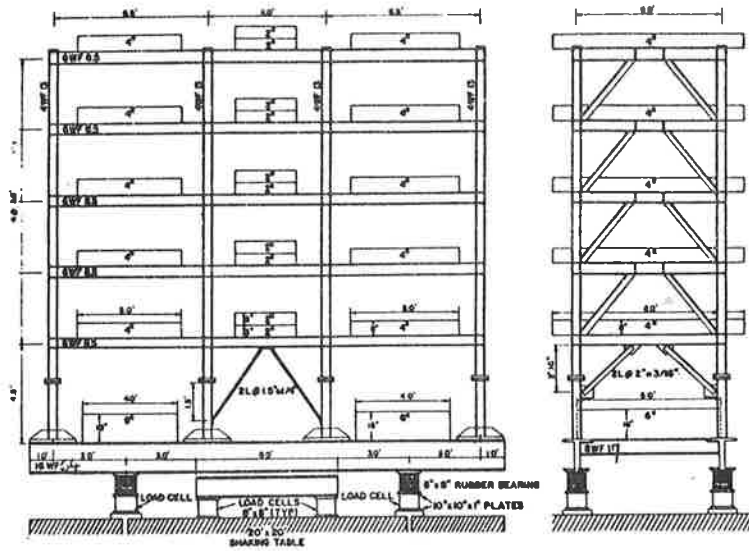


Fig.4 Schema struttura di prova

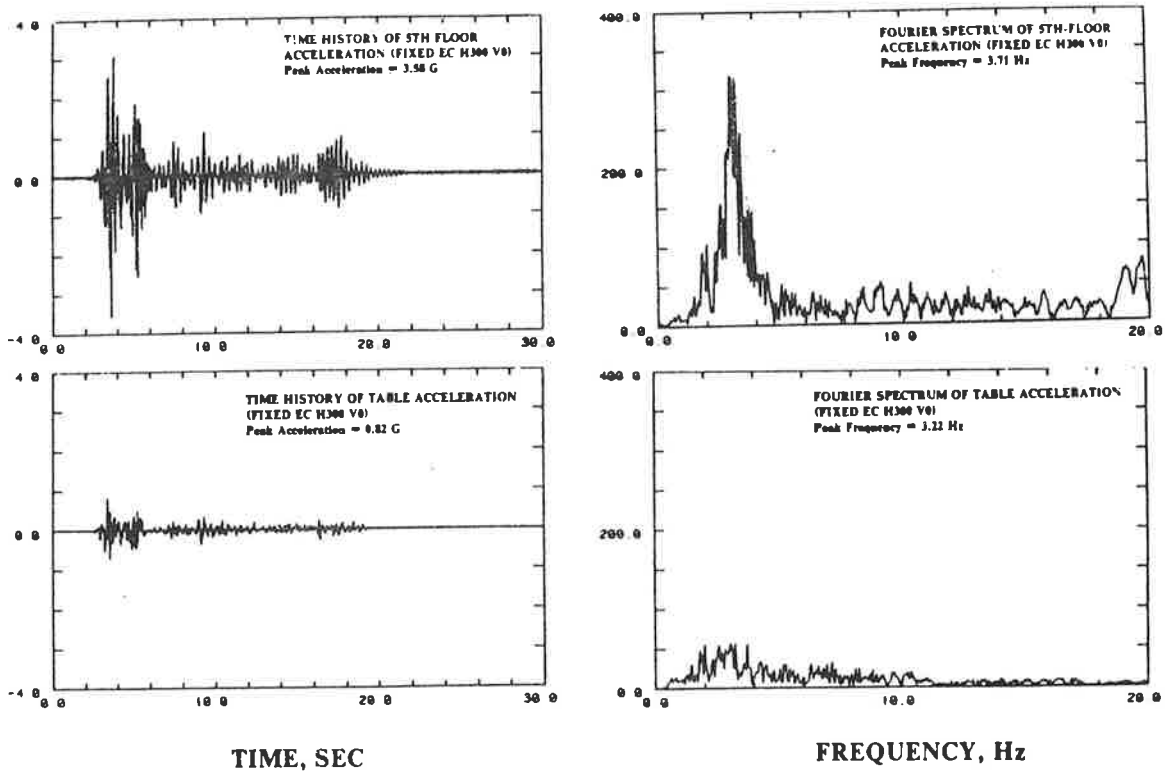


Fig.5 Base fissa - risultati sperimentali

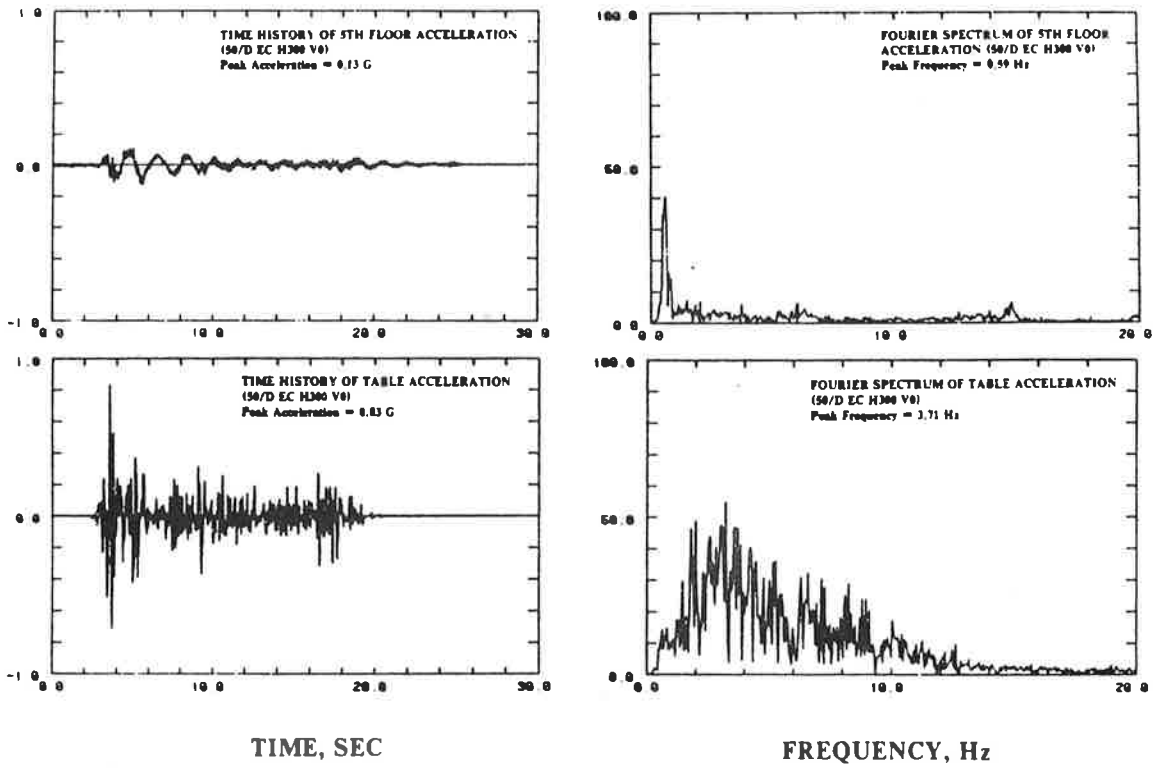


Fig.6 Base con isolatori in gomma - risultati sperimentali

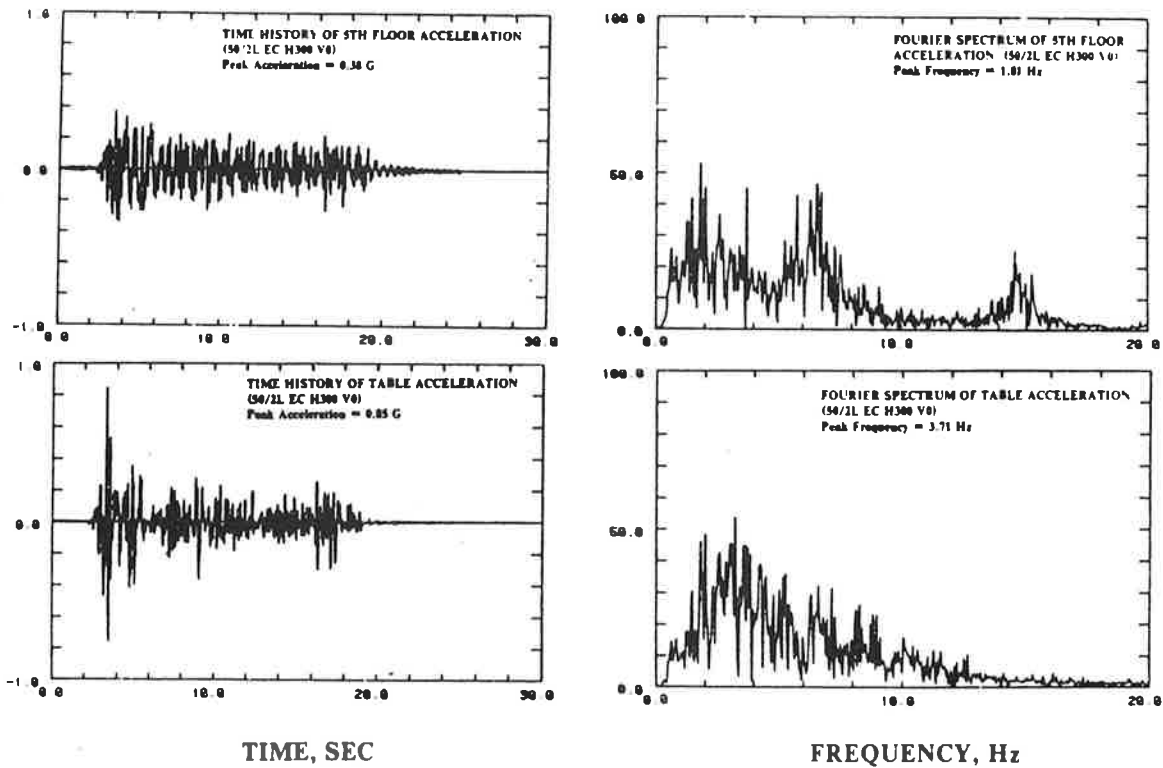


Fig.7 Base con isolatori in gomma e piombo - risultati sperimentali

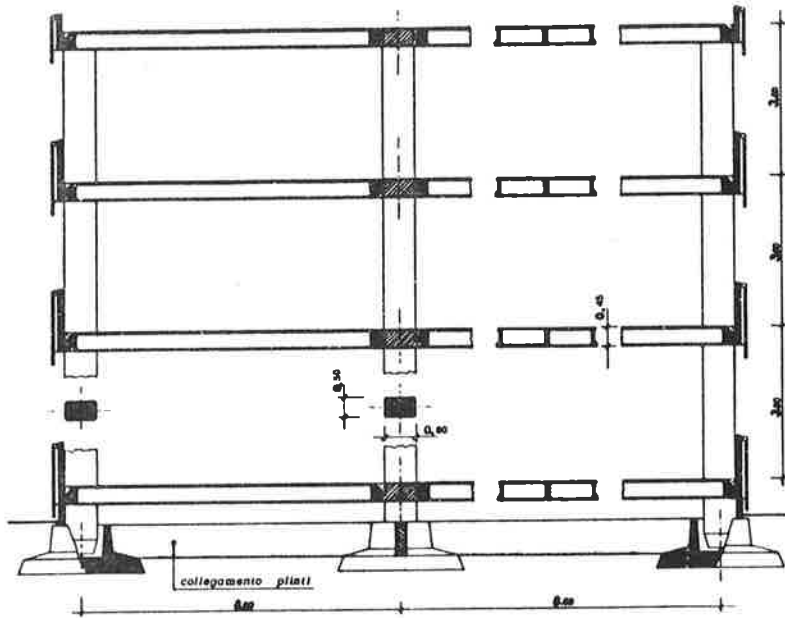


fig.8 Sezione telaio a base fissa

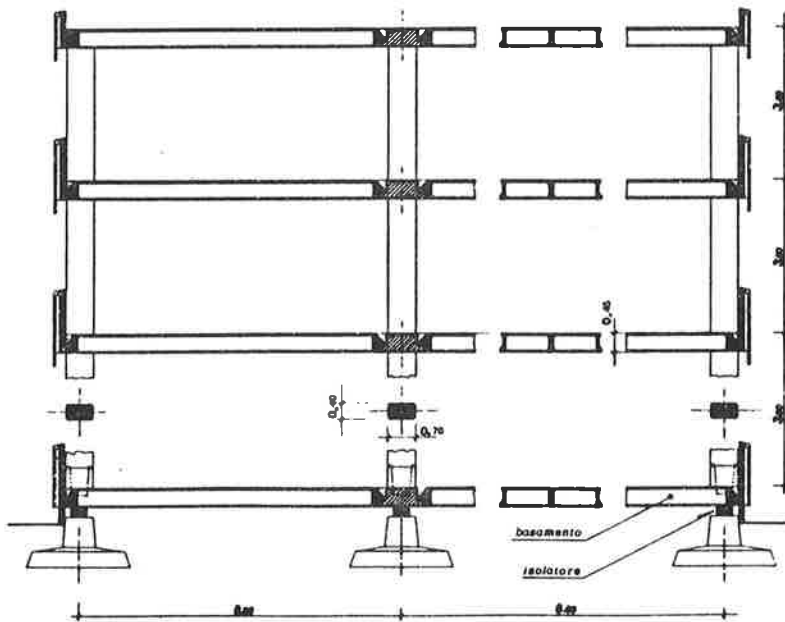


fig.9 Sezione telaio a base isolata

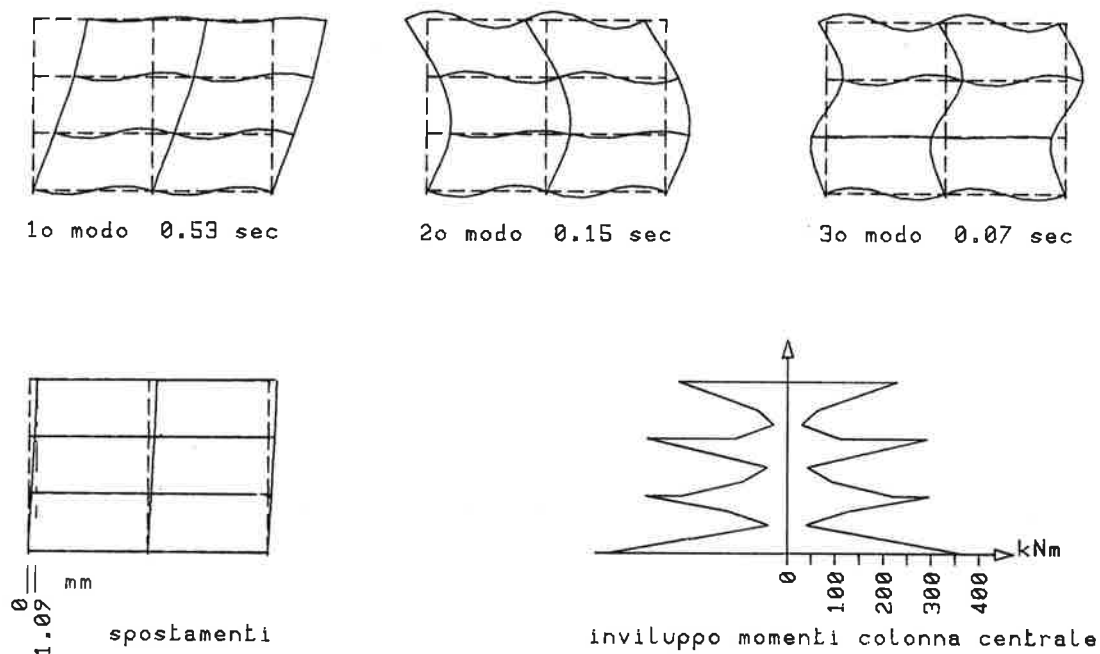


fig.10 Risultati analisi struttura a base fissa

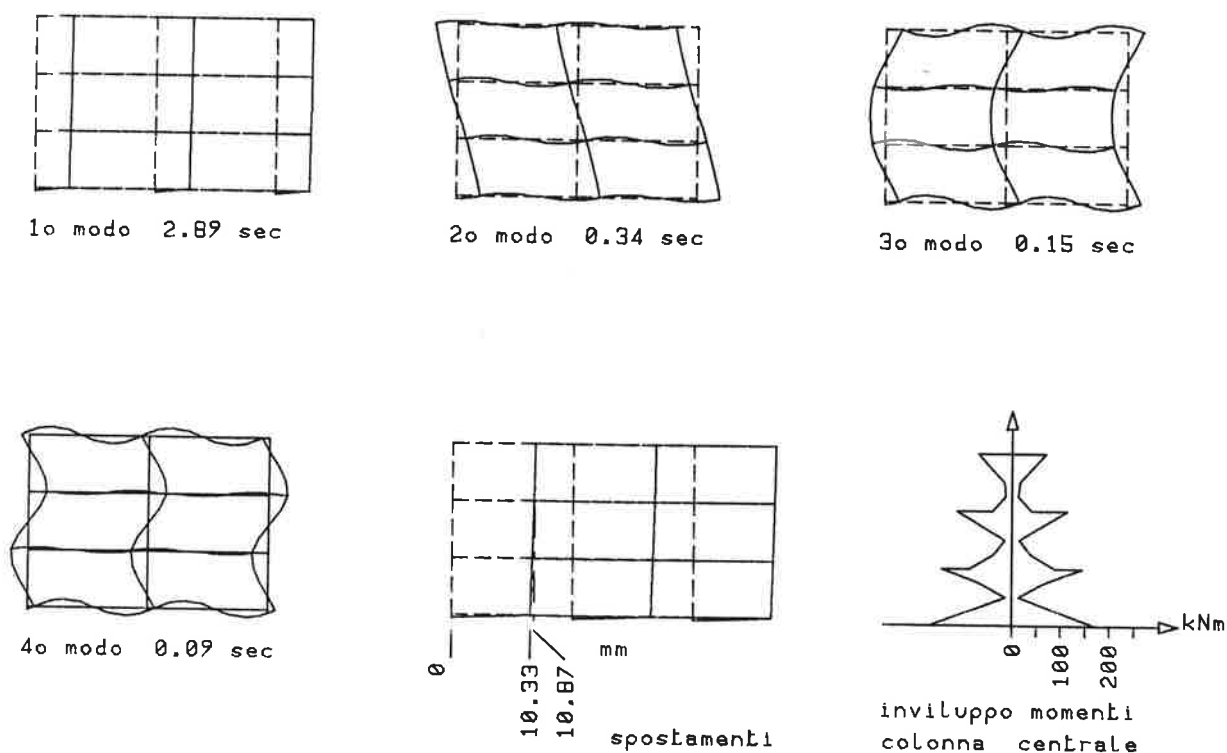


fig.11 Risultati analisi struttura a base isolata

**ADEGUAMENTO SISMICO DI PONTI ESISTENTI UTILIZZANDO
APPOGGI IN PIOMBO/ELASTOMERO**

Lindsay R. Jones
Ronald L. Mayes

Dynamic Isolation Systems, Inc.
2855 Telegraph Avenue, Suite 410
Berkeley, California 94705
U.S.A.

SOMMARIO

Questa memoria presenta i concetti fondamentali e la filosofia di progetto dell'isolamento alla base ed illustra l'applicazione di questi concetti su due ponti. Il primo esempio è un tipico ponte a 3 luci ed il progetto di isolamento alla base viene confrontato con diverse situazioni sismiche. Il secondo esempio è il progetto di adeguamento sismico del viadotto ColTrans Sierra Point Overhead. Questo è un ponte obliquo a 8 campate, recentemente ristrutturato utilizzando i concetti dell'isolamento alla base.

SUMMARY

The paper discusses the basic concept and design philosophy of base isolation design and presents the application of the concepts on two bridges. The first example is a typical three-span bridge and the impact on base isolation design of different seismic zones is examined. The second example is the CalTrans Sierra Point Overhead seismic retrofit project. This is an 8-span skewed bridge that has recently been retrofitted utilizing base isolation concepts.

INTRODUZIONE

Il terremoto di San Fernando del 1971 ha dimostrato la potenziale insufficienza dei passati metodi di progetto per costruire dei ponti a prova di sisma. Dal momento che la maggior parte dei ponti esistenti in servizio negli Stati Uniti al giorno d'oggi sono stati progettati utilizzando criteri di progettazione anteriori al 1971, ne consegue che molti dei ponti autostradali costruiti nei 37 stati sismicamente attivi della nazione possono avere una resistenza insufficiente a sostenere un carico sismico. Riconoscendo questo problema, la CalTrans ha sviluppato un programma in corso di realizzazione per l'ammodernamento dei ponti in California (VI). In aggiunta, FHWA ha varato due progetti fondamentali che sono stati attuati dalla Applied Technology Country. Il primo era lo sviluppo di Seismic Design Guidelines (Guida per la Progettazione Sismica) per nuovi ponti (I), e il secondo era lo sviluppo di una normativa per l'ammodernamento sismico di ponti esistenti (II).

Il programma di adeguamento CalTrans prevede in primo luogo di effettuare

dei collegamenti diretti sia tra i vari elementi della sovrastruttura che tra la sovrastruttura e le sottostrutture di supporto. Questa soluzione è molto utile quando le travi dei ponti hanno lunghezze di appoggio insufficienti. Fino a questo momento non è stato fatto nessun tentativo da parte della CalTrans per rafforzare le inadeguate sottostrutture di supporto come colonne e pilastri, principalmente a causa del costo di tale soluzione.

Vi sono ora eccitanti possibilità nell'adeguamento sismico di ponti esistenti grazie al recente sviluppo delle ricerche effettuate in Nuova Zelanda sull'applicazione a ponti e strutture dei concetti dell'isolamento alla base e della dissipazione di energia. La teoria fornisce delle soluzioni di adeguamento alle colonne ed ai pilastri sottodimensionati ed alle travi le cui basi di appoggio hanno lunghezze insufficienti. Infatti i movimenti orizzontali della sovrastruttura (impalcato) vengono drasticamente ridotti con una contemporanea diminuzione delle forze trasmesse alle strutture di sostegno (pile-pulvini).

Questa memoria presenta l'applicazione dei dispositivi sismici su due ponti. Il primo esempio è un tipico ponte a 3 luci e viene esaminato l'impatto della diversa sismicità di alcune zone sul progetto di isolamento alla base. Il secondo esempio è il progetto di ammodernamento sismico CalTrans Sierra Pont Overhead. Questo è un ponte asimmetrico a otto luci che è stato recentemente ristrutturato utilizzando i principi dell'isolamento alla base.

CONSIDERAZIONI SULL'ADEGUAMENTO SISMICO

Il "Applied Technology Council" ha recentemente completato la guida per l'ammodernamento antisismico di ponti su strade di grande comunicazione (II). Le istruzioni sono ampie e complete ed incorporano diversi nuovi concetti che si distaccano significativamente dalla pratica esistente di ammodernamento; esse includono una procedura preliminare di esame, metodi per valutare in dettaglio un ponte esistente, e possibili misure di intervento per le più comuni carenze sismiche. Le procedure preliminari di esame sono utilizzate per identificare quei ponti che sono i più probabili candidati all'ammodernamento. Questa procedura classifica i ponti basandosi sulla vulnerabilità del loro sistema strutturale, sulla sismicità dell'area su cui sono costruiti, e sull'importanza del ponte. I metodi per valutare un ponte esistente in dettaglio comprendono, come primo stadio, il calcolo del rapporto capacità sismica/carico sismico per ogni componente del ponte potenzialmente vulnerabile. Questi rapporti capacità/carico sono usati per valutare le conseguenze del terremoto di progetto sul luogo del ponte. I risultati di questa valutazione possono poi essere usati per scegliere lo schema di ristrutturazione più appropriato per il ponte, che possono essere scelti tra quelli presentati e discussi nella guida. Sono anche inclusi degli speciali requisiti di progetto per varie misure di adeguamento sismico.

Le tre maggiori serie di problemi identificati nel rapporto ATC-6-2 sono:

- 1) La vulnerabilità degli appoggi in acciaio esistenti di tipo oscillante e basculante mostrato in figura 1.
- 2) L'inadeguata resistenza e duttilità delle pile.
- 3) L'inadeguata lunghezza di appoggio per le travi.

Possibili rimedi a questi problemi sono presentati nel rapporto ATC-6-2. Sfortunatamente, solo alcuni di essi sono state utilizzate in pratica, in primo luogo a causa del costo di alcune delle modifiche necessarie specialmente per ovviare alla insufficiente resistenza e duttilità delle colonne esistenti.

Alcune delle misure presentate nel rapporto ATC-6-2 sono riassunte come segue:

- (a) Appoggi vulnerabili : deve essere presa in considerazione la sostituzione degli appoggi se una loro avaria può portare al collasso od alla perdita di funzione della sovrastruttura. Alcuni tipi di appoggio che hanno mostrato scarse prestazioni nei terremoti passati sono mostrati in fig. 1 e se ne consiglia la sostituzione con appoggi elastomerici o con più sofisticati dispositivi di dissipazione d'energia.
- (b) Inadeguata resistenza e duttilità delle pile : le colonne o pile in cemento armato ed i plinti ai quali esse sono collegate formano un gruppo di elementi interagenti che sono la parte più vulnerabile agli attacchi del sisma. Valutando quantitativamente la resistenza di pile o colonne devono essere considerati quattro possibili modi di rottura. Possono avvenire espulsioni dell'armatura principale, rottura di giunzioni nell'armatura stessa, improvvise rotture a taglio e perdita della capacità flessionale dovuta ad insufficiente ricoprimento. Sebbene siano già state eseguite alcune utili ricerche sul comportamento di pile di ponte sotto carichi ciclici, allo stato dell'arte attuale la valutazione delle pile deve ancora basarsi prevalentemente sul giudizio del progettista. Alcune delle misure di ristrutturazione discusse consistono nell'uso di dispositivi limitatori di forza, nell'aumentare l'armatura trasversale di immorsamento delle pile, l'aumentare o diminuire l'armatura longitudinale, l'inserire diaframmi a taglio tra le strutture trasversali delle pile ed il rinforzo dei plinti.
- (c) Inadeguata base di appoggio delle travi : è in questo campo che sono state effettuate la maggior parte delle ristrutturazioni negli Stati Uniti e particolarmente da CalTrans (VI). Tra questi interventi si segnalano in prima linea la posa in opera di cavi di collegamento positivo tra la sovrastruttura e la sottostante struttura di supporto. Le disposizioni prese da CalTrans comprendono arresti in corrispondenza dei giunti longitudinali, arresti trasversali per gli appoggi ed arresti per il controllo dei movimenti verticali. Altri concetti presentati nel rapporto ATC 6-2 comprendono l'allargamento del piano di appoggio e l'impiego di apparecchi di appoggio e dispositivi recentemente sviluppati che modificano la risposta sismica dell'intera struttura.

Recenti sviluppi in Nuova Zelanda nell'uso dell'isolamento alla base e nell'impiego di dispositivi dissipatori di energia offrono interessanti possibilità nella ristrutturazione antisismica dei ponti. La sostituzione di appoggi vulnerabili con dispositivi limitatori di forze e di spostamenti offre una soluzione economica per ognuna delle tre maggiori aree critiche sopra indicate. Il concetto informatore e l'applicazione di questi dispositivi formano l'oggetto della parte restante di questa memoria.

I CONCETTI DI ISOLAMENTO ALLA BASE

L'isolamento delle strutture dagli effetti disastrosi dei terremoti non è una nuova idea. Il primo brevetto per uno schema di isolamento alla base fu presentato nel 1909 ma fino ad ora poche strutture sono state costruite seguendo questi principi. Tuttavia un nuovo impulso è stato dato a questo concetto dallo sviluppo di dissipatori meccanici di energia effettuato dal Dipartimento per la

Ricerca Scientifica ed Industriale della Nuova Zelanda (III-IV). Se usato assieme ad un dispositivo flessibile di isolamento, un dissipatore di energia può agevolmente controllare la risposta della struttura limitando forze e spostamenti e quindi incrementando la capacità sismica. Come conseguenza sono state progettate e costruite in Nuova Zelanda diverse strutture che incorporavano l'isolamento alla base e dissipatori di energia (V). La maggior parte di esse sono ponti, ma anche due edifici ed una ciminiera isolata sono stati protetti in questo modo. Molte delle caratteristiche dell'isolamento alla base possono essere adottate per aumentare la capacità antisismica di strutture esistenti. L'inserimento alla base di isolatori e dissipatori di energia, durante la ristrutturazione di una struttura può incrementare notevolmente la sua prestazione antisismica.

Nell'isolamento antisismico due sono gli elementi fondamentali:

1. Un supporto flessibile, che causa un allungamento (spostamento) del periodo di vibrazione dell'intero sistema, sufficiente a ridurre la risposta di accelerazione.
2. Uno smorzatore o dissipatore di energia che permette di controllare e limitare le deformazioni del supporto flessibile.

Un appoggio in elastomero con un cilindro in piombo inserito in un foro centrale preformato è un mezzo efficiente per fornire entrambi questi elementi in una singola unità (VII). Le strutture dei ponti sono state sostenute per anni su appoggi in elastomero e così il concetto di supporto flessibile non è nuovo. L'accrescere lo spessore dell'appoggio è uno sviluppo naturale per assicurare adeguata flessibilità e l'allungamento del periodo. Tuttavia si generano degli ampi spostamenti delle sovrastrutture, a meno che si prendano provvedimenti per controllare questi movimenti relativi. Sono stati proposti per tale scopo (III, IV) dei dissipatori di energia, dal momento che essi forniscono sia una rigidità elastica che uno smorzamento isteretico.

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI AL PIOMBO/ELASTOMERO

Un appoggio al piombo/elastomero comprende strati alternati di elastomero vulcanizzati a lamiere sottili di acciaio, generalmente con un inserto cilindrico in piombo collocato nel centro (figura 2). Le lamiere interne di acciaio, più il carico esterno applicato verticalmente, forniscono un confinamento per il piombo. L'elastomero negli appoggi porta il peso della struttura e l'inserto in piombo effettua la dissipazione dell'energia mediante deformazione plastica. Piastre di acciaio di grosso spessore, superiori ed inferiori, con zanche di fissaggio vengo previste per il trasferimento delle forze orizzontali dalla struttura sovrastante l'appoggio. La rigidità verticale dell'appoggio (K_v) e quindi la capacità di carico verticale è inversamente proporzionale allo spessore dei singoli strati di elastomero. Perciò, gli appoggi hanno una molteplicità di strati di elastomero sottili piuttosto che un singolo strato di elastomero di maggior spessore. La rigidità alla sollecitazione di taglio dell'appoggio è similmente inversamente proporzionale allo spessore totale dell'elastomero e aumenta con l'aumento dell'area di base.

L'appoggio è progettato per resistere a dei bassi livelli di sollecitazione di taglio, come quelli dovuti ai carichi del vento ed alla frenata, elasticamente con un'alta rigidità iniziale (K_u) finchè non viene raggiunto un livello di snervamento determinato dalla resistenza caratteristica, Q_d . Il livello di

resistenza Q_d , è una funzione del diametro dell'inserito di piombo. La rigidità post-sneramento K_d è tenuta al minimo per assicurare una buona dissipazione di energia ed una bassa rigidità totale della struttura durante carichi sismici più severi. La curva di isteresi bilineare formata da queste due rigidità mostrata in figura 3 ha una forma stabile ed un'area sottesa larga, che dimostra le proprietà di assorbimento dell'energia.

FILOSOFIA DI PROGETTO

La filosofia di progetto usata per inserire appoggi al piombo/elastomero in una struttura deve considerare i carichi potenziali imposti sugli appoggi come segue:

- carichi verticali (peso proprio e accidentale)
- carichi laterali non sismici derivanti da cambiamenti di temperatura, fluage e ritiro, vento ed altre cause
- carichi sismici.

Sono state sviluppate delle procedure dettagliate (VII) per ottenere questi scopi e questa sezione spiega le considerazioni generali usate per ricavare le procedure.

Gli appoggi al piombo/elastomero, quando installati, formano l'unico elemento di supporto della struttura sopra le fondazioni. Di conseguenza tutti i carichi dovuti alla forza di gravità e ai carichi laterali provenienti dalla sovrastruttura devono essere trasferiti per mezzo degli appoggi. La filosofia di progetto per trasmettere in maniera sicura questi carichi è brevemente spiegata nelle seguenti sottosezioni.

Carichi verticali : I carichi verticali sugli appoggi derivano dal peso della struttura e dai carichi mobili imposti. Questi carichi sono normalmente determinati in ampia misura. La base di progetto per i carichi verticali è la somma dei carichi fissi più tutti quelli mobili come per gli altri elementi della struttura sopportanti un carico verticale. Poichè questi carichi sono considerati permanenti, essi formano la base primaria del progetto per la scelta degli appoggi. La scelta finale, qualunque sia la procedura di progetto adottata, deve assicurare che gli appoggi sostengano sempre i massimi carichi verticali con appropriati fattori di sicurezza. Sotto carichi dovuti alla gravità si mantiene un fattore di sicurezza 3 rispetto alla soglia di deformabilità dell'elastomero. La capacità di carico verticale aumenta con l'aumentare dell'area di supporto e con il diminuire dello spessore degli strati di elastomero. Sono stati sviluppati dei diagrammi di progetto (VII) per appoggi quadrati e circolari, così da determinare rapidamente le appropriate dimensioni in pianta.

Carichi laterali non sismici : Carichi laterali derivanti da fonti diverse dai terremoti comprendono quelli dovuti ai carichi del vento, ai movimenti termici ed a quelli di scorrimento nei materiali strutturali e alle forze di accelerazione e di frenata dei veicoli sui ponti. Il meccanismo di reazione dipende dalla velocità di applicazione dei carichi stessi.

Esempi di velocità di carico elevate possono essere i carichi dovuti al vento ed a colpi su edifici e ponti e dalle forze di frenata sui ponti. Questi tipi di carico hanno una velocità di carico che è elevata relativamente al

periodo di risposta della struttura. La filosofia di progetto usata per questi carichi è di porre la forza di snervamento caratteristica Q_d dell'appoggio ad un livello tale che la risposta rimanga elastica. Il livello di snervamento ottimale degli appoggi al piombo/elastomero per carichi sismici è generalmente il 5% del peso della struttura. Se qualcuna di queste altre forme di rapido carico laterale supera il 5% del peso della struttura, la forza di snervamento dell'appoggio deve essere aumentata. Se questi carichi eccedono il 10% del peso della struttura, allora la struttura probabilmente non è adatta ad un isolamento alla base.

Alcune fonti di carico che sono elevate in grandezza ma di breve durata e che sono associate con eventi estremi di piccola probabilità possono essere sostenute permettendo al piombo di snervarsi come per i carichi sismici. Queste possono comprendere carichi per esplosioni o impatti ma non comprendono tempeste di vento molto gravi.

Tipici carichi che sono molto lenti rispetto al periodo della struttura comprendono i carichi termici e quelli dovuti allo scorrimento del materiale. I primi possono verificarsi in un periodo di ore, i secondi possono estendersi per molti anni. Questi carichi si tramutano in spostamenti applicati all'appoggio e possono essere di ampiezza tale da superare lo snervamento del piombo. Il piombo si ricristallizzerà ed ogni riduzione dello spostamento imposto sarà causa di una diminuzione di carico lungo la curva della rigidità elastica. Ogni carico successivo applicato rapidamente provocherà una risposta elastica iniziale lungo il nuovo asse deformato. Questi movimenti di scorrimento e termici indurranno delle forze nella sottostruttura poichè sono trasmessi attraverso l'apparecchio di appoggio e potranno raggiungere al massimo livelli leggermente maggiori di quelli di snervamento del piombo. Comunque non raggiungeranno i livelli delle massime forze sismiche indotte e quindi non costituiranno un caso di carico dominante.

Se ci si aspetta che sia significativo lo scorrimento a lungo termine, (per esempio in nuovi ponti di grande luce, precompressi) si possono includere nel progetto delle misure per permettere il recupero degli spostamenti, come parte delle procedure di manutenzione. Questo può essere fatto usando fori scanalati per la connessione dell'appoggio alla struttura e togliendo periodicamente il carico di compressione e riportando l'appoggio nella posizione verticale. Questo sarà preso in considerazione solo in casi estremi.

Carichi sismici : L'installazione di appoggi al piombo/elastomero sotto un edificio od una struttura di ponte ha due effetti principali sulla risposta dell'edificio sotto carico sismico:

- 1) Il periodo effettivo con il quale la struttura isolata risponde ai movimenti sismici viene allungato considerevolmente rispetto al periodo della struttura non isolata.
- 2) Il comportamento elastoplastico dell'inserito di piombo introduce una notevole dissipazione di energia sotto forma di smorzamento isteretico.

Sono state sviluppate delle procedure dettagliate di progetto (VII) per quantificare questi effetti e seguono degli esempi del loro uso:

ESEMPIO DEL PONTE A 3 LUCI

La figura 4 mostra un ponte in acciaio a tre luci con cinque travi

principali. Il numero totale degli appoggi è 20, di cui 10 sopra le pile, ognuno porta il peso proprio della struttura di 104 kips e un carico totale (proprio + accidentale) di 124 kips. Gli appoggi di spalla portano metà di questo carico. Vengono indicate dettagliatamente le fasi di progetto per l'individuazione degli appoggi al piombo/elastomero per quella zona sismica e quindi viene fatto un confronto con forze e spostamenti per altre zone sismiche.

1. Carico massimo (peso proprio più accidentale) è usato con il diagramma 1-B (VII) per appoggi circolari così da ottenere le dimensioni in pianta necessarie, pari a 13 pollici con strati di elastomero interni di $\frac{3}{8}$ di pollice. Questo appoggio ha una capacità di carico stimata di 180 kips.
2. Viene quindi calcolata l'area totale di base di tutti gli appoggi e si ottiene una compressione media di 588 psi su tutti gli appoggi.
3. Per ottenere lo spessore totale dell'elastomero bisogna usare un diagramma di progetto per quel determinato tipo di suolo e per quella zona sismica. Per questo esempio viene usato il diagramma di progetto CalTrans 0.6g Soil type S1 (VII). E' in questo diagramma che si può vedere rapidamente, nel progetto di isolamento alla base, l'equilibrio tra la forza di progetto e lo spostamento di progetto. Lo spessore dell'elastomero raccomandato dal diagramma varia dai 6 ai 26 pollici. Questo comporta uno spostamento dell'appoggio di 6 pollici ed una forza di taglio alla base di $0.27W$ per un'altezza dell'elastomero di 6 pollici dove W è il peso della sovrastruttura. Per un'altezza dell'elastomero di 26 pollici, lo spostamento dell'appoggio è di 10.4 pollici e la forza di taglio alla base è di $0.14W$. Per modello è stata scelta un'altezza dell'elastomero di 8 pollici corrispondente ad un periodo effettivo di 1.75 secondi, una forza di $0.23W$ ed uno spostamento minimo di 6.8 pollici.
4. Dal momento che le spalle portano solo metà del carico che portano i pilastri è stato deciso di inserire gli inserti di piombo solo in metà degli appoggi di spalla. Per mantenere una simmetria, vengono usati due inserti di ogni spalla e 5 in ogni pilastro per un totale di 14 inserti. Per ottenere una forza caratteristica di $0.05W$, questo ha richiesto una forza totale di (1560×0.05) 78 kips, e dividendo per 14 si ottiene una forza caratteristica di 5.57 kips per cilindro di piombo. Le proprietà tabulate (VII) dimostrano che un perno di 2.5 pollici fornisce circa 5.62 kips, molto vicino al valore richiesto.

Se lo stesso ponte dovesse essere situato in una zona moderatamente sismica verrebbe usato lo stesso diametro dell'appoggio, ma con uno spessore di elastomero minore. Come esempio, la zona sismica modello ATC-6 con un Aa di 0.30g ed un tipo di suolo S1, la carta CH-2-B-1 (VII) darebbe uno spessore di elastomero appropriato di 5.00 pollici per la stessa forza media di compressione di 588 psi. Questo è solo il 62% dello spessore scelto per il progetto CalTrans 0.6g. In questo caso, il diagramma fornisce dei livelli di forza massima di $0.14W$ e degli spostamenti corrispondenti di 2.09 pollici. Questo in confronto ad un coefficiente di forza di $0.23W$ e spostamenti di 6.84 pollici per lo stesso ponte con uno spessore di elastomero di 8 pollici e movimenti del terreno di progetto corrispondenti a 0.6g CalTrans.

La tabella 1 illustra le variazioni dei coefficienti di forza e degli spostamenti in funzione dello spessore totale di elastomero (T_r) e dei livelli di sismicità:

Tabella 1 : Risultati per diverse zone sismiche

Massima acceleraz. terreno	Tr = 5"		Tr = 8"		Tr = 11"	
	Forza Coeff.	Max. Mov.	Forza Coeff.	Max. Mov.	Forza Coeff.	Max. Mov.
0.2g-ATC-6	0.10	1.28	0.09	1.60	0.08	1.87
0.3g-ATC-6	0.14	2.09	0.11	2.35	0.10	2.70
0.4g-ATC-6	0.19	2.90	0.14	3.40	0.12	3.71
0.5g-CalTrans	0.26	4.73	0.20	5.20	0.17	5.93
0.6g-CalTrans	0.32	5.73	0.23	6.84	0.21	8.11

I valori sopra tabulati sono per le forme spettrali ATC-6 per accelerazioni massime da 0.2g a 0.4g e per gli spettri CalTrans per 0.5g e 0.6g. Perciò, essi non sono direttamente paragonabili per tutti i livelli di accelerazione ma danno un'indicazione dell'efficacia dell'isolamento con spessori di elastomeri variabili per intensità sismiche variabili.

Si può vedere che uno spessore di elastomero maggiore è più efficace per i movimenti del suolo di intensità maggiore. Per esempio, aumentando Tr da 5 pollici a 8 pollici si riducono le forze solo del 10% per spettri di 0.2g ma del 30% quando il movimento massimo del terreno è di 0.6g.

La tabella mostra che gli appoggi progettati per una certa intensità sismica sono soddisfacenti anche per altri livelli di intensità. Per esempio lo spessore di elastomero di 8 pollici scelto per accelerazione del suolo di 0.6g dà un buon isolamento anche per tutte le intensità da 0.2g a 0.6g. Quando lo spessore di elastomero di 5 pollici scelto per la regione di 0.3g è soggetto ad intensità maggiori il livello della forza cresce ma l'isolamento del basamento è ancora efficace. In effetti, anche a 0.6g, il doppio del terremoto di progetto, la deformazione dell'elastomero di (5.73 pollici/5.0 pollici) 1,15 è considerevolmente minore dei livelli di deformazione di 1.50 ai quali questi appoggi sono stati provati.

RISTRUTTURAZIONE DEL PONTE SIERRA POINT OVERHEAD

Il ponte da adeguare al sisma è un cavalcavia che incrocia una strada secondaria e un binario ferroviario sulla nazionale 101 poco a nord dell'aeroporto di San Francisco. Le dimensioni in pianta del ponte, mostrato nella figura 5, sono di 615 piedi di lunghezza totale e di 117 piedi di larghezza. Il ponte è obliquo approssimativamente di 60° rispetto alle corsie di traffico della nazionale. La costruzione ha soletta in cls su una sovrastruttura in acciaio con pile costituite dall'unione di pilastri circolari in calcestruzzo del diametro di 3 piedi-0 pollici e alti circa 25 piedi. Ci sono in totale 27 pile, generalmente disposte in strutture di 4 pilastri, che si riducono a strutture di due o tre pilastri all'estremità del ponte a causa della asimmetria. Le fondamenta sono plinti singoli sotto ogni pilastro, poggiati sulla sottostante arenaria. La sovrastruttura in acciaio è costituita da una serie di travi longitudinali appoggiate a pulvini trasversali portati dalla struttura a pilastri. La soletta ha dei giunti di dilatazione sopra ogni pila ed alle spalle, e in queste posizioni le travi principali di una parte sono libere di muoversi in senso

longitudinale.

Il ponte è stato scelto per l'ammodernamento in accordo con il programma CalTrans. La sottostruttura, costituita da pilastri a sbalzo, era tale per cui il ponte aveva una capacità sismica molto bassa, meno di un quarto del valore di progetto del sito, pari a 0.6g di accelerazione massima del terreno. Inoltre, l'ispezione delle colonne aveva mostrato che non si poteva far conto su nessuna duttilità significativa. Erano state prese in considerazione delle misure di rafforzamento convenzionali (contrastare direttamente il max sisma di progetto) ma esse si erano dimostrate molto dispendiose e quasi impossibili da effettuare a causa della presenza dei binari della ferrovia vicino alle colonne. E' stata quindi esaminata la possibilità di ridurre le forze trasmesse alle colonne dal massimo terremoto di progetto, il che ha portato alla decisione di valutare ed eventualmente di adottare la fattibilità di isolare la sovrastruttura.

Procedure di progetto degli appoggi : La forma di isolamento alla base era vincolata sia dalle dimensioni imposte dagli appoggi esistenti che dalla portata. Gli appoggi sono stati progettati per rimpiazzare quelli esistenti in acciaio e per soddisfare alle limitazioni sulle dimensioni in altezza (10 pollici e 11 pollici) e in pianta (meno di 19 pollici quadri). Per ottenere un'alta capacità di carico verticale sono stati adottati degli strati di elastomero di 3/8 di pollice. Questo era un compromesso tra la capacità di carico e la flessibilità laterale. Strati più spessi hanno un maggior carico laterale. Strati più sottili aumentano il carico di progetto verticale non sismico ma con la penalizzazione di una più alta rigidità laterale per la stessa altezza totale, poichè una maggior parte di altezza viene occupata dalle lamiere di frettaggio.

Queste considerazioni suggeriscono due realizzazioni di appoggi, ognuna di 18 pollici quadri con piastre di spessore di 1/8 di pollice e strati di elastomero di 3/8 di pollice con piastre esterne di 3/4 di pollice. Un appoggio era composto da 15 strati per un'altezza totale di 8.875 pollici e l'altro da 17 strati con un'altezza totale di 9.875 pollici. Questi appoggi avevano una capacità massima di carico verticale di 482 kips, meno del carico massimo di 678 kips in alcune posizioni. Per questo motivo sono stati anche progettati degli appoggi del diametro di 22 pollici, utilizzando la stessa costruzione degli appoggi da 18 pollici. La forma circolare della pianta ha permesso ad appoggi di dimensioni maggiori di rimanere in parte all'interno del perimetro delle piastre di base da 19 pollici quadri già esistenti. Un totale di 21 posizioni per appoggi aveva carichi totali (peso proprio + accidentale) minori di 482 kips e per questo motivo erano adatti per appoggi da 18 pollici quadri basati su questi carichi di progetto verticali non sismici. Le restanti 12 posizioni degli appoggi richiedevano appoggi circolari da 22 pollici.

Dopo il dimensionamento degli appoggi venne determinato il diametro degli inserti in piombo e la loro distribuzione così da ottenere il livello di snervamento ottimale pari al 5% del peso della sovrastruttura. Gli appoggi di spalla sono stati progettati con inserti da 6 pollici, valore massimo per le loro dimensioni in pianta. Il restante del 5% del peso è stato ottenuto utilizzando inserti da 3 pollici in tutti gli appoggi di pila da 18 pollici e barre da 4 pollici in tutti gli appoggi da 22 pollici. Due appoggi di spalla avevano carichi assiali bassi, insufficienti a confinare adeguatamente il piombo, questi due appoggi furono specificati come esclusivamente elastometrici (senza piombo).

Prima di un'analisi dettagliata era stata fatta una stima approssimata con un unico grado di libertà delle quantità di risposta utilizzando le procedure semplificate (VII). Il periodo efficace era stato calcolato in 1.76 secondi, e per questo periodo lo spettro non lineare forniva un'accelerazione massima approssimativamente di 0.20g e uno spostamento massimo approssimativo di 7.5 pollici. Queste previsioni si rivelarono accurate in quanto lo spostamento massimo medio per 5 analisi di esperienze storiche era di 7.0 pollici e la forza di taglio media era di 0.20g. E' da notare che questo semplice controllo ha fornito solo una risposta globale e non ha fornito dei controlli dettagliati sulla forza di taglio trasmessa a ciascuna pila.

Modello analitico : Il ponte è stato analizzato utilizzando il programma per computer ANSR-II (VIII) per l'analisi tridimensionale di strutture non lineari. Questo programma permette di comprendere la curva bilineare di isteresi degli appoggi in piombo-elastomero. Il modello ha fornito la risposta del ponte sia ai movimenti di terremoto longitudinali che a quelli trasversali. Ogni colonna e ogni appoggio è stato modellato come un elemento di trave tridimensionale, con le colonne che rimanevano elastiche e gli elementi di appoggio che avevano proprietà di flessione e momenti di snervamento equivalenti alla rigidità al taglio e alla resistenza caratteristica degli appoggi in piombo-elastomero. L'input di terremoto appropriato per il sito era il CalTrans di 0.6g di accelerazione massima di una località rocciosa. Le esperienze storiche sono state ottenute da un'analisi mettendo in scala per frequenza una serie di esperienze storiche registrate ed artificiali così da adattarsi accuratamente allo spettro "campione" da ottenere. Le esperienze storiche di partenza scelte sono state El Centro, 1940 N-S TAFT, 1952 S69E, Olympia 1949 NO4W e le registrazioni artificiali Caltech A1 e A2.

Risultati dell'analisi : I risultati di una serie di cinque analisi di esperienze storiche sono presentati nella tabella 2. I valori tabulati comprendono le sollecitazioni, le forze e i rapporti di forza per tutte le cinque documentazioni, più il valore medio di ogni quantità.

Tabella 2 : Risultati dell'analisi per Sierra Point

PARAMETRI DELLA RISPOSTA	TERREMOTO (Rapp. allo 0.6g CalTrans)					VALORE MEDIO
	'El Centro	'Taft	'Olympia	'Caltech A1	'Caltech A2	
Max. Mov. (in.)	6.44	9.73	7.20	3.71	7.77	6.97
Spostam. specifico max.	1.14	1.73	1.28	0.66	1.38	1.24
Forza tot. di taglio (kips)	1728	2388	1763	1116	1870	
V/W	0.20g	0.27g	0.20g	0.13g	0.21g	0.20g
Max.taglio sulla pila(kips)	53.7	74.2	56.0	34.13	58.9	55.4
V max/V n	1.06	1.49	1.10	0.69	1.15	1.10
V max/ V o	0.65	0.92	0.68	0.42	0.71	0.68

Le forze di taglio massime in ogni colonna sono state divise per la capacità nominale, V_n , e per la capacità di sovrarresistenza V_o . L'ultima quantità è basata sugli studi di ammodernamento ATC-6-2 (II), i quali concludono che le colonne avranno delle prestazioni adeguate a patto che il momento elastico a cui sono soggette non superi di 1,625 volte la capacità del momento nominale. Il rapporto della forza nominale media era di 1.10 e il rapporto di sovrarresistenza medio era 0.68. Tutte le documentazioni fornirono dei rapporti di sovrarresistenza minori dell'unità. Le deformazioni massime degli appoggi erano 114%, 128% e 138% per le documentazioni storiche basate sul El Centro, Olympia e Caltech A2 rispettivamente. Il limite superiore usato per il progetto nuovo è generalmente accettato come il 100% ma sono accettati valori fino al 150% per ammodernamento su un numero limitato di cicli. In questa applicazione un massimo di quattro cicli è stato superiore al 100% di deformazione.

I risultati dell'analisi hanno dimostrato che la disposizione degli appoggi e la costruzione scelta hanno fornito delle prestazioni soddisfacenti per una situazione di ammodernamento. E' stata quindi effettuata la descrizione in dettaglio dell'installazione degli appoggi nella struttura.

CONCLUSIONI

Chiaramente la sicurezza sismica dei ponti esistenti è di fondamentale interesse e recenti sforzi sono stati diretti nel senso di provvedere delle norme per risolvere il problema. I danni nei passati terremoti hanno indicato tre fondamentali aree di problemi con i ponti esistenti. La prima è la vulnerabilità degli appoggi esistenti del tipo oscillante e basculante e ciò è accoppiato con un'inadeguata lunghezza di supporto per le travi della sovrastruttura. La terza area di problemi è un'inadeguata capacità di resistenza e di duttilità delle sottostrutture di supporto.

Questa memoria ha presentato l'applicazione di appoggi al piombo-elastomero per l'ammodernamento di due ponti negli U.S.A. Gli appoggi forniscono sia l'isolamento alla base sia la dissipazione dell'energia in modo da fare diminuire gli spostamenti della sovrastruttura e fornire un meccanismo limitatore di forza per la sottostruttura di supporto. Nell'esempio del ponte a tre luci è stato valutato l'impatto di differenti zone sismiche e si è dimostrato che gli appoggi progettati per una intensità sismica sono soddisfacenti anche per altri livelli di intensità. Il ponte Sierra Point Overhead riusciva a resistere a meno del 25% del movimento del terreno del modello CalTrans per quella località, che è vicina ad un'importante faglia. L'incorporazione degli appoggi al piombo-elastomero tra la sovrastruttura e le colonne e le spalle ha ridotto le forze trasmesse alle deboli colonne di un fattore 5, mettendo così in grado le colonne del ponte di rispondere elasticamente al movimento del terreno di progetto. Questi esempi illustrano che i concetti recentemente sviluppati della dissipazione di energia e dell'isolamento alla base concretizzati negli appoggi al piombo-elastomero forniscono una soluzione efficace ed economica per i tre maggiori problemi dell'ammodernamento sismico dei ponti.

I risultati delle analisi presentate indicano che le caratteristiche dell'isolamento alla base e della dissipazione di energia degli appoggi al piombo-elastomero offrono una soluzione ai maggiori problemi incontrati nell'ade-

guamento sismico dei ponti.

APPLICAZIONI IN ITALIA

PONTI ISOLATI ALLA BASE CON APPOGGI AL PIOMBO-ELASTOMERO

In Italia per conto della Soc. Autostrade sono in corso importanti lavori di adeguamento sismico su ponti esistenti e su nuove opere d'arte e più precisamente:

- Autostrada Napoli-Canosa
Ristrutturazione viadotti Carafone, Vallonalto 1 e Vallonalto 2
Lotto N° 1/A16.

- Autostrada Milano-Roma-Napoli
Collegamento Autostradale Fiano-S. Cesareo
Nuove opere d'arte.
Viadotti Fosso Freghizia 1 e Fosso Freghizia 2 - Lotto N° 4/A1-A2.

BIBLIOGRAFIA

- I) Applied Technology Council, "Seismic Design Guidelines for Highway Bridges," ATC-6 Report, Palo Alto, CA., 1981.
- II) Applied Technology Council, "Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges," ATC-6-2 Report, Palo Alto, CA., 1984.
- III) Blakeley, R.W.G., "Analysis and Design of Bridges Incorporating Mechanical Energy Dissipating Devices for Earthquake Resistance," Proceedings of a Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges, Applied Technology Council, Report No. ATC-6-1, Nov. 1979.
- IV) Balkeley, R.W.G., et al., "Recommendations for the Design and Construction of Base Isolated Structures," Bulletin New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 12, No. 2, 1979.
- V) Buckle, I.G., "The Use of Energy Dissipators and Base Isolation in the Design and Retrofit of Bridges and Buildings," Proceedings of 51st Structural Engineers Association of California Convention, October, 1982.
- VI) Degenkolb, Oh.H., "Retrofitting of Existing Highway Bridges Subjected to Seismic Loading - Practical Considerations," Proceedings of Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges, ATC-6-1 Report, Palo Alto, CA., 1979.
- VII) Dynamic Isolation Systems, Inc., "Seismic Base Isolation using Lead-Rubber Bearings - Design Procedures for Bridges," Berkeley, CA., 1983.
- VIII) Mondkar, D.P. and Powell, G.H., "ANSR-II Analysis of Nonlinear Structural Response User's Manual," University of California, CA., Report No. UCB/EERC 79/17, July 1979.
- IX) Robinson, W.H., "Lead-Rubber Hysteretic Bearings Suitable for Protecting Structures During Earthquakes," Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, 1982.
- X) Stanton, J.F., and Roeder, C.W., "Elastomeric Bearing Design Construction and Materials," NCHRP Report 248, Transportation Research Board, 1982.



APPOGGI FISSI



APPOGGI MOBILI

Figura 1 : Appoggi Sismicamente Vulnerabili

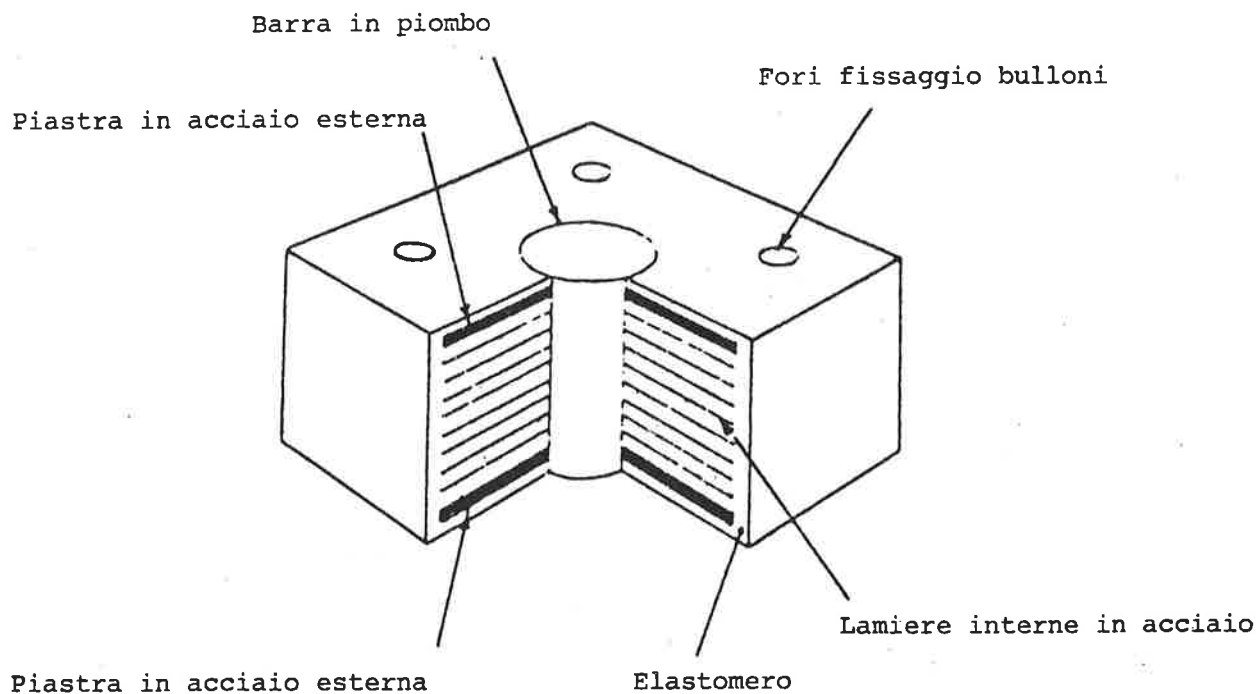
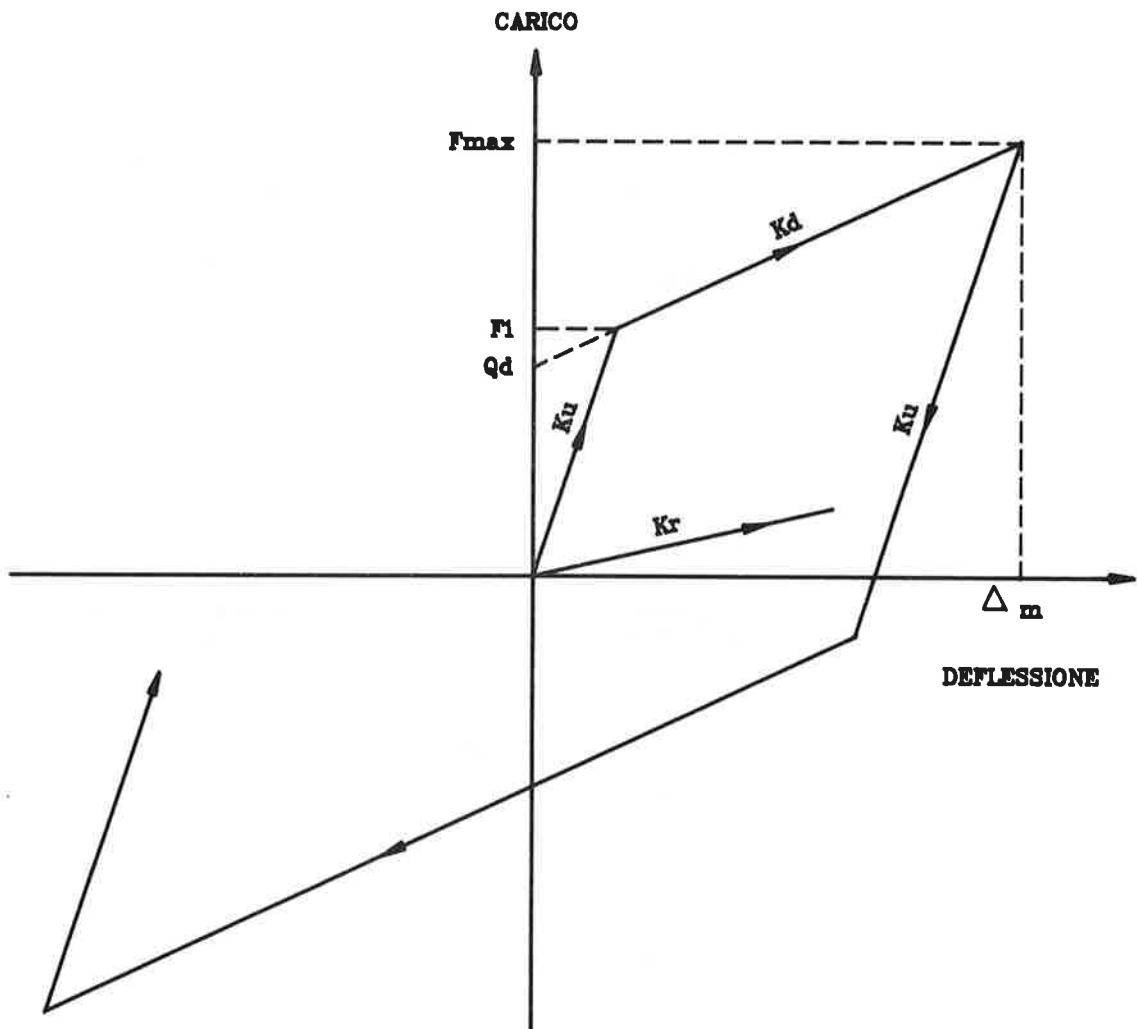


Figura 2 : Appoggio al Piombo/Elastomero



- Q_d = Carico caratteristico (klps)
- F_1 = Carico di snervamento (klps)
- F_{max} = Carico massimo (klps)
- K_d = Rigidita' elasto-plastica (klp/inch)
- K_u = Rigidita' elastica (=6,5 K_d)
- K_r = Rigidita' elastica del solo elastomero (klp/inch)
- Δ_m = Deflessione massima dell' appoggio

Figura 3: Curva caratteristica degli Appoggi al Piombo-Elastomero

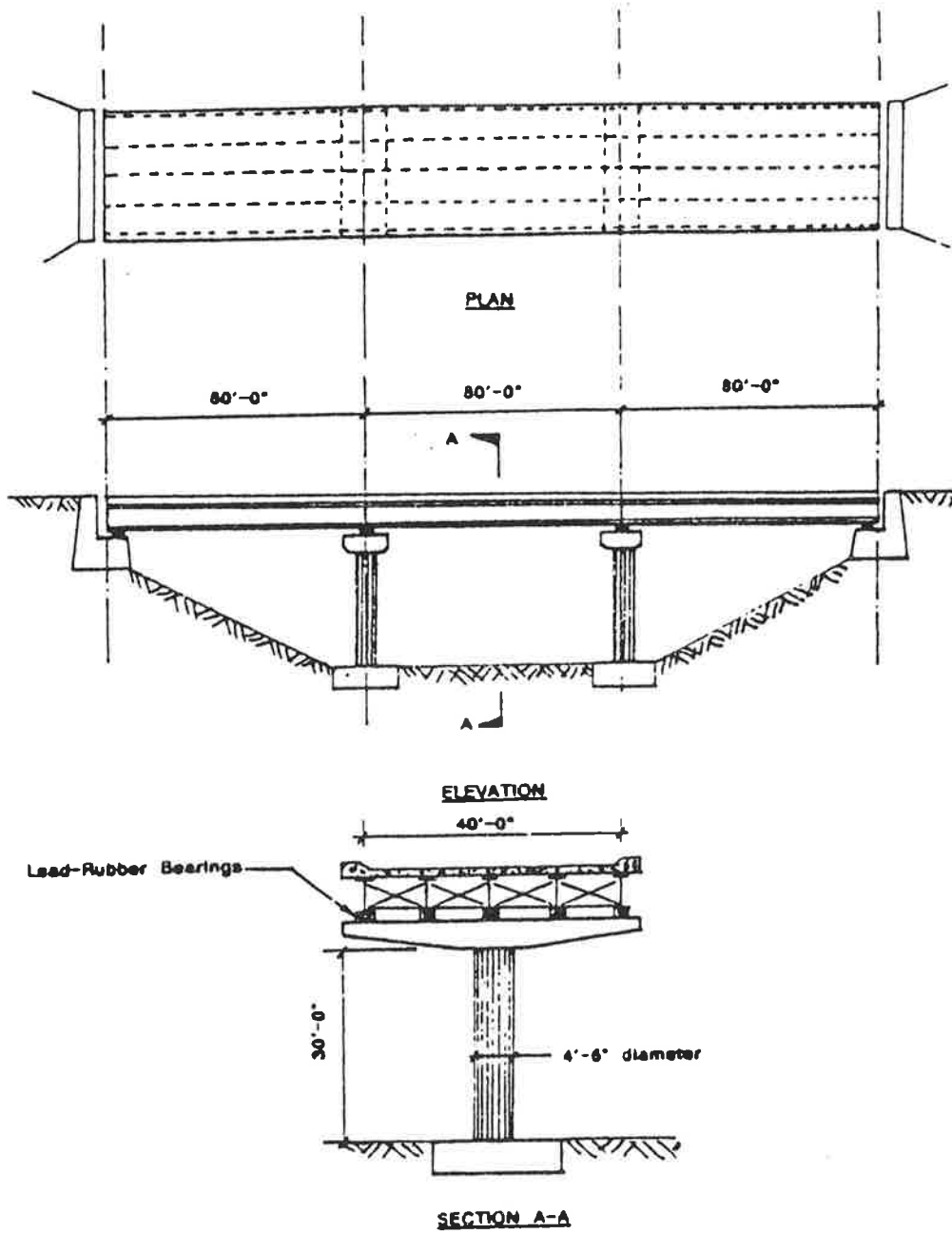


Figure 4 : Bridge Example 1

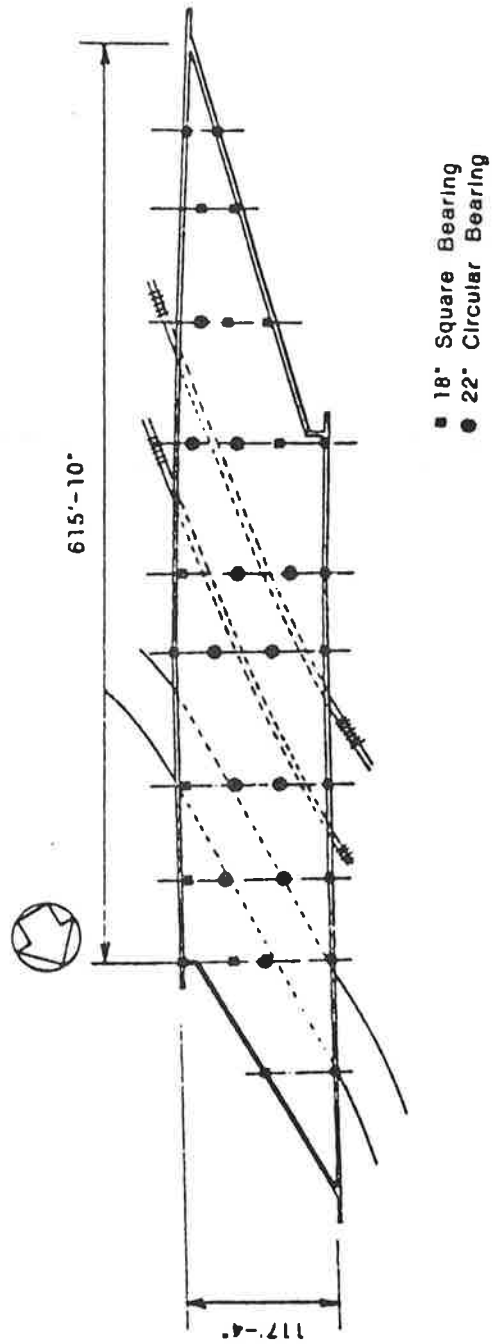


Figure 5 : Plan View of Bridge

IL SISTEMA DI VINCOLI DELLE COPERTURE PER LA
CENTRALE NUCLEARE ALTO LAZIO

Agostino MARIONI

Ingegnere Civile
ALGA S.p.A.
MILANO

SOMMARIO

Nella Centrale Nucleare Alto Lazio, attualmente in fase di avanzata costruzione a Montalto di Castro, le coperture degli edifici turbine e cicli termici sono vincolate alle infrastrutture in base ad un concetto innovativo:

- tutti gli apparecchi d'appoggio che sopportano il peso delle coperture sono scorrevoli;
- le forze orizzontali di natura sismica sono riprese da una serie di ammortizzatori oleodinamici concepiti in modo da consentire i movimenti lenti senza apprezzabile reazione e da reagire rigidamente in caso di azioni di carattere dinamico.

L'autore descrive la concezione del sistema di vincoli delle coperture, con particolare riferimento agli ammortizzatori oleodinamici; illustra le caratteristiche, il funzionamento, le fasi di realizzazione degli stessi e le prove di laboratorio effettuate per controllarne la funzionalità.

SUMMARY

The roofings of the buildings for Alto Lazio nuclear power plants are supported by sliding bearings and are connected to the infrastructure by oil-hydraulic dampers that have the function of resisting to the very high earthquake forces.

The author describes the conception of the bearings and dampers, the construction, quality controls and tests.

1. GENERALITA'

Gli edifici turbine e cicli termici delle Centrali Nucleari Alto Lazio, attualmente in costruzione a Montalto di Castro, sono coperti da una struttura mista in cemento armato precompresso e carpenteria metallica.

Le coperture poggiano su muri in cemento armato. Le dimensioni degli edifici sono rilevanti: in particolare gli edifici turbine hanno una dimensione in pianta di circa m 35 x 115 ed un'altezza di circa 50 m. Il peso proprio della copertura è di circa 34000 kN.

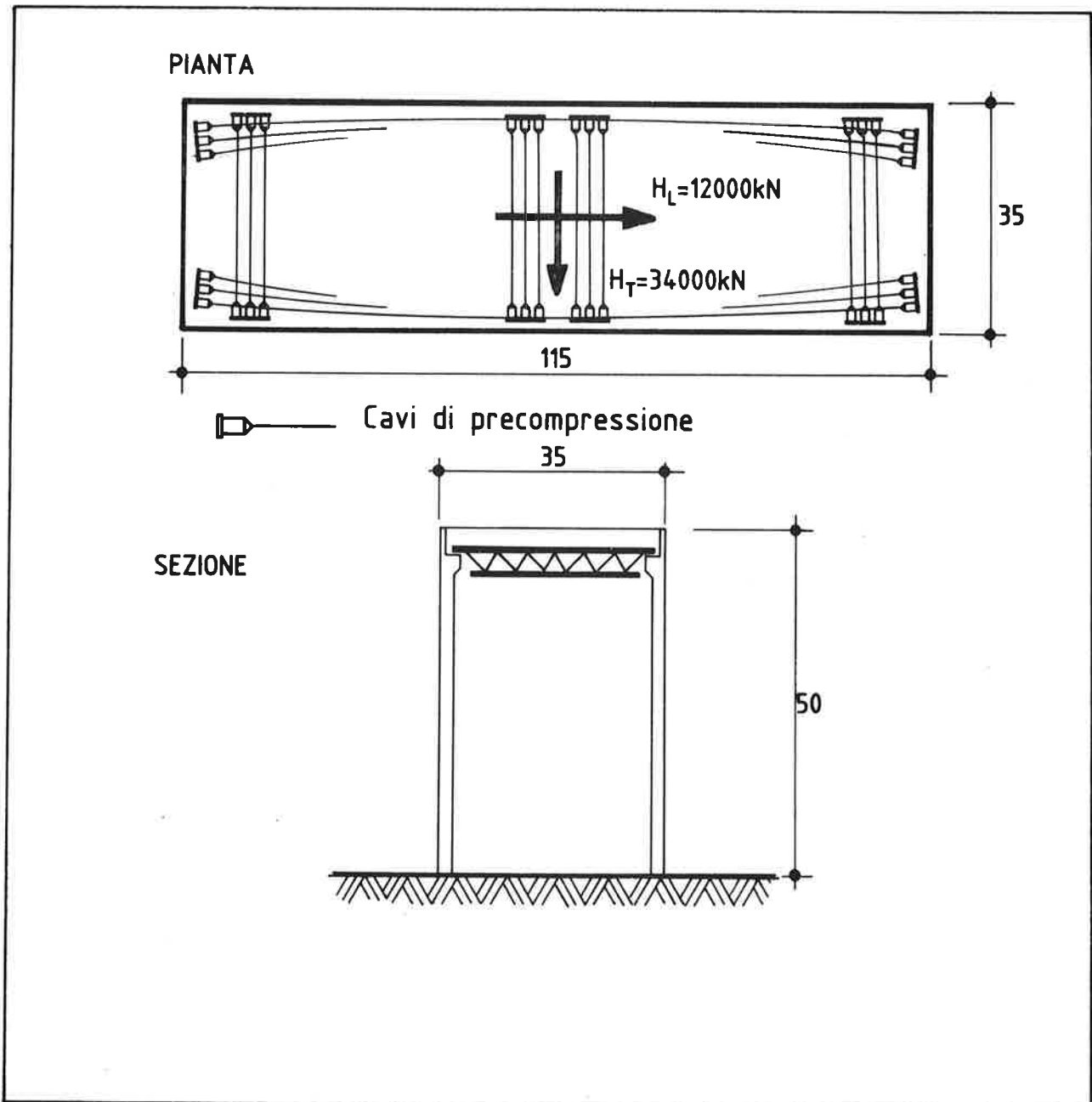


Fig. 1 - Edificio Turbine

Schema strutturale e disposizione dei cavi di precompressione.

I carichi agenti sulla struttura sono particolarmente elevati. Infatti oltre ai carichi dovuti alla neve ed al vento vengono considerati:

- il tornado che può esercitare una pressione di 6 kN/m^2 ed una depressione di 7 kN/m^2
- il sisma per il quale si considera un'accelerazione pari a circa $0,9 \text{ g}$ in senso trasversale e a $0,3 \text{ g}$ in senso longitudinale (l'accelerazione differente nelle 2 direzioni riflette i differenti criteri di sicurezza applicati in direzione dell'edificio reattore e nella direzione ortogonale).

A tali accelerazioni corrispondono le reazioni complessive pari a:

$$H_T = 34000 \text{ kN}$$

$$H_L = 12000 \text{ kN}$$

Per resistere a carichi di tali entità, le coperture sono state concepite come monolitiche. Un adeguato sistema di cavi di precompressione permette di considerare ciascuna copertura come una trave nel piano orizzontale. In tal modo le elevate azioni orizzontali trasversali possono essere ripartite uniformemente o quasi su tutto il perimetro (v. fig. 1).

2. SCHEMA DI VINCOLO DELLE COPERTURE

Il sistema di vincolo delle coperture deve assolvere le seguenti funzioni:

- sopportare i carichi verticali
- trasmettere ai muri perimetrali le forze orizzontali
- consentire le deformazioni, in particolare le variazioni di lunghezza provocate da ritiro, fluage e variazioni termiche.

Le variazioni di lunghezza della struttura sono particolarmente importanti data l'elevata lunghezza della stessa (115 metri per gli edifici turbina) e la presenza di un elevato numero di cavi di precompressione nel senso della maggior lunghezza.

Per consentire le variazioni di lunghezza, sia in senso longitudinale che trasversale, tutti gli apparecchi d'appoggio sono scorrevoli. Su di un lato dell'edificio essi sono scorrevoli in una sola direzione mentre sul lato opposto sono scorrevoli nelle due direzioni. Per consentire le rotazioni relative fra la copertura ed i muri perimetrali gli appoggi sono del tipo a disco elastomerico incapsulato in modo da realizzare una cerniera sferica.

Le azioni orizzontali longitudinali che risultano di minore entità sono trasferite ai muri da 4 apparecchi d'appoggio disposti in verticale che contrastano fra i muri e due protuberanze della copertura nella zona centrale.

Per la trasmissione delle azioni orizzontali trasversali si sono distribuiti lungo il perimetro degli edifici degli ammortizzatori oleodinamici (v. fig. 2).

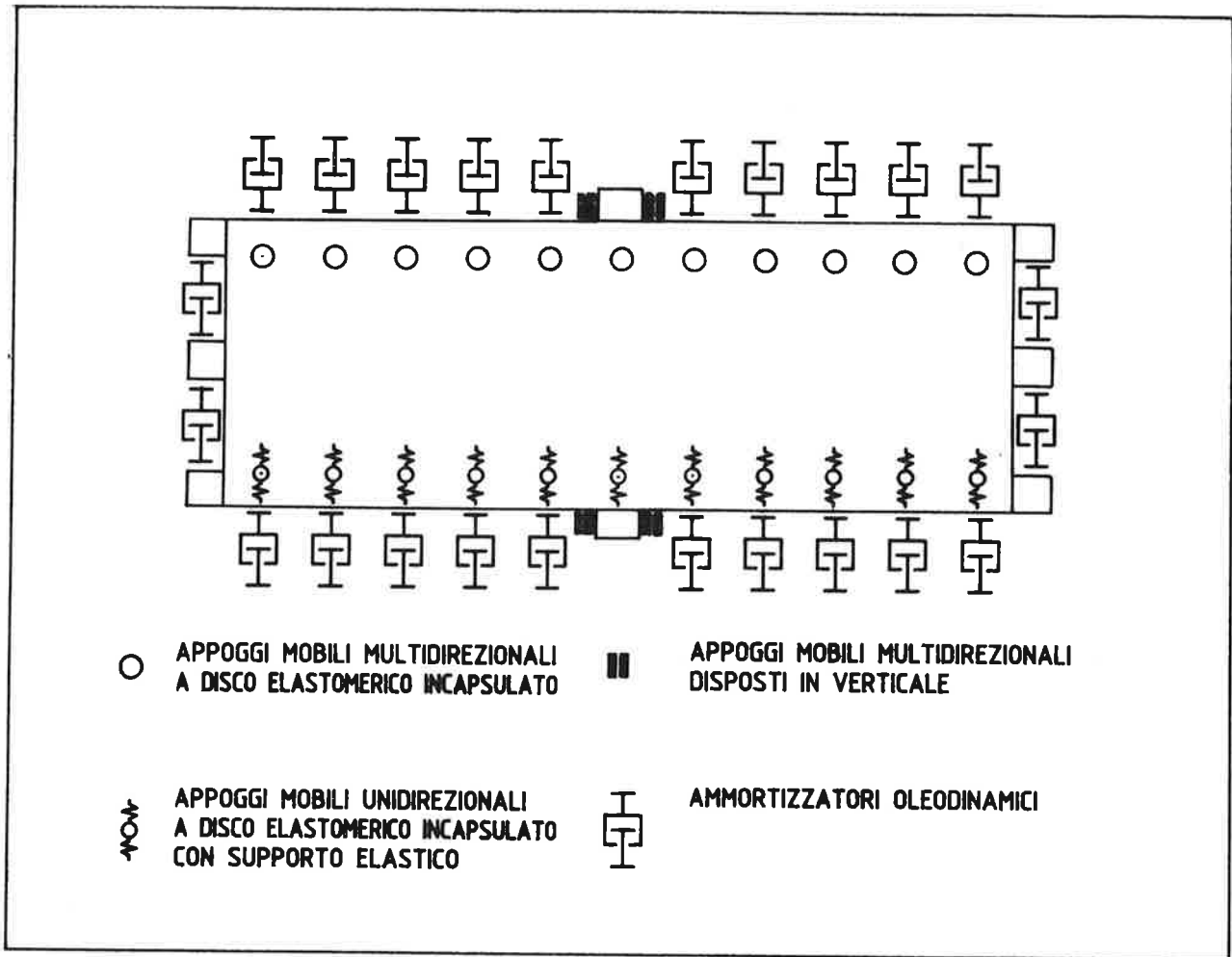


Fig. 2 - Edificio Turbine

Schema di vincolo della struttura

(Lo schema rispecchia solo il tipo, non il numero di appoggi e ammortizzatori)

Per evitare che le guide degli appoggi mobili unidirezionali potessero essere sollecitate da azioni sismiche non desiderate, essi sono stati isolati elasticamente dalla struttura interponendo degli strati di gomma. In tal modo l'azione sismica può deformare elasticamente la gomma senza sovraccaricare le guide prima che il carico orizzontale venga ripreso dagli ammortizzatori oleodinamici (v. fig. 3).

3. GLI AMMORTIZZATORI OLEODINAMICI

3.1 Caratteristiche degli ammortizzatori

Gli ammortizzatori oleodinamici devono consentire variazioni di lunghezza dovute a fenomeni lenti - come ritiro, fluage e variazioni termiche - senza che si manifestino considerevoli forze di reazione.

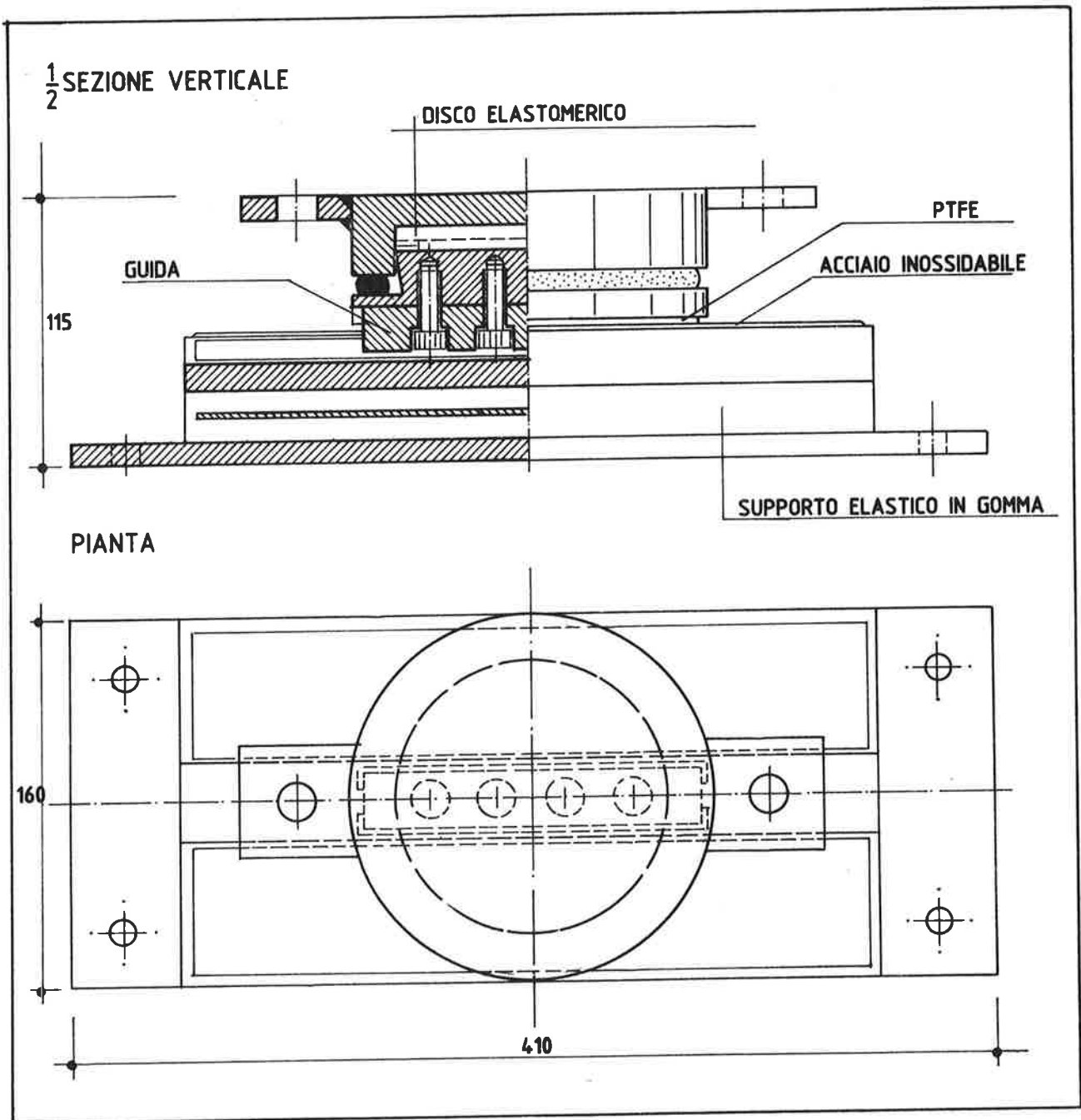


Fig. 3 - Apparecchio d'appoggio mobile unidirezionale a disco elastomerico incapsulato con supporto elastico

Carico verticale 250 kN
Spostamento trasversale ± 50 mm
Spostamento longitudinale elastico ± 20 mm.
Reazione longitudinale massima 50 kN

In presenza di movimenti rapidi come ad esempio il sisma l'ammortizzatore deve comportarsi come un collegamento rigido originando una forza di reazione con una minima variazione di lunghezza.

Negli edifici della Centrale Nucleare Alto Lazio sono stati previsti due tipi di ammortizzatori :

- con carico di progetto 450 kN sui lati lunghi degli edifici
- con carico di progetto 1750 kN sui lati corti degli edifici.

Per entrambi i tipi di ammortizzatori sono stati definiti i seguenti valori di velocità di spostamento che caratterizzano il funzionamento degli stessi:

$V_1 = 0,1$ mm/sec è il valore di velocità al disotto della quale l'ammortizzatore permette alla struttura la deformazione dovuta a fenomeni lenti con valore minimo della reazione. Il valore massimo ammissibile della reazione per tale velocità di spostamento è stato fissato pari al 10% del carico di progetto.

$V_2 = 1$ mm/sec è il valore della velocità per la quale l'ammortizzatore deve fornire una reazione pari al carico di progetto.

Gli ammortizzatori sono concepiti in modo da poter funzionare nel campo di temperatura previsto da $- 10$ a $+ 60^\circ\text{C}$.

La corsa a vuoto degli ammortizzatori, cioè il movimento assiale libero che essi possono compiere prima di attivarsi dev'essere particolarmente limitato, non superiore a $\pm 0,5$ mm. La corsa a vuoto comprende tutti i giuochi meccanici nonché tutti gli altri movimenti non proporzionali al carico di lavoro.

Per la fabbricazione degli ammortizzatori sono stati previsti materiali efficacemente protetti dalla corrosione. Nelle superfici di scorrimento sono previsti materiali che mantengono le loro proprietà anche in presenza di movimenti lentissimi.

L'olio impiegato è del tipo antiinvecchiamento ed ha una curva di viscosità particolarmente costante in funzione della temperatura per garantire l'uniformità di funzionamento entro il campo di temperature previsto.

Gli ammortizzatori sono concepiti in modo da assicurare la loro funzionalità per un periodo di almeno 40 anni nelle condizioni di esercizio e richiedono l'effettuazione di un limitato numero di controlli e manutenzioni con cadenza quinquennale.

3.2 Funzionamento degli ammortizzatori

Gli ammortizzatori oleodinamici sono essenzialmente costituiti da un cilindro con pistone. Il pistone è vincolato ad un'asta che scorre entro le sedi ricavate nei coperchi del cilindro.

L'ammortizzatore è vincolato alla struttura mediante snodi sferici collegati l'uno all'asta del pistone, l'altro al cilindro. Gli snodi sferici hanno lo scopo di consentire liberamente gli spostamenti perpendicolari all'asse prevenendo l'insorgere di sforzi indesiderati che potrebbero portare al danneggiamento del-

le guarnizioni o addirittura al grippaggio dell'ammortizzatore stesso.

Il pistone divide il volume interno del cilindro in due camere riempite di olio.

Le due camere sono in comunicazione fra di loro attraverso un condotto esterno al cilindro, munito di una strozzatura.

In presenza di movimenti lenti la pressione nelle due camere si livella attraverso il condotto con strozzatura.

In presenza di velocità di spostamento superiori si ha, in una delle due camere, un innalzamento della pressione causato dalla viscosità dell'olio.

La strozzatura dev'essere esattamente calibrata per ottenere la pressione voluta in funzione della viscosità dell'olio impiegato entro il campo di temperature previsto.

Per evitare sovrappressioni, in parallelo al condotto con strozzatura, è disposto un condotto munito di valvola limitatrice di pressione. Tale valvola fa sì che, a pressioni superiori a quelle corrispondenti al carico di progetto, l'olio possa defluire da una camera all'altra con reazione dell'ammortizzatore pressoché costante e pari al carico di progetto dissipando energia sotto forma di calore.

Un organo molto importante dell'ammortizzatore è il serbatoio di compensazione. Il serbatoio ha la funzione di consentire la dilatazione e contrazione termica dell'olio senza che si provochino all'interno del cilindro sovrappressioni o cavitazione. Va infatti notato che l'olio ha un coefficiente di dilatazione sensibilmente superiore a quello del cilindro. In assenza del serbatoio di compensazione, in caso di aumento della temperatura si creerebbe una sovrappressione; in caso di diminuzione di temperatura si creerebbe cavitazione con conseguente formazione di bolle di vapore nell'olio che produrrebbero una corsa a vuoto dell'ammortizzatore incompatibile con le prescrizioni tecniche fatte dal committente (v. fig. 4).

3.3 Produzione degli ammortizzatori - controlli di qualità

La produzione degli ammortizzatori oleodinamici implica già di per sé l'effettuazione di lavorazioni meccaniche di altissima precisione e l'effettuazione di rigorosi controlli di qualità. Basta pensare che le tolleranze di lavorazione di molti componenti è pari a un centesimo di millimetro mentre la rugosità superficiale dei pezzi più importanti come ad esempio la camera interna del cilindro non deve superare il decimillesimo di millimetro (rugosità Ra secondo UNI 3963).

Per ottenere tali precisioni di lavorazione possono essere impiegate esclusivamente macchine utensili (torni e alesatrici) a controllo numerico (v.fig.5).

Per la realizzazione della strozzatura calibrata attraverso la quale scorre l'olio nemmeno tali tecniche sono sufficienti a garantire la precisione richiesta infatti le dimensioni di questa sono quelle che garantiscono il rispetto dei diagrammi velocità-reazione specificati dal committente e devono essere realizzate con grandissima precisione per garantire il rispetto delle specifiche di progetto.

Le dimensioni della strozzatura vengono dapprima calcolate teoricamente; si realizza quindi un prototipo che viene sottoposto a prova per verificarne la rispondenza ai dati di progetto; individuato quindi il diametro e la forma ottimali si passa alla produzione di tutti i pezzi occorrenti.

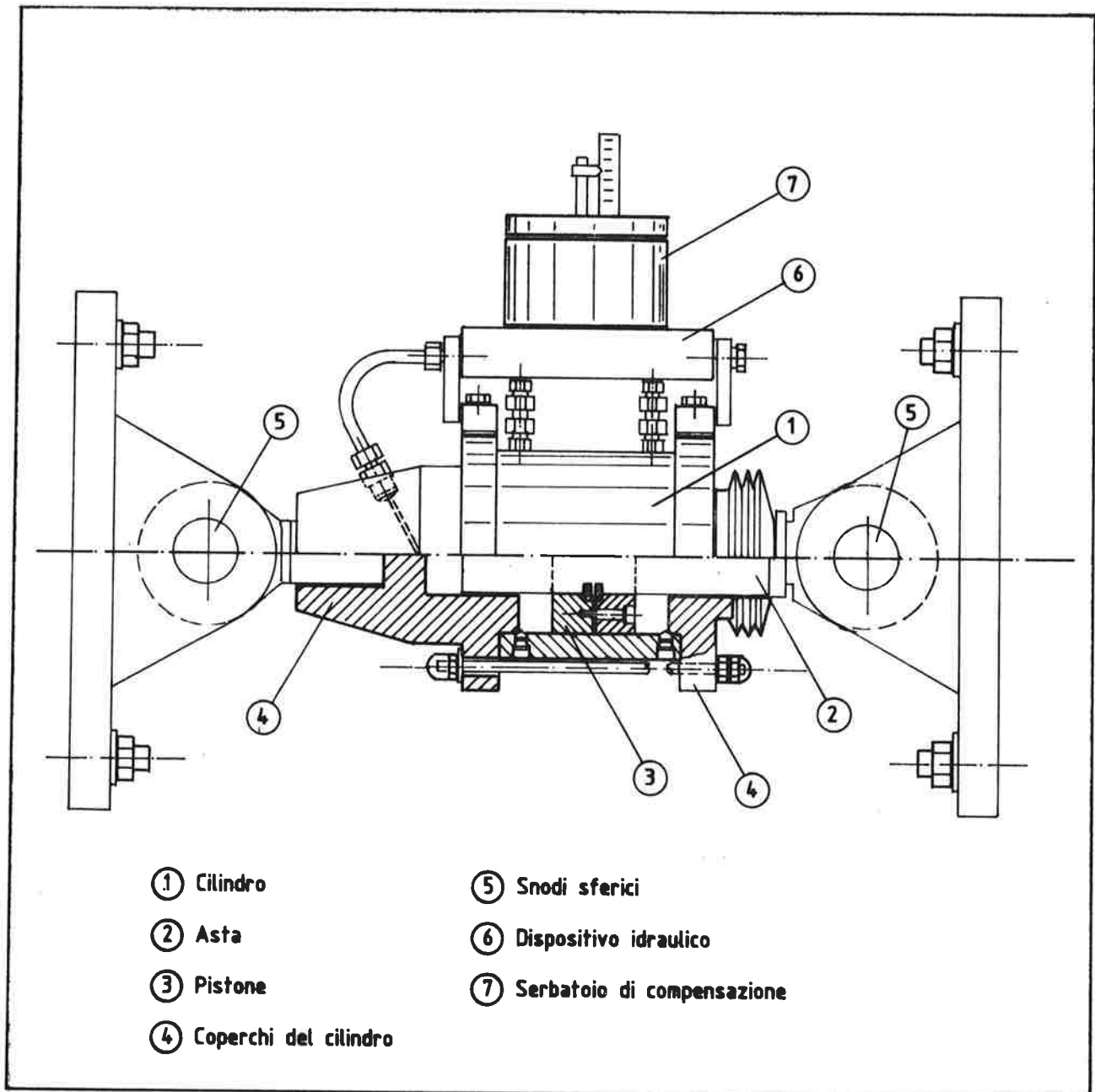


Fig. 4 -- Schema degli ammortizzatori oleodinamici con caratteristiche:

carico di progetto ± 450 kN

corsa ± 30 mm

La foratura di questi elementi, per garantire l'adeguata precisione e l'assoluta costanza di prestazioni in tutti gli ammortizzatori, viene effettuata mediante tecnica laser.

Come tutti i componenti di una centrale nucleare, gli ammortizzatori oleodinamici devono essere soggetti ad un rigoroso controllo di qualità eseguito in modo tale da poter garantire al committente la qualità del prodotto in base ai

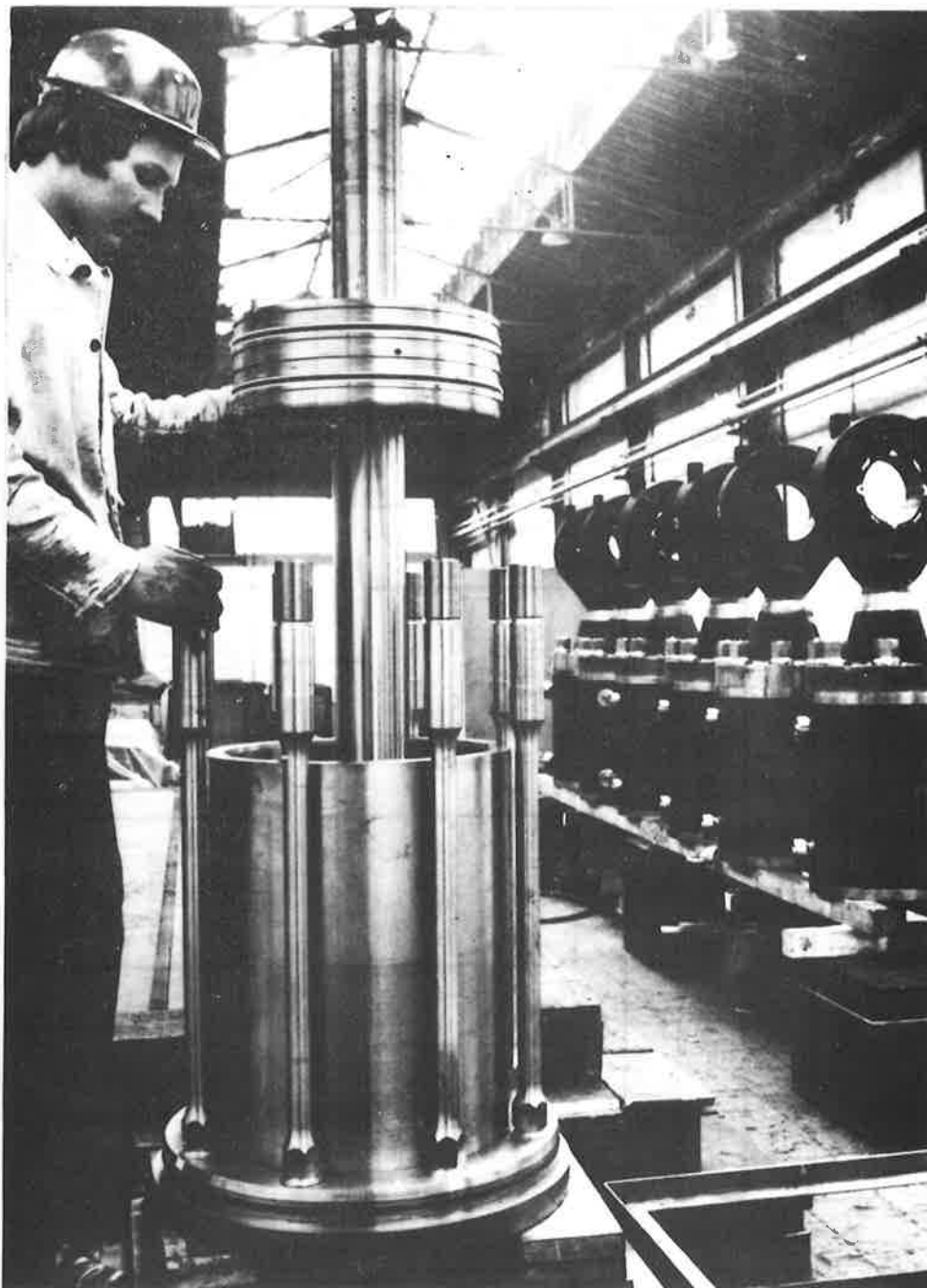


Fig. 5 - Operazioni di montaggio di un ammortizzatore oleodinamico

criteri definiti GQ2 (garanzia di qualità livello 2, essendo previsto un livello superiore di qualità, GQ1, solo per i componenti l'edificio reattore della centrale nucleare).

La garanzia della qualità è un aspetto fondamentale di una corretta impostazione del ciclo produttivo.

Essa contribuisce al raggiungimento degli obiettivi di qualità prefissati attraverso le seguenti fasi:

- analisi dei compiti che devono essere svolti
- individuazione delle capacità tecniche richieste

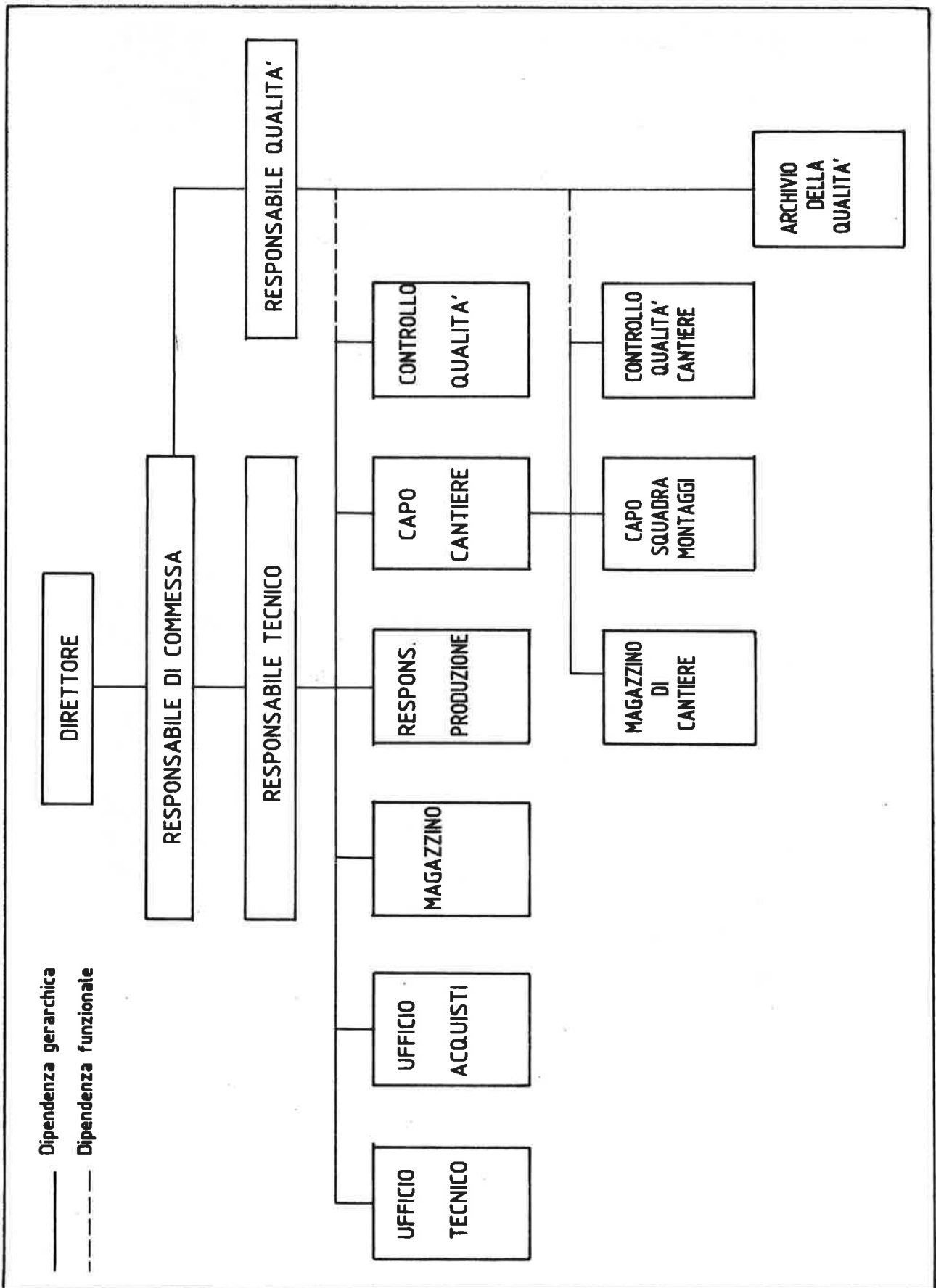


Fig. 6 - Organigramma che evidenzia le dipendenze gerarchiche e funzionali dei vari responsabili del ciclo produttivo.

- selezione ed addestramento del personale
- uso di adeguati strumenti operativi e mezzi produttivi
- creazione di un ambiente idoneo al corretto svolgimento delle attività
- responsabilizzazione coordinata di coloro che svolgono i compiti.

Un programma di garanzia della qualità deve essere volto a prevenire condizioni avverse alla qualità e ad assicurare un'impostazione ed uno svolgimento controllato di tutte le attività che hanno influenza sulla qualità, fino alla verifica che ciascun compito sia stato soddisfacentemente svolto.

Tale programma deve inoltre fornire l'evidenza oggettiva che tutte le attività siano state svolte correttamente.

Le attività che influenzano la qualità comprendono tra l'altro:

- progettazione
- approvvigionamento dei materiali
- fabbricazione
- movimentazione
- trasporto
- immagazzinamento
- pulizia
- costruzione
- montaggio
- installazione
- ispezioni
- prove.

L'attuazione del programma di garanzia di qualità comporta la redazione di un grande numero di documenti nei quali sono descritte le attività precedentemente elencate e nei quali sono verbalizzati tutti i movimenti di materiali e documentazione e sono riportati i risultati dei controlli, delle ispezioni e delle prove.

Per garantire in ogni momento la correlabilità dei risultati di controlli e prove ai pezzi a cui si riferiscono, tutti i componenti che hanno rilevanza nel funzionamento e nella resistenza degli ammortizzatori devono conservare la propria identificabilità: devono cioè essere marcati o punzonati durante tutte le fasi della fabbricazione, in modo che si possa in ogni momento risalire al lotto di provenienza e quindi a tutti i controlli e le prove precedentemente eseguiti.

Il programma di produzione deve essere preventivamente sottoposto al committente che si riserva di indicare quali fasi della produzione devono essere eseguite alla presenza di propri incaricati. Per le altre fasi il committente ha la facoltà di recarsi nei luoghi di produzione senza preavviso (v. fig. 6).

3.4 Prove sugli ammortizzatori

Le prove di funzionalità degli ammortizzatori vengono effettuate disponendo gli stessi in una macchina di prova in grado di misurare carichi di trazione e compressione applicando degli spostamenti aventi velocità assegnate (tali sono ad esempio le macchine di prova note con la sigla MTS).

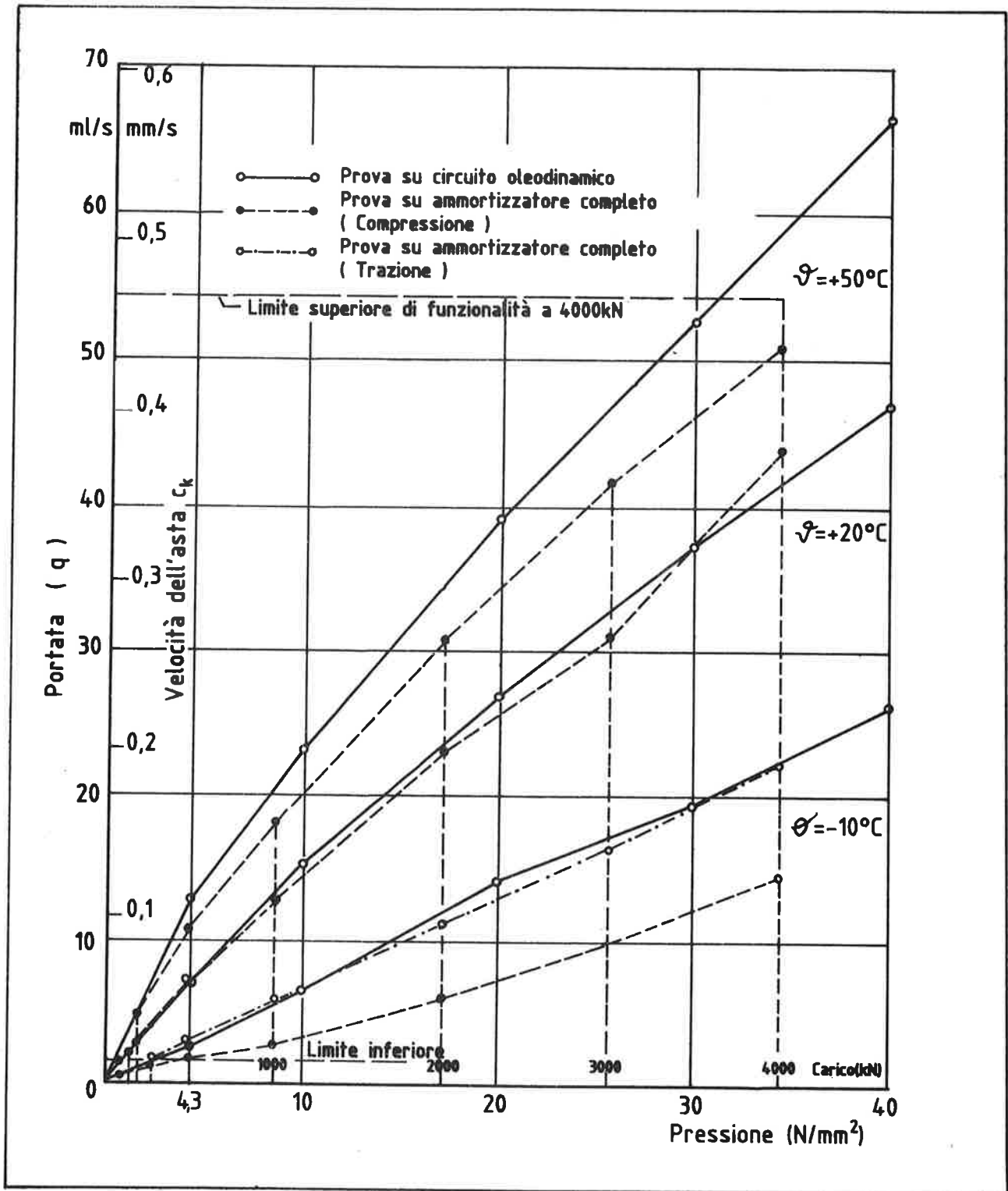


Fig. 7 - Diagrammi sperimentali carico-velocità rilevati su di un ammortizzatore completo, correlati con i diagrammi pressione-portata rilevati sul circuito oleodinamico isolato.

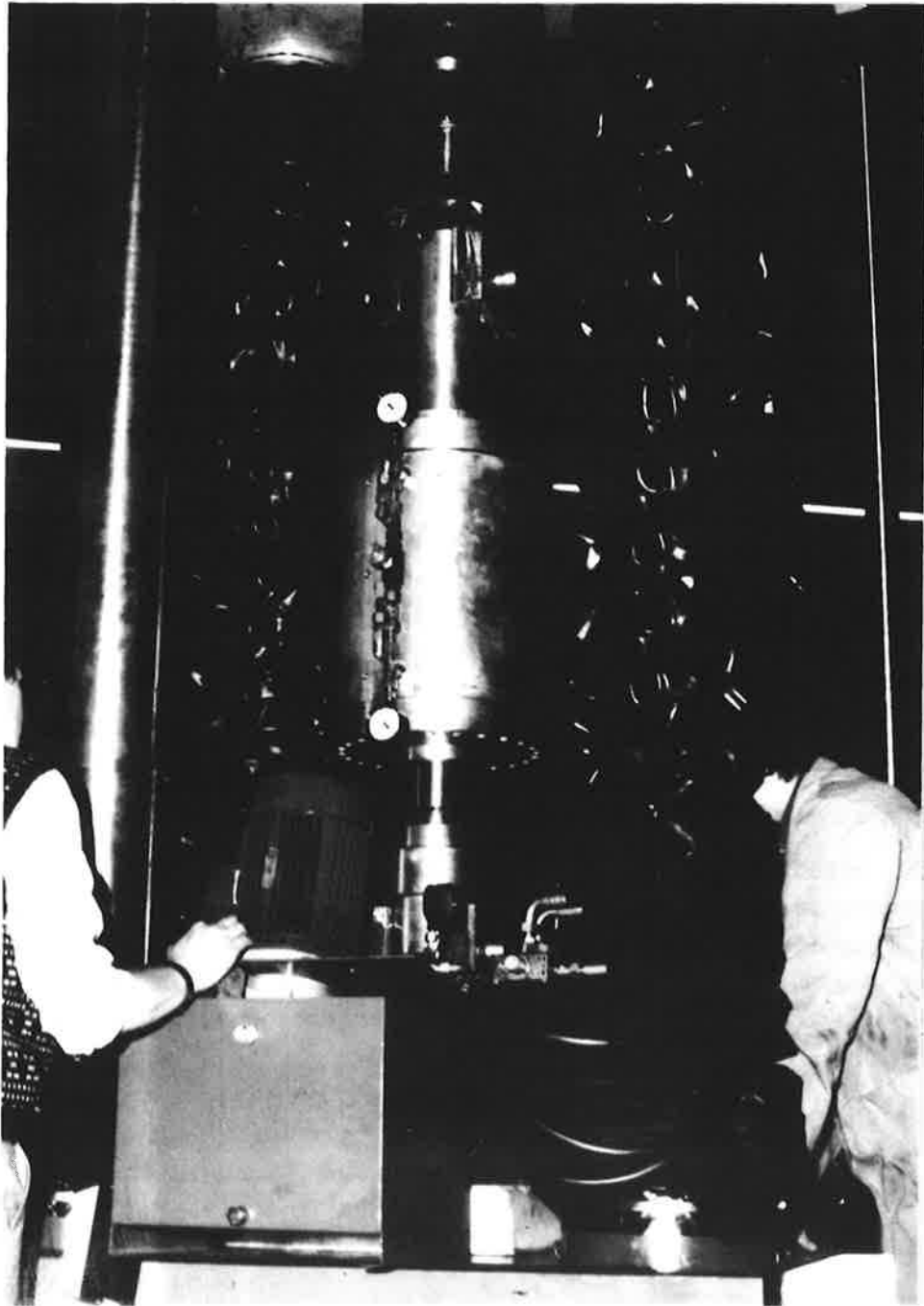


Fig. 8 - Ammortizzatore oleodinamico nella macchina di prova.

Le prove hanno lo scopo di verificare la rispondenza del comportamento dell'ammortizzatore alle specifiche di progetto.

In pratica l'ammortizzatore viene provato come segue:

- imprimendo all'asta del pistone una velocità minore o uguale a 0,1 mm/sec si verifica che la reazione sia inferiore al 10% del carico di progetto
- applicando all'asta un carico pari al carico di progetto si verifica che la velocità di spostamento non superi 1 mm/sec.

Le prove di carico vengono effettuate su di un certo numero di cicli di trazione-compressione verificando così anche che i giuochi meccanici siano contenuti entro i limiti prestabiliti.

Le prove vengono effettuate sia a temperatura ambiente che alle temperature estreme del campo di funzionamento degli ammortizzatori (-10 +60°C).

Poichè tali prove sono particolarmente onerose ci si limita ad effettuarle su di un numero limitato di prototipi.

Su tutti gli ammortizzatori prodotti vengono invece effettuate le seguenti prove:

- prova di tenuta

sotto ponendo gli ammortizzatori ad una pressione corrispondente al carico nominale aumentato del 20% per il periodo di un'ora non si devono verificare perdite.

- prova del dispositivo oleodinamico

i dispositivi oleodinamici di tutti gli ammortizzatori (cioè l'insieme delle valvole e del condotto con strozzatura) vengono sottoposti a prova di flusso per verificare il diagramma pressione-portata.

Da tale diagramma si può risalire facilmente per via analitica al diagramma carico-velocità dell'ammortizzatore completo verificando così l'esatta taratura dell'orifizio. (v. fig. 7 - 8).

PROGETTAZIONE DI COPERTURE PIANE ALLEGGERITE ED ASISMICHE PER
CENTRALI NUCLEARI

Carlo MARIONI

Ingegnere Civile
DECON s.r.l.
ROMA

SOMMARIO

La memoria tratta di coperture piane alleggerite e post-compresse gettate in situ con l'aiuto di travi reticolari miste c.a./c.a.p. accostate, secondo una tecnica in corso di esecuzione per una centrale nucleare. Vengono altresì ricordate le sperimentazioni ormai decennali, sia statiche che dinamiche, condotte sul tipo di connettore assiale utilizzato per questa struttura brevettata, che permette di raggiungere anche luci notevoli con travi prefabbricate.

SUMMARY

The paper deals with aseismic leightened r.c. roof decks. By means of pre fabricated composite truss beams (patented as Assembler-beams) it is possible to cast post tensioned r.c. flat roofs in situ. The paper describes tests carried out during ten years on axial shear connectors for these structures, main feature of this technology, which also permits to reach wide spans with prefabricated beams.

PREMESSA

La progettazione di grandi coperture piane per gli impianti tecnologici primari di una centrale nucleare, è caratterizzata in maniera determinante dalla presenza delle seguenti esigenze:

- corretta funzionalità delle coperture come piastra orizzontale distributrice rispetto alle rilevanti azioni sismiche in gioco (0,83 g a livello copertura);
- garanzia sulla più ampia libertà di adattamento termico delle coperture rispetto alle sottostanti strutture portanti;
- piena affidabilità dell'insieme della copertura realizzata, al fine di ridurre i problemi di manutenzione sia della struttura che del manto di impermeabilizzazione;
- ristretti limiti di peso per la copertura nella sua globalità per evidenti considerazioni di opportunità dinamica.

La simultanea coesistenza di questi quattro vincoli ha suggerito di indirizzare l'ANSALDO, progettista generale dell'opera, verso una soluzione a piastra orizzontale integralmente precompressa sorretta da travi reticolari miste prefabbricate in c.a.p./acciaio, sfruttando così una tecnologia precedentemente messa a punto ed ampiamente sperimentata dall'autore.

L'adozione della prefabbricazione di travi reticolari di notevole rigidezza flessionale permette di creare una superficie di sufficiente complanarità per il getto di completamento e per le operazioni di posa in opera delle armature ordinarie, dei cavi di post-tensione e degli elementi di alleggerimento della copertura stessa, senza vincolare le operazioni di approntamento nei sottostanti edifici, costituiti praticamente da un unico grande ambiente per la porzione di fabbricato fuori terra.

1. LA SOLUZIONE PROGETTUALE

1.1 La "lastra orizzontale" di copertura

La soluzione della superficie di copertura di 3000+4000 mq senza giunti di dilatazione, per la Centrale Nucleare Alto Lazio, nasce da successive approssimazioni progettuali intervenute dal 1980 al 1987, anno di realizzazione effettiva del progetto. La società progettista generale dell'opera aveva richiesto di chiudere le grandi "scatole" alte 35 metri circa che contengono le turbine e gli scambiatori di calore della centrale nucleare, con una copertura piana, che fosse in grado di riportare le sollecitazioni sismiche agenti alla sommità dei pilastri perimetrali, sui timpani (lati corti) dell'edificio stesso. Il progetto originario (statale) prevedeva una copertura leggera metallica, che si sarebbe inserita non senza problemi, di immediata onerosità e di differita manutenzione nel tempo, in un complesso di costruzioni effettivamente dominato dalle strutture in cemento armato; e in presenza di qualche problema di tenuta barica rispetto all'ambiente esterno per gli edifici "contenitori" del ciclo condensatore. E' nota l'esistenza di un fabbricato costruito in Germania, privo di giunti costruttivi, e costituito da un doppio tunnel longitudinale di 600 metri di lunghezza gravato da edifici a torre di 15 piani configurati in elevazione come blocchi adiacenti staccati; soluzione dimostratasi non scevra peraltro di qualche inconveniente statico per la scarsa profondità alla quale fu spinta la basilare indagine geognostica (1).

Dal momento che, per la centrale italiana, la porzione di edificio sottostante la copertura non poteva subire variazioni e che il peso globale della copertura stessa non supera 8,4 kN/mq, si pensò di proporre alla committente ENEL la realizzazione di una piastra ammortizzatrice (Fig.1) alleggerita, precompressa da cavi

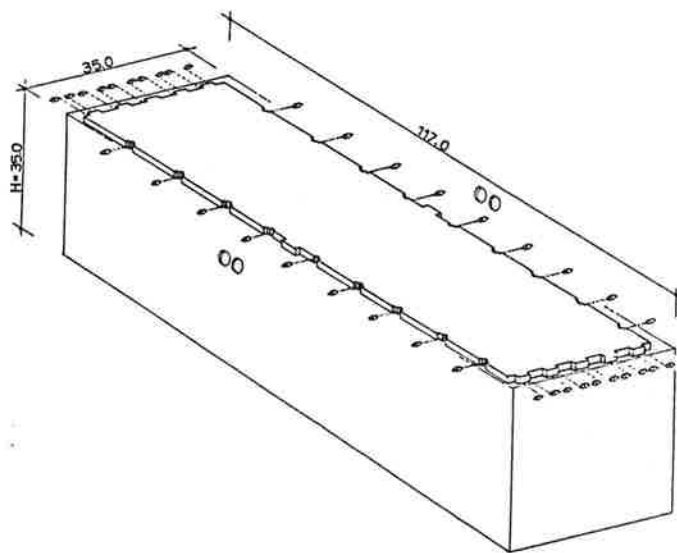


Fig.1 La piastra della copertura ammortizzatrice dell'Edificio turbina CNAL

scorrevoli di post-tensione, inseriti nel perimetro pieno della piastra stessa (Fig..2)

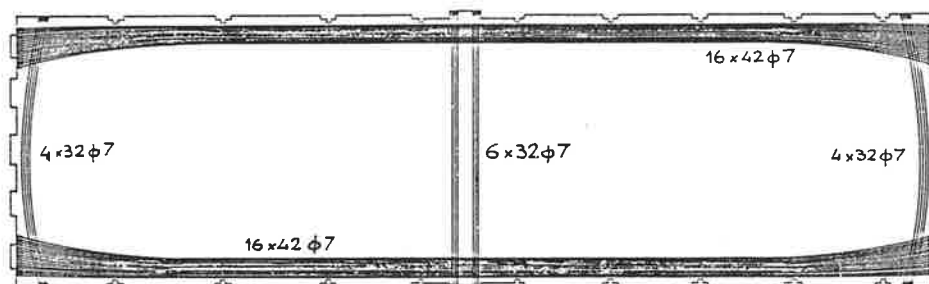


Fig.2 Tracciato dei cavi di post-tensione della piastra di copertura alleggerita. Edificio Turbina CNAL

Tale soluzione avrebbe permesso di mantenere le sollecitazioni flessionali nel piano della "lastra orizzontale" entro limiti di sicurezza per le sollecitazioni normali ai lembi dei lati lunghi, permettendo altresì di ridurre il cemento della struttura alle elevate sollecitazioni tangenziali lungo i lati corti della piastra, secondo un criterio già esposto dall'autore (2) e volto a contenere anche tale tipo di sollecitazione nell'ambito del I Stadio sotto l'azione del sisma meno violento, denominato O.B.E. La sollecitazione normale di precompressione baricentrica della piastra a tempo zero vale $\sigma = 6,8$ MPa. La massima sollecitazione tangenziale sotto l'azione del sisma ordinario raggiungerebbe in assenza dei cavi di post-tensione un valore $\tau = 4,0$ MPa ai limiti della zona alleggerita. Data l'entità delle condizioni eccezionali di impatto verticale previste sulla copertura stessa (15 kN/mq), oltre ai già citati carichi sismici orizzontali, la precompressione è stata affidata esclusivamente ad un sistema che prevede un ancoraggio meccanico delle armature mediante intestatura per rifollamento di queste ultime: sono stati esclusi ancoraggi basati sull'attrito.

1.2 Il sistema ammortizzatore di interazione sismica della copertura

La copertura piana di ogni fabbricato tecnologico è vincolata sull'asse minore dell'edificio da quattro appoggi al teflon-neoprene a calotta sferica tipo Neotopf, collocati in un piano verticale, che assorbono le azioni sismiche dirette secondo l'asse maggiore della costruzione, mentre le azioni sismiche trasversali all'edificio (asse minore) sono trasmesse da (9+9) ammortizzatori situati lungo i lati lunghi, ai (10+10) ammortizzatori situati lungo i lati corti del fabbricato, che si danno carico altresì di assorbire gli impulsi inerziali originati dalla massa della copertura stessa (Fig.5)

Considerando lo spettro di risposta sismica a quota copertura riportato in Fig.3 si è previsto di tarare gli ammortizzatori oleodinamici in modo da garantire il corretto respiro termico della copertura senza rinunciare al tempestivo irrigidimento degli stesso sotto le azioni del sisma. Gli ammortizzatori stessi sono collegati alla copertura mediante snodi sferici e debbono lavorare con eguale efficacia sia in compressione (linea tratteggiata) che in trazione (tratto e punto) come risulta nella Fig.4, che riporta le prove fatte a temperatura diversa su un ammortizzatore da 4000 kN.

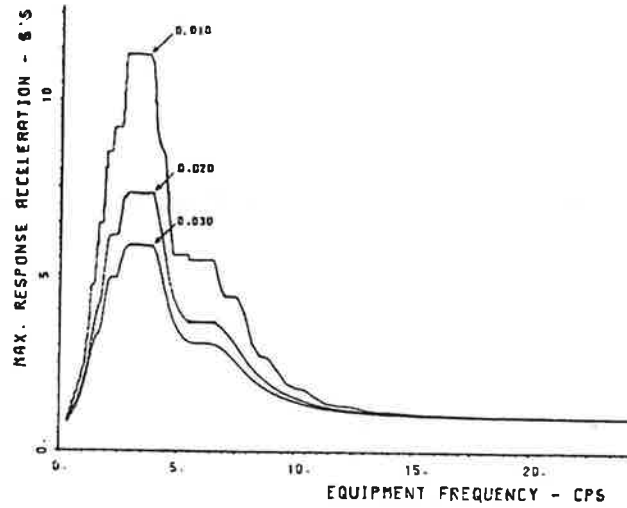


Fig.3 Spettro di risposta a quota copertura per il sisma S.S.E. - Edificio Turbina

I vincoli della copertura sui muri perimetrali dell'edificio sono costituiti da appoggi al teflon/neoprene del tipo a calotta sferica, equipaggiati da un lato da un cuscinetto di neoprene armato anti-shock

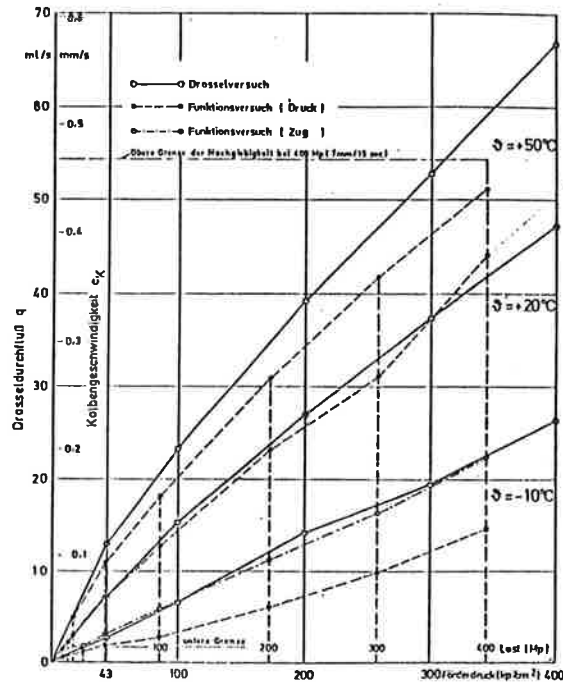


Fig.4 Diagrammi sperimentali velocità/carico per un ammortizzatore GHH e per il suo flusso (tratto continuo).

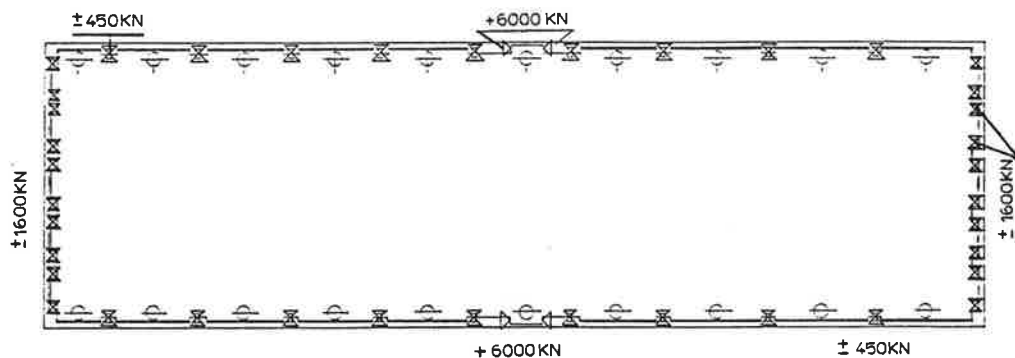


Fig.5 Il sistema ammortizzatore di interfaccia della copertura:
4 appoggi al teflon/neoprene e 18 ammortizzatori oleod. sul lato lungo
20 amm. oleod. sui lati corti; 96 appoggi al teflon unidir. e 96 multi
direzionali.

1.3 L'impalcato prefabbricato di supporto per il getto della piastra di copertura.

Per poter effettuare il getto della piastra orizzontale alleggerita (Fig.8) si è pensato di sfruttare una tecnologia largamente sperimentata e già impiegata nella realizzazione di impalcato da ponte. Tale tecnologia prevede l'utilizzo di travi reticolari a struttura mista costituite da briglie prefabbricate in ca/cap collegate da profilati subverticali mediante bulloni ad A.R.; la trasmissione delle risultanti orizzontali dalle aste metalliche alle briglie prefabbricate avviene a mezzo di connettori assiali (Fig.6)

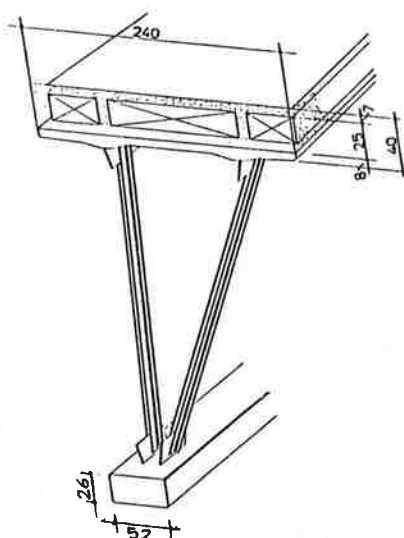


Fig.6 Sezione tipica della copertura alleggerita

Il tipo di connettori impiegato è stato l'oggetto di un'indagine sperimentale specificamente indirizzata alla scelta di una connessione dal comportamento sufficientemente rigido ed inizialmente quasi-lineare, in modo da consentire i minori scorrimenti possibili tra le piastre di connessione ammarate nelle briglie stesse, sott

to i carichi di esercizio. Di tale ricerca, che si è appoggiata sull'opera più estesa ed approfondita di taluni sperimentatori (3), (4), (5), (6), si è già riferito più diffusamente (7). Qui si vuole solo ricordare che la particolarità di questo tipo di connessione è quella di utilizzare connettori di tipo flessibile e di collocarli in modo da ottenere una spinta assiale baricentrica all'interno delle briglie prefabbricate, in modo da rendere trascurabili i momenti parassiti della struttura.

Nel caso particolare della copertura asismica sono state realizzate due semitravi (Fig.7) costituite da una soletta prefabbricata superiore dello spessore medio di 9 cm., collegata a mezzo di aste metalliche convergenti, ad una briglia inferiore prefabbricata ospitante 2 cavi di post-tensione (Fig.8), attivati a terra prima del varo e dopo aver eseguito la giunzione di mezzeria delle briglie. Tale giunzione prevede la saldatura di nodi superiori centrali metallici (Fig.9) e di una piastra di collegamento della briglia inferiore, oltre alla realizzazione di un giunto dello spessore di 6 cm di malta di cemento ad alta resistenza del tipo a ritiro controllato per entrambe le briglie secondo una tecnologia della quale è già stato riferito in una precedente memoria (8).

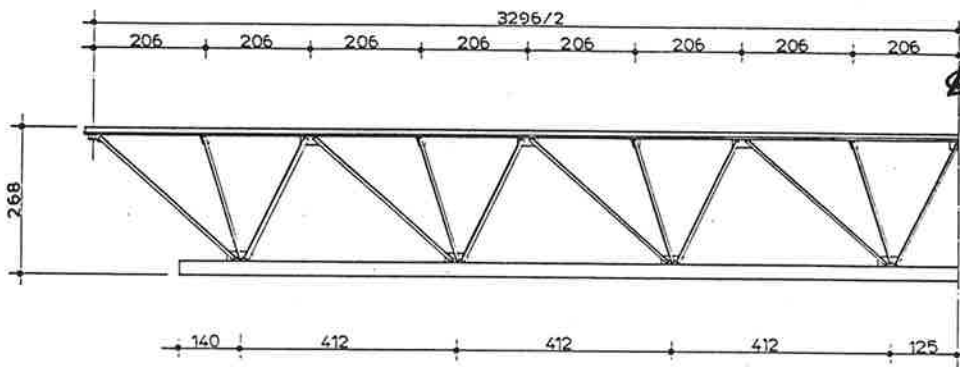


Fig.7 Geometria d'insieme - Semitrave Assembler - Edificio Turbina

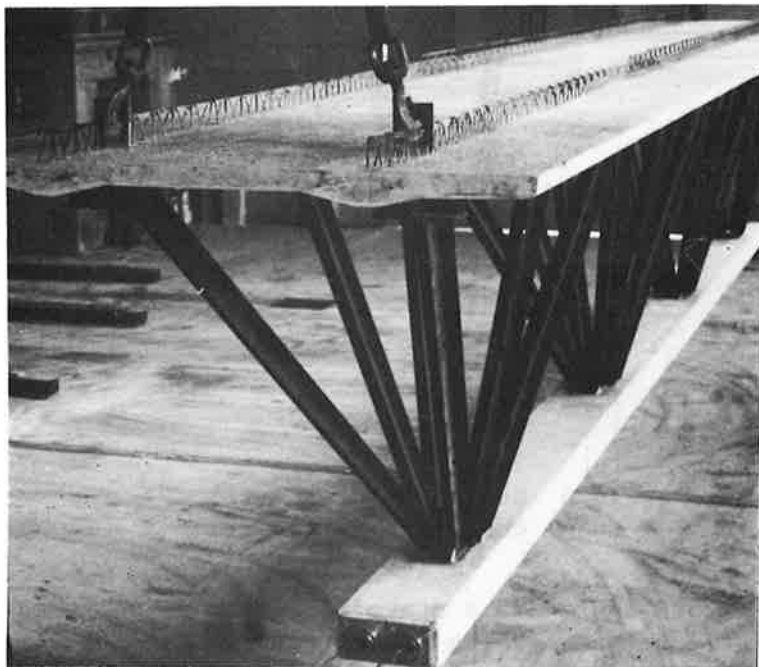


Fig.8 Semitrave Assembler pronta per il trasporto

La deformata dovuta agli effetti differiti di questa struttura (Fig.10), è analoga a quella di trave bi-incastata soggetta a carico uniformemente ripartito (7), e produce sollecitazioni di lieve entità sulla struttura; mentre la precompressione è praticamente senza effetto sulla briglia superiore, come pure sulle aste di parete, essendo localizzata in un punto di nocciolo della sezione, come già riferito (9).

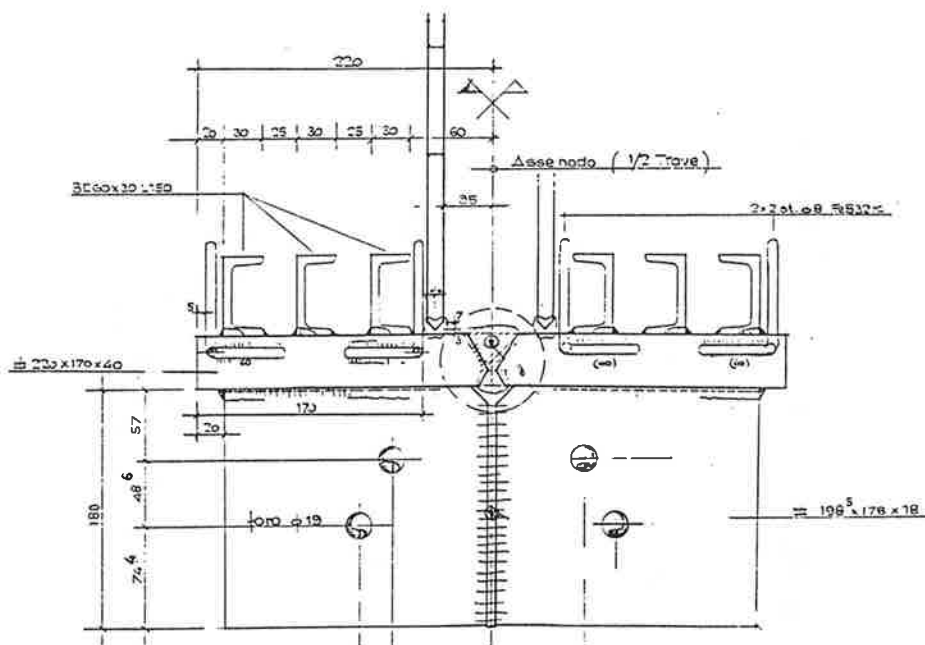


Fig.9 Giunzione saldata da nodi di mezzeria

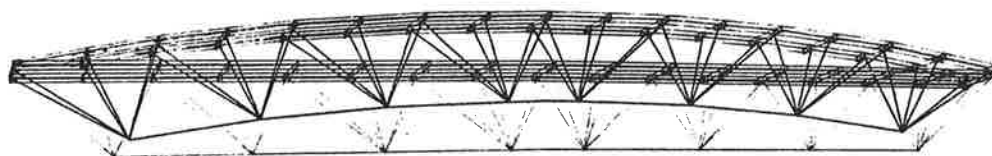


Fig.10 Deformata viscosa, amplificata cento volte, della struttura prefabbricata. L'effetto intrinseco di trave bi-incastata è abbastanza trascurabile.

2. L'indagine sperimentale finora condotta

2.1 Le prime prove statiche su campioni asimmetrici

Le prime prove statiche risalgono al 1978 e furono condotte presso il Laboratorio di Scienza delle Costruzioni del Politecnico di Torino su quattro campioni asimmetrici: 2 di questi predisposti con pioli tipo Nelson, gli altri 2 con profilati a C della serie non rinforzata (9). Questa sperimentazione iniziale è servita a dare un orientamento alla scelta del tipo di connettore; il connettore prescelto dimostrò un comportamento più rigido ed un tratto iniziale quasi-elastico più sviluppato dei connettori a piolo, come già riscontrato da altri ricercatori. Ulteriori prove statiche condotte nel 1979 presso lo stesso Laboratorio (9) del Po-

litecnico di Torino su 2 campioni in scala 1/1 di travi della luce di 6,36 metri, spinte fino a 2,3 volte il carico d'esercizio per la seconda trave, dimostrarono un notevole cimento di tutte le parti strutturali sotto il carico massimo. La prova fu arrestata essendosi raggiunta una notevole deformazione permanente della struttura dell'ordine di 0,20 metri (Fig.11)

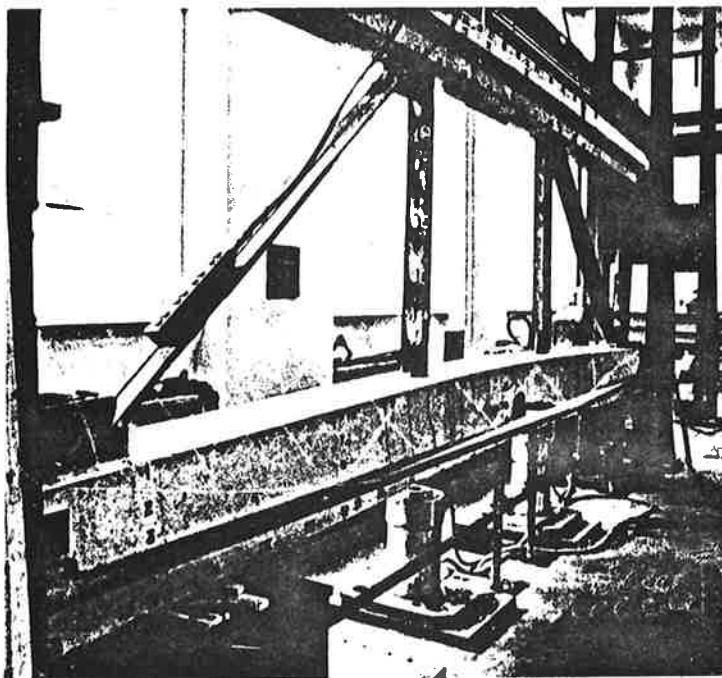


Fig.11 Situazione limite per una delle 2 travi sperimentali del 1979

2.2 Ulteriori prove su campioni simmetrici

2.2.1 Prove statiche

Ulteriori prove sperimentali sono state condotte tra il 10.4.83 e il 10.6.84 presso il Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano. Le prove sono state sviluppate tutte su 10 campioni simmetrici di calcestruzzo delle dimensioni 120x160 mm attrezzati con 2xl connettori a C da 80 mm della serie normale e della lunghezza di 70 mm. Tutti i materiali laminati impiegati furono sottoposti ad analisi chimica. Ogni campione è stato sottoposto ad una accurata indagine geometrica; sulla saldature sono state effettuate a cura dell'I.I.S. controlli magnetoscopici con elettromagneti, impiegando come mezzo rivelatore polveri secche. Il calcestruzzo impiegato aveva una resistenza caratteristica di 50 MPa. I primi 3 campioni (A1,A2,A3) sono stati sottoposti a prove di carico secondo lo schema 4/20/40/60/80/100/4-160/4-220/4-PMAX procedendo di 20 in 20 KN fino a 280 kN e proseguendo poi di 40 in 40 kN; utilizzando una pressa da 2500 kN (Fig.12). La strumentazione comprendeva, come risulta dalla Fig.12, 4 comparatori centesimali (A,B,C,D) per misurare le componenti verticali degli spostamenti rispetto al piano superiore del sistema Prove Materiali.

Sono stati rilevati gli allungamenti unitari in corrispondenza dei punti (1,2, 3,4) indicati in Fig.12, a mezzo di estensimetri Hüggenberger ad amplificazione meccanica su base 50 mm applicati sul tubo quadro di acciaio 100x100x10 mm riempito di calcestruzzo e situato in asse al campione di prova.

Le prove condotte sui primi due campioni hanno rivelato il percorso debolmente subverticale delle bielle compresse nel calcestruzzo che si manifesta in maniera evidente nel quadro finale delle lesioni a collasso (Fig.14). La terza prova,

condotta spostando le "cerniere" d'appoggio di 20 mm per parte verso l'asse del campione, ha denunciato un comportamento dei campioni più stabile alle rotazioni fino ai carichi più elevati, ed un flusso di compressioni più tangenziale rispetto al tratto connesso; tale caratteristica costituisce in effetti la base teorica dei vantaggi della connessione di tipo assiale, e l'essenziale del brevetto sperimentato. Le prove statiche hanno confermato la rigidità del tipo di connettore prescelto e l'ampiezza del tratto relativo al comportamento quasi-lineare iniziale; si veda a tale proposito la Fig.13 che riporta in scala diversa il diagramma sforzi-spostamenti dei primi gradini di carico fino a 360 kN, e quindi il diagramma generale dell'ultimo ciclo di carico/scarico del campione A2.

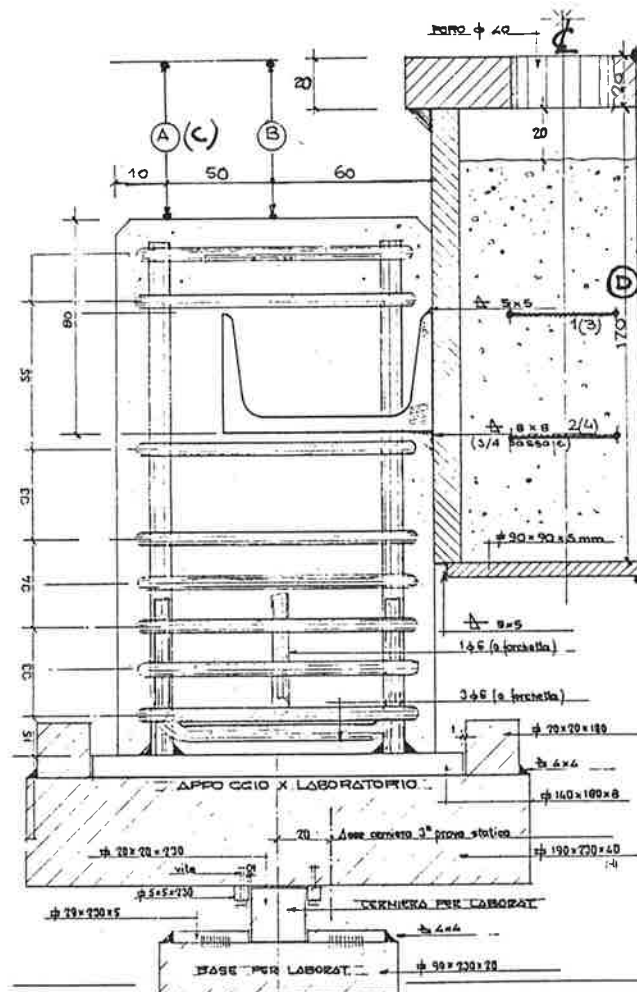


Fig.12 I campioni simmetrici delle prove statiche e dinamiche del 1983

2.2.2 Prove di fatica a compressione pulsante

I restanti 7 campioni di prova (B1-B7) sono stati posti tra i piani di un sistema Prove Materiali MTS a controllo automatico in controreazione, e sottoposto a carichi pulsanti di compressione tra un minimo di 40 kN ed un massimo di 150 kN con una frequenza oscillatoria di 9,9 Hz.

Per ogni campione sono state effettuate 2×10^6 cicli di carico. Prima di ogni prova e durante lo svolgimento di essa il Sistema è stato arrestato, ed i campioni sono stati sottoposti alle stesse prove statiche strumentali con 3 comparatori centesimali (A,B,C) nelle identiche posizioni già riportate nella Fig.11. Tali prove statiche sono state effettuate per un numero di cicli successivamente pari a $0/10^4/2,5 \times 10^4/5 \times 10^4/1 \times 10^5/2,5 \times 10^5/1 \times 10^6/2 \times 10^6$ e per un carico pulsante inferiore a 40 kN.

Dopo uno scorrimento longitudinale della connessione, inferiore a 0,1 mm avvenuto a seguito dei primi 10^4 cicli, si è riscontrato un ulteriore lieve assestamento mai superiore a 0,02 mm, evidenziatosi progressivamente fino al raggiungimento dei 2×10^6 cicli. Al termine delle prove a fatica i campioni sono stati ispezionati e non sono state notate lesioni rilevabili a vista. I campioni B5-B6-B7 sono stati successivamente sottoposti a prova statica fino al collasso, avvenuto per un carico medio non inferiore a quello dei campioni A1-A2-A3 che erano stati sottoposti a prova statica soltanto (Fig.15).

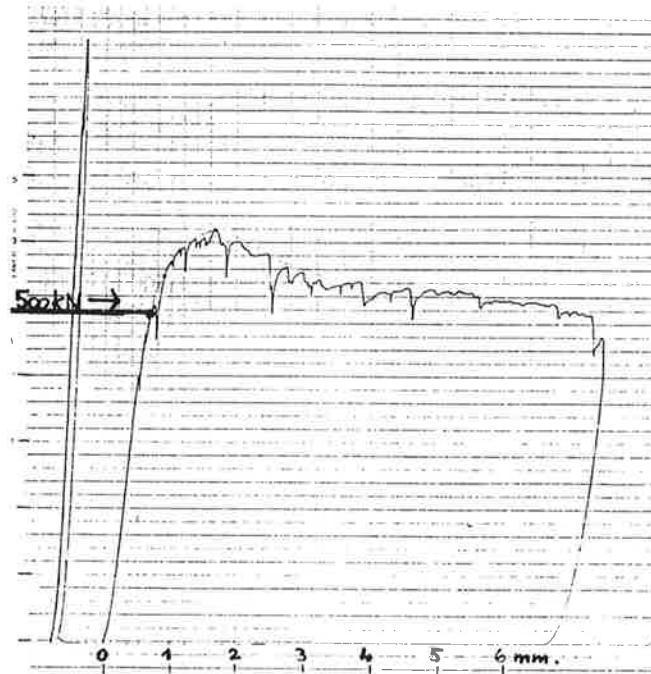


Fig.13 Prova statica sul campione A2. Si noti il cambio di scala avvenuto dopo il primo ramo di carico, condotto fino a 360 kN - $N_{max} = 610$ kN.

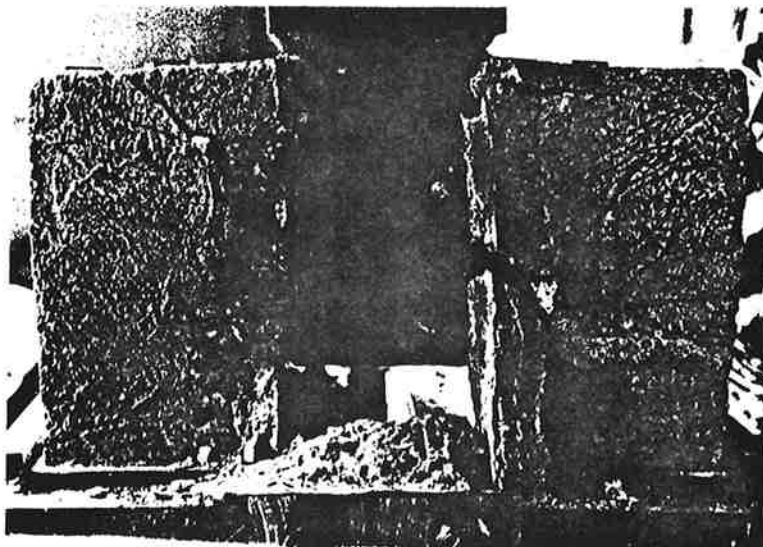


Fig.14 Collasso del campione B5 per cedimento delle bielle compresse a rottura per trazione dei connettori.

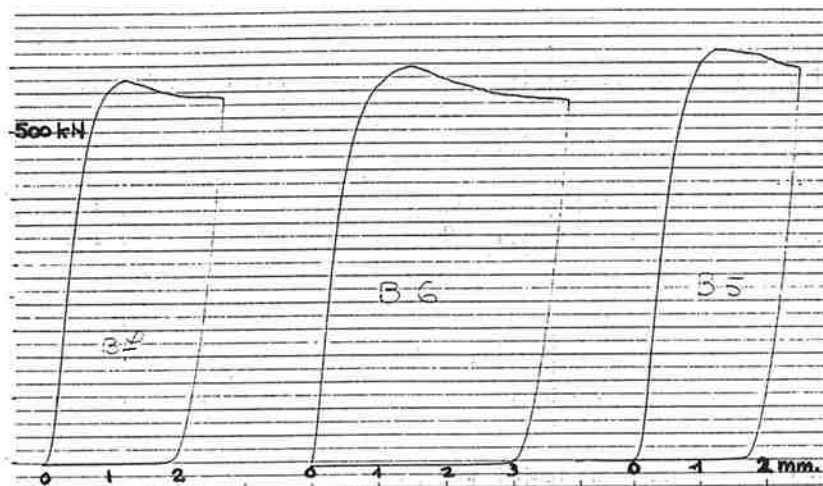


Fig.15 Prova statiche sui campioni B5-B6-B7 effettuate dopo i $2 \cdot 10^6$ cicli di carico.



Fig.16 Rottura del campione B5 - Si noti il calcestruzzo "incollato" sul tubo centrale d'acciaio (riempito).

3. L'esigenza di una modellazione fisica della connessione.

E' noto che la modellazione a E.F. non è adatta per lo studio di comportamenti meccanici all'interfaccia tra materiali da costruzione così diversi, anche se lo limitando l'indagine al comportamento in fase elastica del sistema esaminato.

Si è peraltro condotta ugualmente un'analisi di questo tipo con l'ausilio di una maglia composta da 151 elementi quadrilateri piani a formulazione isoparametrica con polinomi lineari e per un campo tensionale piano. Per ottenere le curve di livello degli sforzi di compressione nella versione riportata dalla Fig. 17 sono stati disattivati 2 E.F. all'attacco briglia-tubo d'acciaio, altri 5 E.F. posti all'interfaccia tra l'anima del profilato connettore ed il cls., e tutta la corona esterna di 18 E.F. in cls. posta al di sopra del filo inferiore del profilato stesso ed esterna rispetto al connettore. Con questa disattivazione si è ottenuto l'effetto di diminuire la trasmissione diretta degli sforzi di compressione per mezzo delle bielle nel cls. disposte ad arco tra i basamenti d'acciaio dei campioni ed il tubo d'acciaio riempito di cls. e posto in asse al campione di prova. Tali bielle compresse, come si nota nella Fig.17, assorbono ancora sollecitazioni dell'ordine di -3MPa (-300 T/mq) dando luogo ad un flusso di forze che elu-

dono la base dei connettori, dove si rilevano comunque concentrazioni di sollecitazioni di compressione dell'ordine di 50 MPa sotto il carico di 280 kN. Tale effetto di concentrazione nel flusso di forze alla base dei connettori di spinta è con ogni probabilità ancora superiore, come sembrerebbe suggerire il tenace incollamento di lenti di calcestruzzo sul tubo di acciaio, rilevabile anche nella Fig. 16 in corrispondenza della zona inferiore del tubo stesso. Una modellazione fisica del fenomeno meccanico ben più accurata di questa, dovrebbe giustificare come nella zona di calcestruzzo situata alla base dei connettori di spinta, si localizzano porzioni di materiale sottoposte a stati di compressione debolmente triassiali, documentando sperimentalmente il grande cimento di tali porzioni di materiale e soprattutto la loro elevatissima resistenza meccanica.

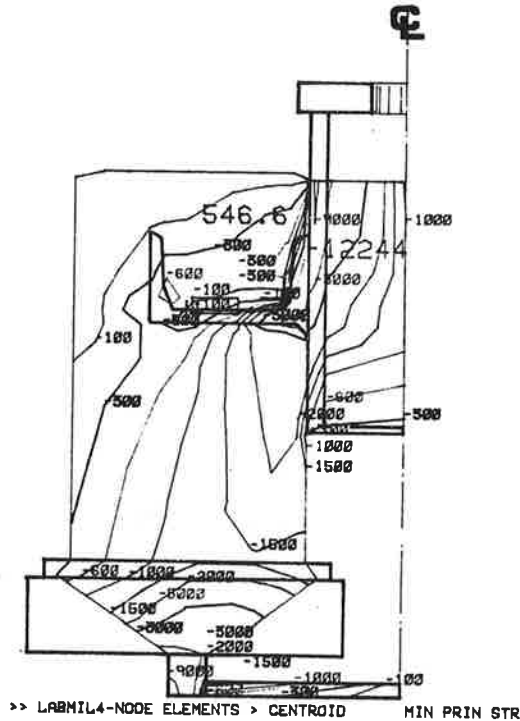


Fig.17 Il risultato sia pure inadeguato di una modellazione F.E.M. denuncia concentrazioni di compressione nel cls. dell'ordine di (5000T/mq=50MPa) alla base del connettore per un carico di 280 kN sul campione.

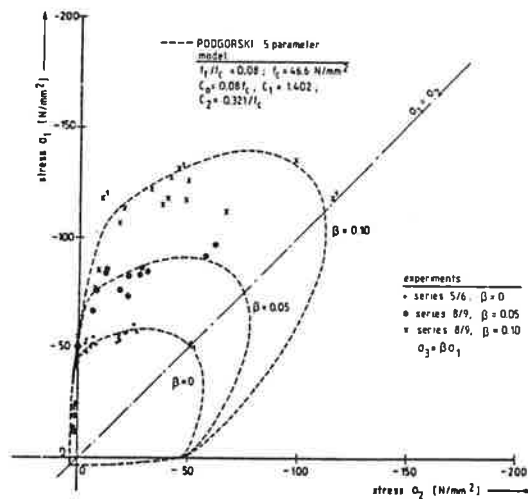


Fig.18 Diagramma sperimentale dei risultati di prove bi-assiali ($\beta=0$) e tri-assiali condotte da Van Mier su provini in cls. di lato 100 mm nel 1980/84

Come semplice dato di riferimento è stato riportato in Fig.18 un diagramma sperimentale di prove bi-triassiali condotte da Van Mier all'Università di Eindhoven (10) negli anni '80-84, che evidenzia come l'attivazione di un modesto con finamento, produca un sensibile aumento della resistenza meccanica delle bielle compresse in cls. Purtroppo, come anche rilevato recentemente da altri studiosi (11), la mancanza di un'approfondita indagine sperimentale in questo particolare settore, non consente di trarre conclusioni attendibili, che si traducano nell'adozione di un definitivo modello meccanico di funzionamento almeno per questo tipo di connessione.

4. Osservazioni conclusive.

L'adozione di connettori assiali a taglio del tipo flessibile per l'accoppiamento di aste di parete in profilato d'acciaio con briglie prefabbricate in c.a./c.a.p., permette la realizzazione di strutture a conci prefabbricati, che eliminano le ingombranti anime delle tradizionali strutture in c.a.p., consentendone nel contempo l'impiego (sulla base delle indagini sperimentali finora condotte), laddove si possa risolvere la struttura portante con una piastra superiore compressa in c.a., meccanicamente accoppiata ad un corrente inferiore in c.a.p.

Tale tipo di sezione resistente, proprio per la sua elevata adattabilità, consente la realizzazione di coperture asismiche per impianti nucleari ed in generale quella di impalcati leggeri di luce rilevante.

5. BIBLIOGRAFIA

- (1) FALKNER H. - Local Unexpected Settlements on the Multy-Storey Structure SAB in Berlin - IABSE/XI Congress Wien 1980
- (2) MARIONI C. - Problemi di Progettazione delle Sezioni Parzialmente Precomprese - Atti del Seminario A.I.C.A.P. sulla Precompressione Parziale, L'Aquila 1984.
- (3) MATILDI P., MELE M., PUHALIR. - Analisi Sperimentale e Criteri di Calcolo dei Collegamenti Trave-Soletta nelle Strutture Composte in acciaio e cls. - Costruzioni Metalliche 4/5 1974 Milano
- (4) THURLIMANN B. - Fatigue and Static Strength of Steel Shear Connectors ACI Journal - June 1979
- (5) CHAPMAN J.C. et al. - Composite Construction in Steel and Concrete - The Behaviour of Composite Beams - Experiments on c. Beams - The Structural Engineer 4.11 - Vol. 42 - 1964
- (6) LEPORATI E., NASCE' V. - Sui Collegamenti a Pioli nelle Strutture Composte di Acciaio e Calcestruzzo - Atti I.S.C. - Politecnico di Torino 1978
- (7) MARIONI C., SINISCALCO G. - Ricerca Sperimentale su Trave Reticolare miste acciaio - c.a.p. a connettori assiali - Atti I.S.C. - Università di Venezia 1980.
- (8) MARIONI C. - Presollecitazione di unioni tra elementi prefabbricati - Giornate A.I.C.A.P. - Riva del Garda 1985
- (9) MARIONI C. - Problemi di scelta di geometria e coazione per sezione parzialmente precomprese - Giornate A.I.C.A.P. 1981 - Ravenna.

- (10) VAN MIER J.G.M. - Fracture of Concrete under Complex Stress -
Heron 3/1986 Delft.
- (11) ARIBERT J.M., ABDEL AZIZ K. - Calcul des Poutres Mixtes jusqu'à l'état ultime.
Construction Métallique 4.1985 - Paris.

APPARECCHIATURE DISSIPATIVE SPECIALI PER LA RIDUZIONE DELLA
RISPOSTA SISMICA - APPLICAZIONI ED ASPETTI PROGETTUALI

Alberto PARDUCCI

Dip.to di Ingegneria Strutturale e Geotecnica
Università di Roma, "La Sapienza"

SOMMARIO

In questo rapporto vengono presentate alcune nuove apparecchiature dissipative di tipo elasto-plastico, da disporre nelle strutture allo scopo di ridurre la risposta rispetto ai terremoti di maggiore violenza. Il loro progetto si è basato su una ricerca svolta presso il centro sperimentale della FIP-INDUSTRIALE di Padova. Tali apparecchiature hanno già trovato un utile campo di applicazione nella costruzione e nell'adeguamento sismico di strutture da ponte.

SUMMARY

In this report some new special elasto-plastic dissipating devices are presented. They may be arranged in structural systems in order to reduce the seismic response to major earthquakes. Their design has been performed by means of an experimental research carried out in the mechanical research division of the FIP-INDUSTRIALE in Padova. These devices have been usefully utilized in the construction and in the seismic adaptation of bridges structures.

1. - PREMESSA

Il lavoro illustrato in questo rapporto riguarda lo studio sperimentale e numerico che è stato svolto per la definizione e per la messa a punto di alcune nuove apparecchiature dissipative speciali a comportamento elasto-plastico, da utilizzare per l'isolamento sismico degli impalcati da ponte. Il principale obiettivo di tali dispositivi è quello di ridurre la risposta dell'intero sistema strutturale in occasione dei terremoti di maggiore violenza, controllando opportunamente le massime sollecitazioni trasmesse alle strutture di supporto (pile, spalle e relative fondazioni), fino anche al possibile raggiungimento di una "protezione sismica integrale" di tutti gli elementi costituenti il sistema resistente primario.

Come è noto, una costruzione antisismica deve possedere elevate capacità di dissipare energia in campo post-elastico. Ciò perchè, oltre a resistere elasticamente alle sollecitazioni indotte dagli eventi più frequenti (terremoti corrispondenti a quello convenzionale per il quale vengono condotte le abituali operazioni progettuali), essa possa sopportare gli eventuali attacchi dei terremoti più violenti attesi nel sito (eventi eccezionali), con danneggiamenti contenuti entro limiti ancora accettabili.

Secondo una concezione ormai tradizionale (sebbene le norme tecniche di cui al D.M. 24.01.86 ancora non forniscano molte indicazioni in tal senso), le dissipazioni energetiche dovrebbero essere ottenute a spese di deformazioni plastiche

locali (cerniere plastiche) dove siano disponibili elevate riserve di duttilità. Questa duttilità, attraverso le dissipazioni associate all'isteresi meccanica seguita dalle maggiori oscillazioni, consentirà alla costruzione di superare con successo la violenza di un attacco sismico eccezionale.

Una progettazione condotta secondo questo criterio farà sì che la costruzione sopravviva senza gravi disastri. Però, essa si basa forzatamente sulla previsione che la struttura subisca un certo grado di danneggiamento proprio in corrispondenza delle zone nelle quali avverranno le plasticizzazioni. Saranno necessari pertanto adeguati interventi di riparazione, dovendosi anche prevedere un periodo di mancata utilizzazione dell'opera. Si pone allora spontaneamente la domanda se sia possibile inserire nella costruzione, ove la sua particolare tipologia lo consenta convenientemente, opportune apparecchiature adeguatamente progettate e delle quali si possa eventualmente procedere ad una rapida sostituzione, nelle quali possano avvenire tutte le dissipazioni plastiche necessarie per ottenere la desiderata riduzione della risposta strutturale globale in occasione degli eventi sismici più violenti. In questo caso infatti, si possono eliminare, o almeno limitare considerevolmente, i danneggiamenti nel corpo degli elementi costituenti il sistema resistente primario.

In questi ultimi anni si è assistito a varie proposte tendenti ad ottenere il risultato ora indicato, con varie applicazioni. Per una rassegna dei principali sistemi fino ad oggi messi a punto si rinvia a (1), (4), (11). Al momento, le applicazioni più significative hanno riguardato le costruzioni da ponte (3), (9), (14) e l'isolamento di impianti speciali (4), (6), (7), (13), (14), con alcuni casi di isolamento totale di interi edifici alla base (5), (9), (10). Nei rapporti (2), (3), (4), (8), (11), (12) vengono illustrati i principali aspetti progettuali riguardanti l'impiego di tali apparecchiature dissipative.

2. - STRUTTURE DOTATE DI APPARECCHIATURE DISSIPATIVE

In sintesi, una progettazione antisismica che tenga conto degli eventi di maggiore violenza deve tendere a dotare la struttura delle massime capacità dissipative, puntando quindi ai due seguenti obiettivi fondamentali:

- ricerca di una DISTRIBUZIONE STRATEGICA dei punti che saranno sede delle potenziali plasticizzazioni, privilegiando le soluzioni associate ai meccanismi maggiormente dissipativi;
- approfondimento del dettaglio realizzativo onde assicurare localmente un'elevata disponibilità di DUTTILITA' MANTENUTA (possibilità di percorrere numerosi cicli di isteresi plastica senza apprezzabili decadimenti delle caratteristiche meccaniche).

Inoltre, il problema di un razionale confronto economico fra le varie soluzioni proponibili, richiede che si tenga conto dei COSTI ATTESI per le probabili riparazioni, nonché di quelli diretti ed indiretti conseguenti alla MANCATA UTILIZZAZIONE dell'opera. Tali costi devono essere valutati quindi in relazione alla sismicità del sito e all'effettiva VULNERABILITA' rispetto agli eventi più violenti delle soluzioni da confrontare.

I dispositivi in argomento posseggono i migliori requisiti per assicurare le prestazioni indicate. A tale conclusione si può facilmente giungere, ad esempio, se si considera il semplice schema rappresentato nella Fig.1 e già trattato in (12) e (15), costituito da una travata appoggiata su montanti, sufficiente per riprodurre gli elementi essenziali di una reale travata da ponte. Per maggiore semplicità si supponga anche che, come generalmente accade, le masse preponderanti siano quelle della travata, così da poter trascurare quelle del sovrastagno. Se la struttura è interessata da forti oscillazioni orizzontali prodot-

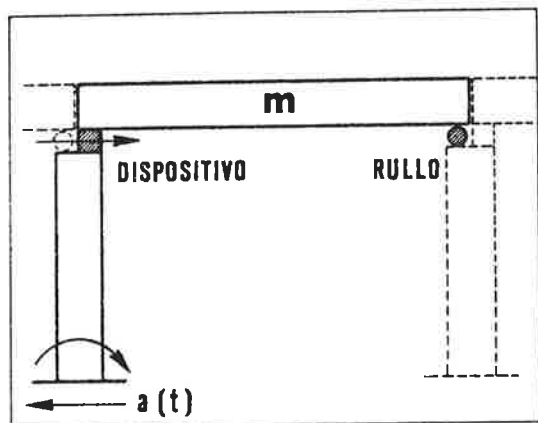


Fig. 1

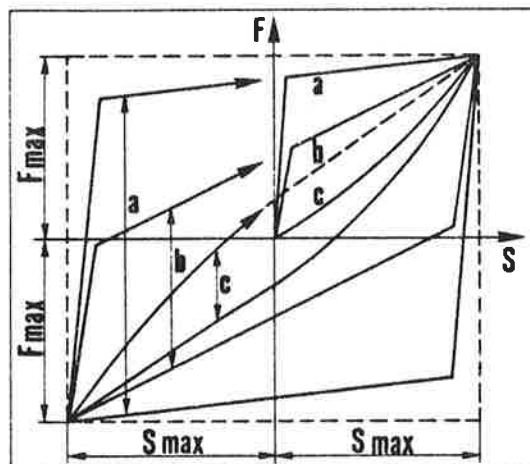


Fig. 2

te da un terremoto agente nel piano della figura è facile prevedere che, al crescere dell'azione sismica, potrà formarsi uno dei due seguenti meccanismi di collasso:

- (A) - rottura del dispositivo di collegamento travata-montante in conseguenza delle forze orizzontali trasmesse;
- (B) - collasso della pila, per esempio nella sezione di incastro alla base, a causa delle sollecitazioni flettenti trasmesse dal collegamento stesso.

La semplicità dell'esempio consente di prevedere facilmente quale meccanismo potrà formarsi prioritariamente, dipendendo l'alternativa dal solo rapporto fra le due resistenze in giuoco. Quel che qui preme evidenziare però, è che l'esito dipende sostanzialmente dalle caratteristiche meccaniche degli elementi resistenti (fattore progettuale) e non tanto, per esempio dall'azione sismica esterna. Questo risultato è del tutto vero se a ciascuno dei due elementi danneggiabili è associato un comportamento perfettamente elasto-plastico (soglia di plasticizzazione costante). In tal caso infatti, una volta che si sia formato uno dei due meccanismi le forze trasmesse non possono più aumentare e non potrà quindi formarsi l'altro. Ovviamente, nella realtà, le situazioni sono più complesse, ma i concetti fondamentali rimangono sostanzialmente gli stessi; si complicano le procedure di calcolo, quantunque in alcuni casi siano possibili valutazioni di massima basate su semplici considerazioni statiche (v. "Appendice").

3. - REQUISITI DI BASE DELLE APPARECCHIATURE DISSIPATIVE

Mantenendo come riferimento il comodo esempio di Fig.1 si possono elencare nella maniera seguente i principali requisiti da richiedere ad un collegamento costituito da un'apparecchiatura dissipativa antisismica.

- (1) Requisiti riguardanti le condizioni di normale esercizio, consistenti in:
 - RESISTENZA orizzontale elastica quale viene richiesta da una verifica tradizionale (resistenza minima di norma);
 - RIGIDEZZA elastica adeguata, quale occorre per contenere entro limiti di normale funzionalità gli spostamenti nelle condizioni di servizio.
- (2) Requisiti riguardanti i terremoti di maggiore violenza, consistenti in:
 - pronunciato **COMPORAMENTO ISTERETICO**, di tipo elasto-plastico, mantenuto senza significativi decadimenti dopo un adeguato numero di cicli;

- elevato RENDIMENTO DISSIPATIVO, corrispondente al valore dell'area racchiusa da ogni ciclo, a parità di forza massima trasmessa.

(3) Requisiti di carattere generale, fra i quali:

- FLESSIBILITA' DI IMPIEGO, in relazione alle varie configurazioni strutturali, ingombri, ecc.;
- possibilità di un'eventuale SOSTITUZIONE dopo aver sopportato le conseguenze di un terremoto particolarmente severo.

E' evidente che un dispositivo che possieda tali requisiti renderà senz'altro prioritaria la scelta del meccanismo (A) perchè, pur garantendo le abituali prestazioni (progettazione tradizionale) assicura anche quella ulteriore di una PROTEZIONE INTEGRALE del sistema strutturale primario (travata e montante) anche quando la costruzione dovesse sopportare un terremoto particolarmente violento. E' da osservare anche che il comportamento elasto-plastico poco incrudente (curva "a" di Fig.2) è quello più opportuno, perchè è in grado di assicurare le massime dissipazioni a parità di forza trasmessa al montante. Il "rendimento dissipativo" di un ciclo si può infatti definire come il rapporto fra l'area racchiusa dal ciclo effettivo (energia dissipata) e l'area del rettangolo ideale definito dai valori estremi della forza e dello spostamento.

4. - LE APPARECCHIATURE DISSIPATIVE ELASTO-PLASTICHE

Nel corso della ricerca in argomento sono state messe a punto alcune apparecchiature dissipative, rappresentate nelle Figg. 5,6,7, che utilizzano come organi elasto-plastici due elementi di base: la "farfalla" (elemento laminare dal funzionamento monodirezionale) ed il "piolo" (elemento cilindrico con testa sferica dal funzionamento bidirezionale). Tali elementi di base, rappresentati schematicamente nelle Figg. 3 e 4, sono stati oggetto di un'attenta ricerca sperimentale e numerica tesa allo studio delle particolari configurazioni atte ad assicurare le prestazioni desiderate con la massima "durata". La ricerca stessa costituisce pertanto uno sviluppo di analoghi lavori condotti in questi ultimi anni principalmente in California (Berkeley University - EERC) ed in Nuova Zelanda (Ministry of Works and Development - DSIR Laboratory in Wellington).

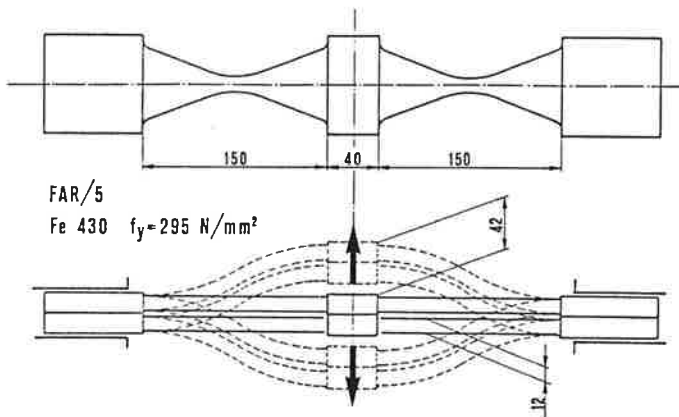


Fig. 3

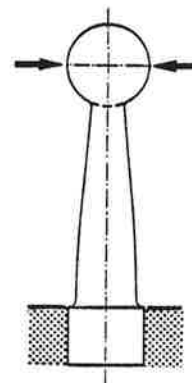


Fig. 4

L'apparecchiatura di Fig.5 rappresenta un appoggio completo per travata da ponte ed utilizza i dissipatori a piolo. La parte superiore è formata da un normale appoggio a cerniera collegato ad una piastra superiore asolata, nella quale trovano alloggiamento le teste sferiche dei pioli. Mentre il carico verticale viene trasmesso alla base tramite il sottostante blocco centrale, reso scorrevole

le rispetto alla piastra superiore (teflon), le forze orizzontali vengono trasmesse per mezzo dei pioli alla piastra inferiore nella quale si trovano incastrate le basi dei pioli medesimi. Questa seconda piastra è ancorata alla struttura di sostegno. E' anche possibile migliorare le prestazioni nelle condizioni di normale esercizio eliminando, se richiesto, gli spostamenti relativi fra le due piastre riguardanti questa sola fase. Ciò può essere ottenuto inserendo opportuni spinotti a rotazione controllata di tipo fragile, in modo da bloccare l'apparecchio in assenza di sisma; in caso di sisma violento invece, gli spinotti saltano quando la sollecitazione raggiunge un livello programmato, leggermente inferiore rispetto a quello per il quale avviene la plasticizzazione dei pioli, innescando così il funzionamento di questi ultimi.

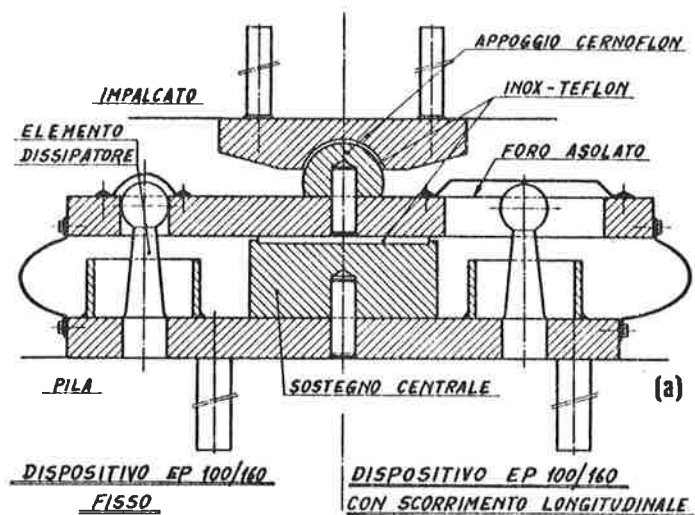


Fig. 5

Le apparecchiature delle Figg. 6 e 7 costituiscono invece un respingente monoassiale che può essere disposto, per esempio, in corrispondenza di una spalla per assorbire tutte le azioni sismiche longitudinali di un treno di travate continue. In queste apparecchiature si possono utilizzare sia i pioli che le farfalle. Gli elementi dissipatori sono montati ad incastro su un supporto centrale, mobile rispetto al contenitore esterno; in quest'ultimo sono disposte le asole per l'alloggiamento delle teste cilindriche dei dissipatori stessi.

I dispositivi illustrati mostrano alcune delle possibili applicazioni degli elementi di base che costituiscono l'aspetto caratteristico dei sistemi. L'elemento a farfalla dispone di una maggiore durata per deformazioni plastiche imposte ciclicamente. L'elemento a piolo, pur disponendo di una minore durata (si è comunque giunti ad un numero di cicli largamente sufficiente per sopportare un eventuale replica), offre però il considerevole vantaggio di una maggiore flessibilità di impiego in quanto, mediante il semplice allungamento di alcune asole delle piastre superiori, consente di calibrare le forze plastiche trasmesse in maniera indipendente nelle due direzioni orizzontali. In tal modo diventa facilmente possibile ottimizzare il comportamento dell'intero sistema strutturale seguendo differenti criteri nelle due direzioni, in relazione alle effettive configurazioni degli elementi strutturali dell'opera.

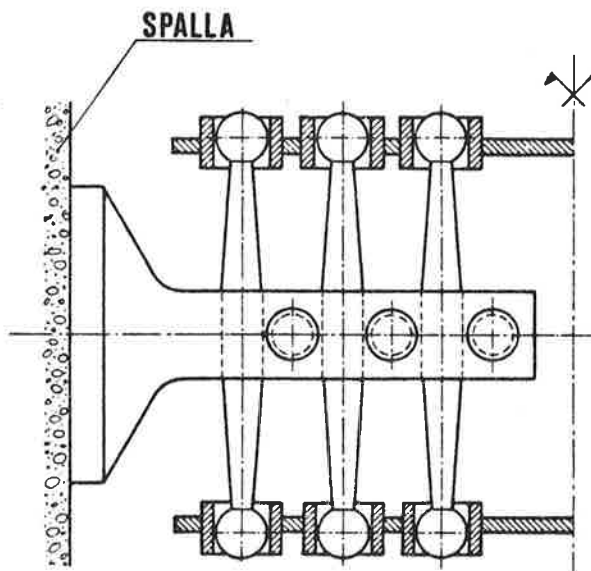


Fig. 6

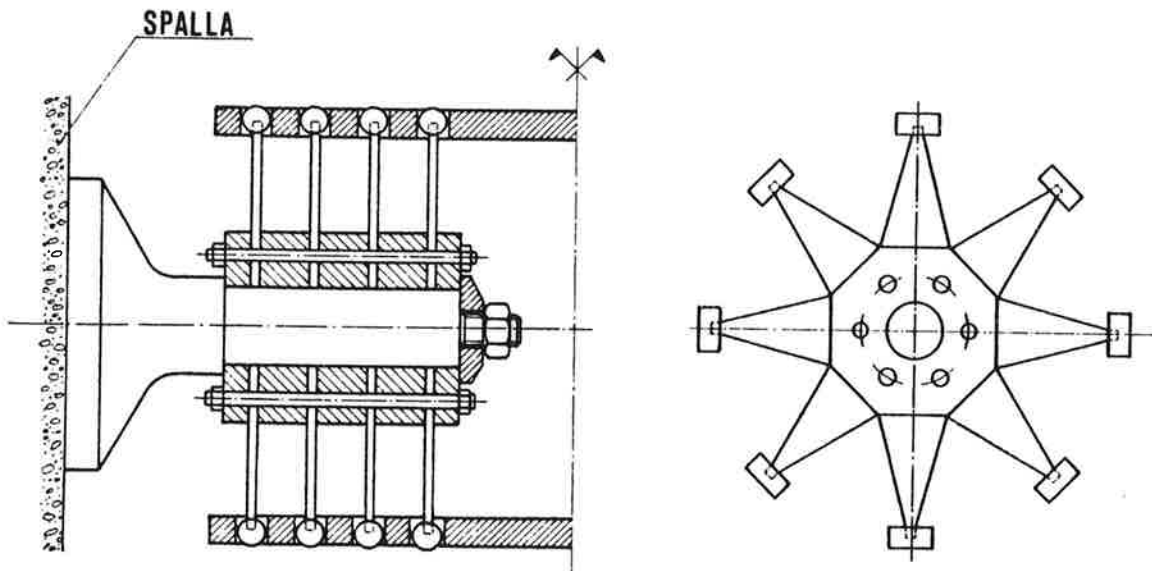


Fig. 7

5. - RICERCHE SPERIMENTALI CONDOTTE SUGLI ELEMENTI DI BASE

Le ricerche riferite nel seguito sono state eseguite presso i laboratori della FIP-INDUSTRIALE di Padova. Il principale obiettivo è stato quello di individuare le configurazioni ottimali degli elementi di base, al fine di garantire il mantenimento delle caratteristiche di resistenza anche dopo un adeguato numero di cicli di isteresi plastica. Le prove sono state condotte imponendo deformazioni plastiche elevate, con duttilità dell'ordine di almeno 10-12, fino a 16, quali sono risultate da calcolazioni elasto-plastiche condotte mediante integrazione passo-passo per vari modelli di viadotti a travata, nella maniera descritta in (12). Nelle Figg. 8 e 9 sono rappresentati gli schemi di funzionamento delle apparecchiature di prova mediante le quali sono state applicate le deformazioni alternate e ripetute, con il controllo automatico delle deformazioni massime imposte. A titolo di esempio, nella Fig.10 sono riportati i cicli di isteresi-

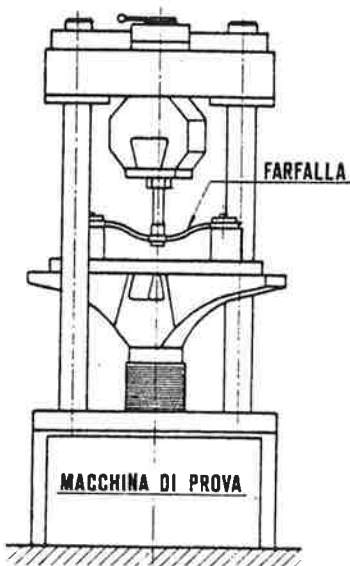


Fig. 8

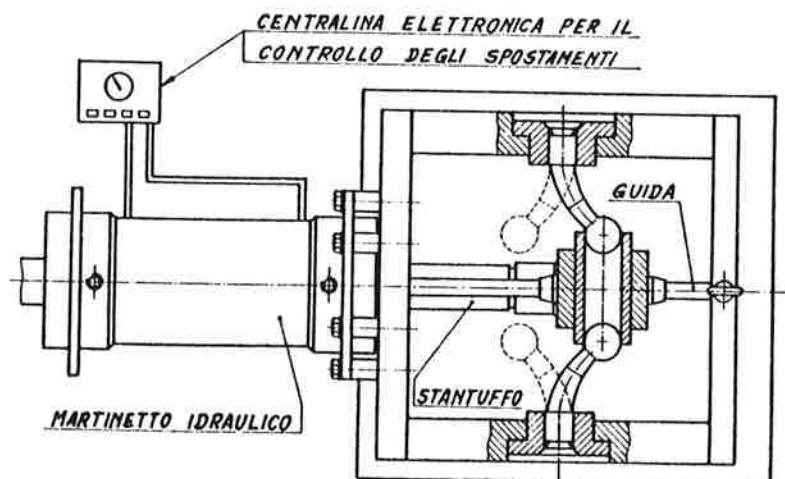


Fig. 9

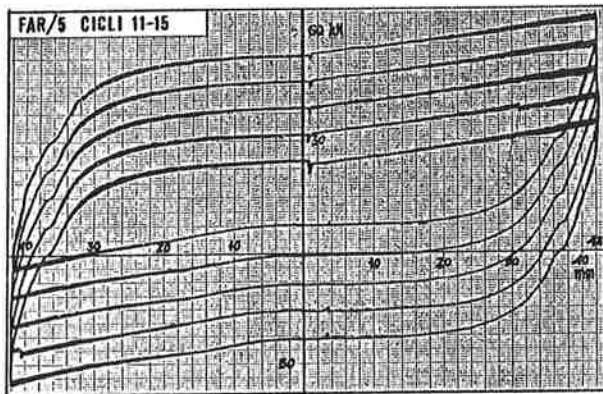


Fig. 10

valori delle duttilità sopra indicati si possono percorrere moltissimi cicli (le sperimentazioni sono state protratte fino ad un massimo di 40 cicli senza osservare danneggiamenti e senza aver misurato apprezzabili decadimenti delle resistenze), impiegando vari tipi di normali acciai da costruzione (la Fig.11 si riferisce ad un acciaio Fe 430, con $f_y = 295 \text{ N/mm}^2$).

si di un dissipatore a farfalla; la figura riproduce i cicli dall'11° al 15°, disegnati sfalsati in altezza.

La messa a punto della migliore configurazione dei dissipatori a farfalla non ha richiesto ricerche particolarmente complesse, data la notevole adattabilità di questo elemento. Le prove sono state eseguite applicando un carico al centro e vincolando le estremità con incastri scorrevoli, realizzati mediante pattini di ottone lubrificati. E' però possibile semplificare il congegno bloccando la scorrevolezza degli incastri, senza comprometterne l'ottimo funzionamento. Con i

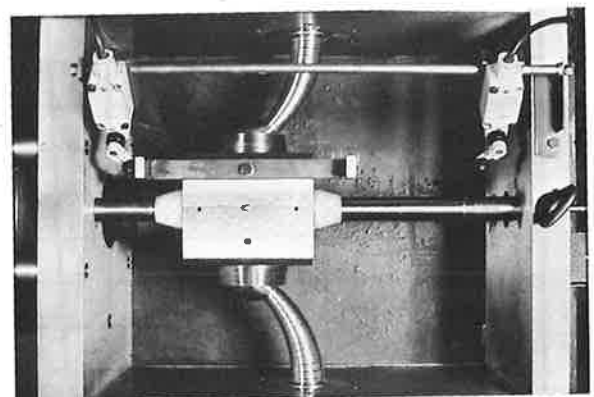
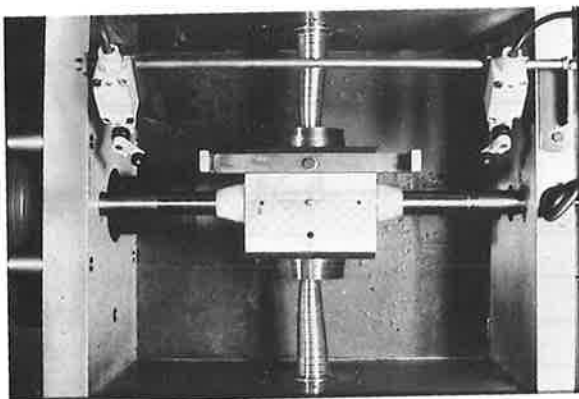
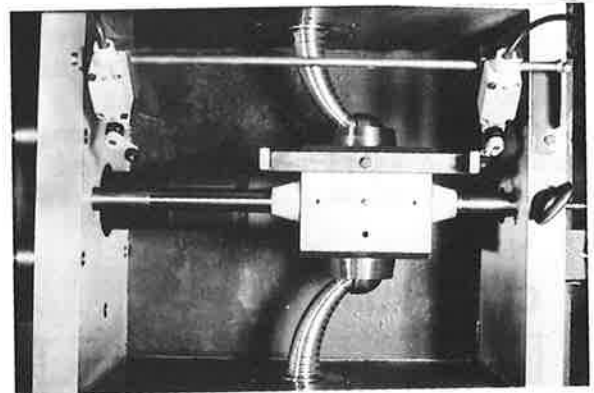
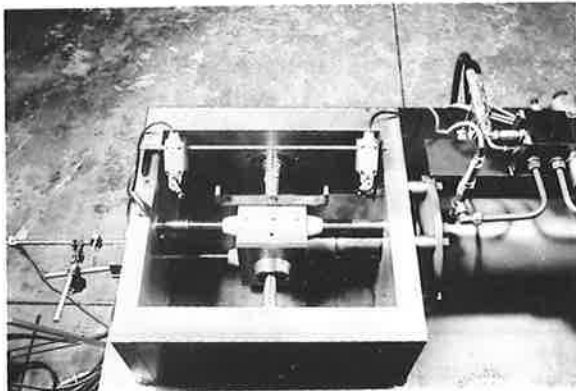


Fig. 11

Una sperimentazione più attenta è stata invece necessaria per la messa a punto della configurazione ottimale dell'elemento a piolo. Infatti, come appare anche dal semplice esame delle illustrazioni che riproducono l'elemento deformato in fase di prova (Fig.11), la simulazione analitica del suo reale comportamento si presenta particolarmente ardua, in quanto occorre tenere conto di numerosi fattori, fra i quali principalmente: - la valutazione delle componenti di sollecitazione in relazione alla configurazione deformata, considerando gli spostamenti di ordine superiore e considerando anche, per una certa parte dell'elemento, una componente di forza assiale che rende non simmetriche le tensioni assiali di trazione e di compressione in andata ed in ritorno; - l'influenza delle curvature soprattutto in corrispondenza degli spostamenti massimi; - la presenza di stati di sollecitazione pluriassiale esaltati dalla forma circolare delle sezioni e dal rapporto non trascurabile fra le dimensioni trasversali e la lunghezza dell'elemento; - la forte non linearità del materiale impegnato ai livelli estremi, con la particolarità dei fenomeni isteretici connessi. Inoltre, l'influenza di tali fattori, con modalità differenti per le varie sezioni, assume importanza relativa diversa all'aumentare dell'ampiezza delle deformazioni imposte. Al momento, è comunque in preparazione un modello numerico ad elementi finiti nel quale si intende introdurre gli effetti più significativi tra quelli sopra elencati.

In considerazione delle difficoltà indicate ed in relazione al fatto che la distribuzione dei diametri lungo il gambo del piolo riveste una notevole importanza ai fini della "durata" dell'elemento, la ricerca della forma ottimale dei pioli è stata condotta per via sperimentale, sulla base di valutazioni numeriche sviluppate in relazione ai successivi rilevamenti. A tale scopo è stato predisposto un apposito congegno di prova automatizzato (Fig.9), dotato di rilevatori di fine corsa che trasmettono il comando ad una centralina elettronica. Si produce così l'inversione della velocità di deformazione, mentre l'automatismo aziona anche un'apparecchiatura fotografica che rileva la deformazione istantanea massima ad entrambe le estremità della corsa. Dall'ingrandimento corretto della immagine fotografica, riportata in scala reale, sono state ricavate le caratteristiche delle configurazioni deformate nelle successive fasi dei cicli di carico. I dati sono stati quindi elaborati procedendo con una interpolazione polinomiale, allo scopo di limitare gli errori localizzati di lettura che avrebbero in-

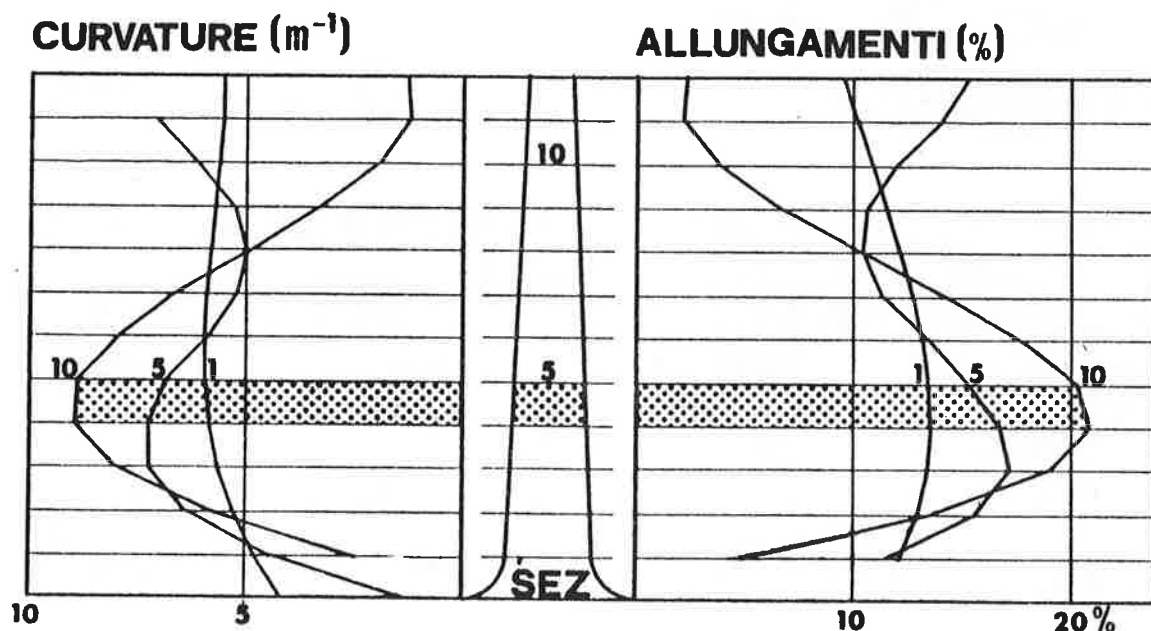


Fig. 12

fluenzato eccessivamente la valutazione delle curvatures. Sulla base delle curve di deformazione così calcolate sono state quindi dedotte le leggi di distribuzione delle curvatures e delle deformazioni unitarie ad esse corrispondenti, onde pervenire ad un controllo dell'impegno plastico del materiale nelle varie sezioni. Procedendo in questa maniera sono state successivamente affinate le leggi di distribuzione dei diametri lungo il gambo dei pioli, che venivano preparati con accurate lavorazioni eseguite mediante un tornio automatico a controllo numerico.

Nella Fig.12 sono rappresentate le curve di distribuzione delle curvatures, calcolate interpolando con polinomi del 5° ordine, relative ad una delle sperimentazioni svolte. Le tre curve disegnate si riferiscono alle configurazioni di massima deformazione rilevate al 1°, al 5° ed al 10° ciclo di un piolo alto 160 millimetri (acciaio inossidabile AISI 340 L) al quale sono stati imposti spostamenti della testa pari a +/- 80 mm. La curva del primo ciclo mostra una buona ripartizione delle curvatures lungo il gambo. E' evidente anche l'incremento progressivo delle curvatures nella zona compresa fra le sezioni No.4 e No.5 (cilo 5° prima e ciclo 10° poi) dove di fatto, dopo il 10° ciclo, è avvenuta la rottura del pezzo. Nella stessa Fig.12 sono rappresentate anche le deformazioni unitarie ai bordi delle varie sezioni, calcolate con riferimento ad una flessione con asse neutro baricentrico ed in corrispondenza degli stessi cicli. Risulta ancora più evidente l'effetto del progressivo incremento della concentrazione delle deformazioni unitarie in corrispondenza della zona di rottura.

Mediante lo stesso procedimento fotografico, ma utilizzando i rilevamenti fatti in corrispondenza del passaggio per la posizione di spostamento nullo, sono stati calcolati anche gli allungamenti della fibra baricentrica, che progressivamente si manifestano in maniera sostanziale durante le deformazioni plastiche cicliche. Con riferimento allo stesso caso della Fig.12, nella Fig.13 è riportato il diagramma di tali allungamenti in funzione del numero dei cicli. Il fenomeno riveste importanza perchè testimonia la differente posizione assunta dagli assi neutri della flessione nelle fasi di andata e ritorno, secondo un meccanismo associabile ad una differente resistenza del materiale compresso rispetto a quello teso conseguente ai fenomeni derivanti dalla presenza di stati di sollecitazione pluriassiale ed agli altri fenomeni indicati in precedenza. A causa di tali fenomeni poi, i valori sperimentali delle resistenze plastiche risultano sensibilmente diversi da quelli teorici calcolabili mediante la semplice teoria della flessione plastica tradizionale; così come risulta giustificato qualitati-

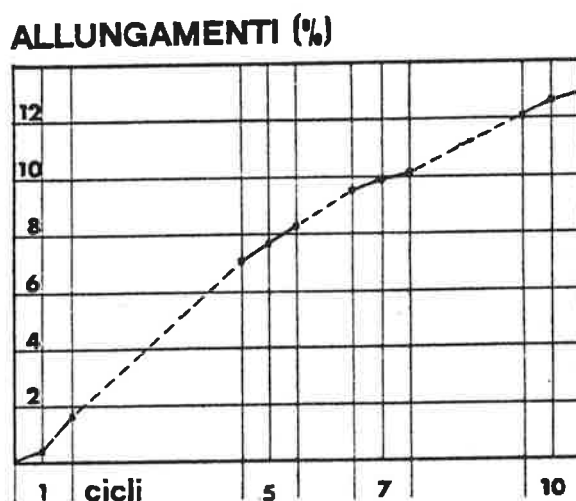


Fig. 13

vamente quell'effetto di incrudimento che si manifesta dopo il primo ciclo di deformazioni imposte, già notato anche da altri autori (4).

Procedendo nella maniera descritta sono stati operati successivi affinamenti della forma del gambo del piolo, sede delle dissipazioni plastiche, ottenendo elementi capaci di sopportare un sempre maggiore numero di cicli di deformazioni. Al momento, sono stati ottenuti pioli di acciaio inossidabile del tipo già detto (preferito per motivi di durabilità in opera) che sono in grado di garantire un minimo di 9-10 cicli di deformazioni alternate e ripetute, imposte con duttilità pari a circa ± 15 . Ovviamente, imponendo duttilità inferiori il numero dei cicli sale rapidamente; ciò assicura pertanto un certo margine rispetto a quanto viene ad essere richiesto nel caso di un terremoto molto violento e di notevole durata (circa 30 secondi di forti scosse), considerando anche un'eventuale replica.

La particolare attenzione che è stata attribuita alla messa a punto del dissipatore a piolo, nonostante che questo giunga a rottura prima di quello a farfalla, è dovuta al fatto che si ritiene molto importante, ai fini applicativi, la sua maggiore flessibilità di impiego derivante dal suo funzionamento multidirezionale e dalla semplicità dei sistemi che ne derivano per una differente taratura della forza di plasticizzazione nelle due direzioni orizzontali.

6. - IMPIEGO DEI DISSIPATORI NELLE STRUTTURE ANTISISMICHE

Le apparecchiature ora viste possono essere convenientemente impiegate per la protezione sismica delle strutture, se si vuole tenere conto, come si deve, delle prestazioni attese in occasione dei terremoti di maggiore violenza. In altra occasione (12) sono stati già indicati i criteri da adottare per una progettazione che tenga conto di tali eventi. In sostanza si tratta di procedere inizialmente ad una normale progettazione della struttura, considerando l'apparecchiatura dissipativa come un qualsiasi elemento resistente. In tal modo, i dissipatori rimarranno elastici in occasione degli eventi sismici "normali" (terremoti di intensità pari a quella prevista dalle norme attuali D.M. 24.01.86), assicurando così prestazioni del tutto analoghe a quelle abitualmente richieste ad una struttura antisismica convenzionale. Il progetto deve poi essere integrato con un'analisi dinamica elasto-plastica, da condurre utilizzando registrazioni di terremoti della "massima" intensità attesa (a tale scopo si può fare riferimento alle accelerazioni indicate dalle Istruzioni del GNDR-CNR o dall'Eurocode No.8), allo scopo di definire le ampiezze massime delle deformazioni plastiche richieste ai dissipatori in tale evenienza e per progettare poi le effettive dimensioni delle apparecchiature. Per un dimensionamento preliminare si possono comunque utilizzare i criteri esposti di seguito in "Appendice".

E' importante tenere presente che l'impiego dei dissipatori risulta maggiormente efficace per quei sistemi strutturali dotati di particolari caratteristiche che ne assecondino le prestazioni. In particolare occorrono i due seguenti requisiti:

- le masse strutturali "isolate", cioè collegate indirettamente con il terreno soltanto tramite percorsi di elementi resistenti nei quali siano inserite le apparecchiature dissipative, devono essere preponderanti;
- la tipologia strutturale deve essere tale da consentire che, almeno nelle condizioni di emergenza, siano accettabili spostamenti relativi significativi fra le masse isolate e le rimanenti parti, con spostamenti relativi che non conducano ad una perdita totale di funzionalità.

Inoltre, va anche tenuto presente che l'inserimento di un dispositivo di collegamento dotato di una sua deformabilità elastica, sempre se questa non com-

porti conseguenze negative per le condizioni di normale esercizio dell'opera (ma in tal caso i dispositivi illustrati possono essere parzialmente bloccati con i sistemi a rottura controllata), produce effetti benefici secondari, conseguenti all'aumento del periodo naturale dell'intera struttura. Ciò anche se in realtà tale aumento non dà luogo ad effetti significativi se non per valori ragguardevoli della deformabilità aggiunta, cioè per valori piuttosto bassi della rigidezza K , o meglio per valori bassi del parametro α .

7. - PROTEZIONE SISMICA INTEGRALE

Utilizzando apparecchiature dissipative che abbiano un comportamento marcatamente elasto-plastico, ovvero che siano dotati di una soglia di plasticizzazione praticamente costante, diventa anche possibile pervenire ad una progettazione che assicuri una PROTEZIONE SISMICA INTEGRALE. Per raggiungere tale obiettivo si richiede soltanto che i vari elementi resistenti del sistema strutturale vengano dimensionati mediante opportune verifiche a rottura (al limite di plasticizzazione) basate sul diretto confronto delle resistenze stesse con le sollecitazioni (ridotte) calcolate mediante le analisi dinamiche elasto-plastiche condotte per l'evento sismico più violento. In tal modo, le sollecitazioni trasmesse dagli elementi isolati tramite i dissipatori risulteranno adeguatamente tagliate ai livelli delle soglie plastiche prescelte e tutti gli altri elementi appartenenti al sistema resistente primario potranno rimanere ancora in campo di funzionamento elastico, lasciando che le dissipazioni plastiche abbiano sede soltanto nelle apparecchiature appositamente disposte.

8. - BIBLIOGRAFIA

- (1) R.I.SKINNER, J.M.KELLY, A.J.HEINE - "Hysteretic Dampers for Earthquake Resistant Structures" - Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 3, 1975.
- (2) R.I.SKINNER, J.L.BECK, G.N.BYCROFT - "A Practical System for Isolating Structures from Earthquake Attack" - Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.3, 1975.
- (3) R.G.W.BLAKELEY - "Analysis and Design of Bridges Incorporating Mechanical Energy Dissipating Devices" - Proceedings of a Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges, A.T.C., Jan. 29-31, 1979.
- (4) J.M.KELLY, M.S.SKINNER - "The Design of Steel Energy Absorbing Restreiners and their Incorporation into Nuclear Power Plants" - Reports UCB/EERC No. 79/7-10, Febr. 1979.
- (5) J.M.KELLY, M.S.SKINNER, K.E.BRUCE - " Experimental Testing of an Energy Absorbing Base-Isolation System" - Report UCB/EERC No.80/35, Oct. 1980.
- (6) J.M.KELLY - "The Influence of Base-Isolation on the Seismic Response of Light Secondary Equipment" - Report UCB/EERC No.81/17, Febr. 1982.
- (7) M.A.BHATTI, V.CIAMPI, J.M.KELLY - "An Earthquake Isolation System for Steam Generators in Nuclear Power Plants" - Nuclear Engineering and Design, pagg. 229-252, 1982.
- (8) D.E.KEY - "The Seismic Performance of Energy Absorbing Dampers in Building Structures" - Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol.17, March 1984
- (9) R.I.SKINNER - "Base Isolated Structures in New Zealand" - Proceedings of the 8th WCEE, San Francisco, California, 1984.
- (10) L.M.MEGGET - "The Design and Construction of a Base-Isolated Concrete Frame

Building in Wellington, New Zealand" - Proceedings of the 8th WCEE, San Francisco, California, 1984.

- (11) A.PARDUCCI - "Relazione Generale sul Tema: Apparecchiature Dissipative Speciali per la Riduzione della Risposta Sismica" - Convegno C.T.E., Perugia, 8-9 Nov. 1985.
- (12) M.MEZZI, A.PARDUCCI - "Modalità di Progetto per le Costruzioni Antisismiche Dotate di Organi Dissipativi" - Convegno C.T.E., Perugia, 8-9 Nov. 1985.
- (13) V.CIAMPI - "Dissipatori di Energia per la Protezione Sismica di un Generatore di Vapore in un Impianto Nucleare" - Convegno C.T.E., Perugia, 8-9 Nov. 1985.
- (14) D.L.DUTCHINSON, D.D.SPURR - "Inelastic Analysis of Two Industrial Structures" - Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol.19, June 1986.
- (15) A.PARDUCCI, R.MEDEOT - "Dispositivi Dissipatori di Energia Meccanica per la Riduzione della Risposta Sismica delle Strutture" - Congresso C.T.E., Ravenna 30 Ott.-1 Nov. 1986.

APPENDICE - VALUTAZIONE ORIENTATIVA DELLE RICHIESTE DI DUTTILITA'

Per una valutazione orientativa delle richieste di duttilità e quindi delle massime deformazioni da richiedere ad un'apparecchiatura dissipativa, si possono svolgere delle semplici calcolazioni basate su considerazioni di natura statica equivalente, ricorrendo ad opportune schematizzazioni. Tali considerazioni possono riferirsi ai diagrammi di comportamento forza-spostamento (F-s).

Nella Fig.A.1 è rappresentato un sistema strutturale ridotto (ponte a travata) caratterizzato da una massa "isolata" M (impalcato), vincolata ad una massa "non isolata" m (massa equivalente della pila) mediante un'apparecchiatura dissipativa a comportamento elasto-plastico (asta M-m). L'intero sistema è vincolato a terra mediante un'altra asta corrispondente alla pila. La massa m deve intendersi come massa equivalente, ai fini dinamici, all'intera massa del pulvino e del fusto-pila, considerate concentrate nell'estremità superiore della pila medesima (per esempio, si può assumere per m la massa del pulvino aumentata cautelativamente dello 0.3 della massa del fusto). Le caratteristiche meccaniche degli elementi in giuoco siano quindi (Fig. A.1):

	massa	rigidezza	limite elastico
pila	m	k	(indefinito)
travata	M	K	$F_y = C_y M g$

avendo indicato con C_y il coefficiente sismico di progetto (valore statico equivalente) riferito al limite di comportamento lineare del sistema. Per un'apparecchiatura dissipativa costituita da elementi metallici si può assumere, in sintonia con le norme tecniche per le costruzioni in acciaio, $C_y = 1.5 C$, essendo C il coefficiente di progetto definito attualmente dal D.M. 24.01.86. Nella Fig. A.2 è rappresentato poi il diagramma di comportamento globale del sistema, valutato nell'ipotesi di comportamento perfettamente elasto-plastico del dispositivo di collegamento.

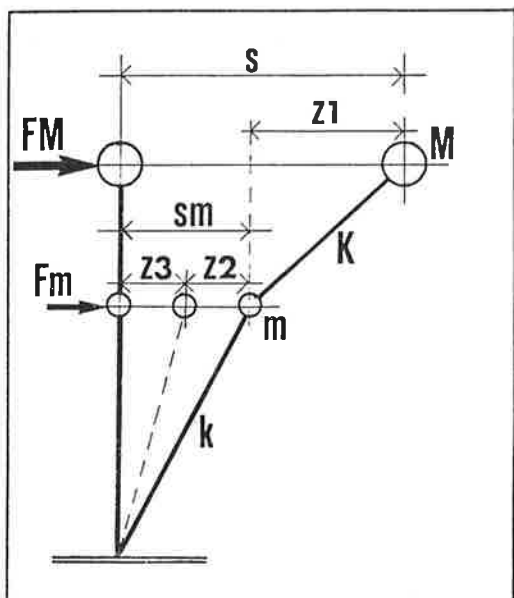


Fig. A.1

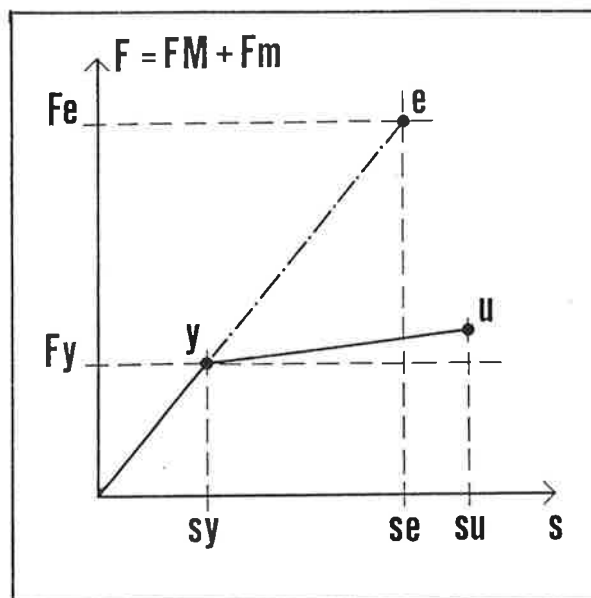


Fig. A.2

Nelle condizioni al limite elastico (y) una valutazione statica conduce ai seguenti valori degli spostamenti relativi (Fig. A.1):

$$\begin{array}{ll} \text{spostamento (M-m) dovuto all'inerzia di M} & z_1(y) = Cy M g / K \\ \text{spostamento di m dovuto alla forza trasmessa} & z_2(y) = Cy M g / k \\ \text{spostamento di m dovuto all'inerzia di m} & z_3(y) = Cy m g / k \end{array}$$

Ne risultano i seguenti spostamenti assoluti delle due masse:

$$\begin{array}{l} \text{massa M} \quad s(y) = (Cy m g / k) + (Cy M g / k) + (Cy M g / K) \\ \quad \quad \quad sm(y) = (Cy m g / k) + (Cy M g / k) \end{array}$$

Se si introducono i seguenti parametri:

$$\begin{array}{ll} \text{rapporto delle masse} & \alpha = M / m \\ \text{rapporto delle deformabilità elastiche} & \beta = k / K \end{array}$$

e si assume come riferimento lo spostamento relativo $z_y = z_1(y)$ della travata rispetto alla pila (deformazione del dissipatore al limite elastico), le tre componenti di spostamento prima indicate si possono porre nella forma:

$$\begin{array}{ll} z_1(y) & = \quad z_y \\ z_2(y) & = \quad \beta z_y \\ z_3(y) & = \alpha \beta z_y \end{array}$$

Tenendo presente il diagramma di comportamento globale di Fig. A.2, dove la forza totale $F = F_M + F_m$ è rappresentata in funzione dello spostamento s della massa M dell'impalcato, si immagini di aver eseguito un'analisi dinamica con una registrazione accelerometrica di un terremoto rappresentativo di un evento "violento", per una struttura analoga a quella ora considerata, ma avendo ipotizzato anche per l'apparecchiatura di collegamento un comportamento indefinitamente elastico (struttura elastica associata che segue il diagramma lineare riportato nella stessa Fig. A.2). Sia (e) la configurazione di massima deformazione raggiunta in tale maniera (si prescinde qui da problemi di contemporaneità dei valori massimi riguardanti singolarmente i due gradi di libertà del sistema). La configurazione (e) rappresenta pertanto il valore spettrale della risposta elastica per un evento sismico "violento". Sia C_e il corrispondente coefficiente sismico equivalente.

Avendo così operato, si può calcolare il rapporto q fra i due coefficienti sismici, essendo perciò

$$q = C_e / C_y$$

il fattore di riduzione della risposta spettrale elastica da utilizzare per una progettazione statica equivalente condotta con riferimento al limite elastico (y), dal quale dipenderà, in definitiva, la richiesta di duttilità prevedibile. Per il fattore q sono disponibili riferimenti normativi in quanto, ad esempio, le Istruzioni GNDT-CNR, come anche l'Eurocode No.8, anziché definire direttamente il coefficiente di progetto C_y , definiscono prima una spettro elastico riferito proprio ad un evento violento e poi il fattore q in relazione alle varie tipologie strutturali.

Si considerino ora gli spostamenti relativi del sistema corrispondenti alla struttura effettiva, dotata di collegamento dissipativo con soglia plastica F_{My} , che dovrebbero derivare da una nuova analisi dinamica passo-passo eseguita con lo stesso accelerogramma precedente. Sia (u) la massima configurazione deformata raggiunta con questo nuovo calcolo. In via indicativa, tali spostamenti possono essere comunque scritti nella maniera seguente:

$$\begin{array}{ll} \text{spostamento (M-m) del dissipatore plasticizzato} & z_1(u) = \mu(D) z_y \\ \text{spostamento di m dovuto alla forza trasmessa} & z_2(u) = \beta z_y \\ \text{spostamento di m dovuto all'inerzia di m} & z_3(u) = \lambda \alpha \beta z_y \end{array}$$

dove $\mu(D)$ rappresenta proprio la duttilità richiesta all'apparecchiatura dissipativa e λ è un opportuno fattore che definisce l'incremento della componente z_3 nel passare dalla condizione (y) alla (u); nessun incremento è stato invece attribuito alla componente z_2 in quanto essa dipende dalla forza trasmessa dal dissipatore e questa ha ormai raggiunto il suo limite plastico. I valori dei parametri $\mu(D)$ e λ dovrebbero dedursi dai risultati delle due analisi dinamiche, ma per gli scopi orientativi qui perseguiti è conveniente seguire una diversa strada. Infatti, con le posizioni fatte si può scrivere la seguente espressione dello spostamento assoluto $s(u)$ dell'impalcato:

$$s(u) = \mu(D) (1 + \beta + \lambda \alpha \beta) zy$$

Se poi si definisce la duttilità globale μ_0 richiesta dall'intero sistema, essendo questa da valutare in base agli spostamenti totali s con l'espressione:

$$\mu_0 = s(u) / s(y)$$

si perviene alle seguente relazione fondamentale:

$$\mu_0 (1 + \beta + \alpha \beta) = \mu(D) + (1 + \lambda \alpha)$$

e quindi:

$$\underline{\mu(D) = \mu_0 (1 + \beta + \alpha \beta) - \beta (1 + \lambda \alpha)} \quad (*)$$

L'espressione scritta ha consentito di esprimere la duttilità richiesta all'apparecchiatura dissipativa $\mu(D)$ in funzione dei parametri α e β caratteristici del sistema strutturale, della duttilità globale μ_0 richiesta al sistema medesimo e del fattore λ relativo alla sola massa m . In realtà, i parametri μ_0 e λ dipendono, oltre che da α e β , dal periodo naturale T del sistema e dalla scelta del fattore di riduzione q . Ma il vantaggio dell'espressione (*) deriva dal fatto che essa rende possibili alcune semplificazioni. Infatti, se si accetta l'ipotesi di poter trascurare la dipendenza da α e da β (i controlli numerici eseguiti confermano l'attendibilità di tale ipotesi) e se si tiene presente che i casi di interesse pratico per l'applicazione di apparecchiature dissipative sono quelli nei quali la massa isolata M è preponderante e quindi il parametro α assume valori piccoli (per esempio, $\alpha \leq 0.25$), si può concludere che l'esatta determinazione del parametro λ non è molto significativa ai fini delle valutazioni numeriche. Ad esempio, si può assumere in via cautelativa $\lambda = 1$, per ottenere l'espressione semplificata:

$$\mu(D) = \mu_0 (1 + \beta + \alpha \beta) - \beta (1 + \alpha) \quad (**)$$

In questo modo la duttilità richiesta al dissipatore risulta dipendere soltanto dalla duttilità globale μ_0 richiesta all'intero sistema, oltre che dalle caratteristiche note del sistema stesso. D'altra parte, senza bisogno di ricorrere alle analisi dinamiche non lineari, si può far ricorso ad alcuni criteri semplificativi abitualmente accettati che definiscono delle correlazioni fra la duttilità globale μ_0 e la scelta del fattore progettuale q . Su tali criteri si basano peraltro molte delle prescrizioni contenute nelle normative tecniche.

Per esempio, se si accetta il criterio secondo il quale la duttilità richiesta μ_0 è praticamente uguale al valore scelto per il coefficiente q (criterio di uguale spostamento secondo cui $s(u) = s(e)$), il calcolo dello spostamento plastico massimo da prevedere per l'apparecchiatura dissipativa diventa immediato, risultando:

$$\underline{\mu(D) = q (1 + \beta + \alpha \beta) - \beta (1 + \alpha)} \quad (***)$$

così che la duttilità $\mu(D)$ appare dipendere soltanto da q .

In definitiva, per condurre un'applicazione pratica senza abbandonare il riferimento alle norme tecniche attualmente in vigore, si può procedere nella maniera seguente. Si calcola il coefficiente di progetto al limite plastico C_y mediante il normale coefficiente sismico C definito dal D.M. 24.01.86 in relazione alla sismicità del sito. Si è già detto che per un elemento di acciaio si può assumere $C_y = 1.5 C$. Il valore spettrale della risposta ad un terremoto "violento" (non definito dal citato D.M.) può essere dedotto in base alle indicazioni fornite dalle Istruzioni GNDT-CNR, calcolando $C_e = (A/g) / R(T)$, essendo A l'accelerazione massima del terreno assegnata anch'essa in relazione alla sismicità locale ed R il coefficiente di risposta dipendente dal periodo naturale T . Si ottiene così il valore $q = C_e / C_y$ con il quale, applicando la formula (***) , si calcola la duttilità richiesta $\mu(D)$, essendo noti i parametri α e β , caratteristici del sistema in esame.

Eseguendo questo calcolo per una zona classificata con $S = 9$ e per una costruzione dotata di periodo naturale $T < 0.8$ secondi ($A/g = 0.25$, $R = 2.2$) si ha

$$\begin{aligned} C_y &= 1.5 (S - 2) / 100 = 0.105 \\ C_e &= 0.25 \times 2.2 = 0.55 \\ q &= 0.55 / 0.105 = 5.24 \end{aligned}$$

Nell'ipotesi che sia $\alpha = 0.2$ e $\beta = 1.0$, si ottiene:

$$\mu(D) = 10.3$$

valore che corrisponde abbastanza bene a quelli che si calcolano mediante le analisi dinamiche non lineare basate su varie registrazioni accelerometriche di eventi reali.

L'espressione semplificata (***) costituisce quindi uno strumento utile per la definizione di massima delle caratteristiche da attribuire alle apparecchiature dissipative disposte in sistemi strutturali elementari, come è il caso del ponte a travate. Ovviamente la correlazione individuata possiede i suoi limiti di validità, soprattutto in dipendenza dell'ipotesi assunta (ma abitualmente accettata) dell'uguaglianza degli spostamenti globali elastici ed elasto-plastici. Può essere utile pertanto tenere presente che, proprio come generalmente accade con la suddetta ipotesi, vi è una generica tendenza ad indicare richieste di duttilità leggermente inferiori a quelle calcolabili con procedimenti più rigorosi.

ANALISI SISMICA DEL NUOVO PONTE FERROVIARIO
SULL'ARNO PER LA DIRETTISSIMA ROMA-FIRENZE

Mario P. PETRANGELI

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

SOMMARIO

Il completamento della DD prevede la costruzione di un ponte ferroviario sull'Arno che, per le luci e l'altezza delle pile, sarà fra i maggiori d'Europa.

Dopo una breve descrizione della struttura, e dei criteri che hanno determinato le scelte progettuali, si riferisce sulle analisi dinamiche svolte: quella usuale elastica e quelle in campo non lineare tenendo conto dell'interazione struttura-ballast-rotaia.

SUMMARY

The completion of the high speed railway line from Rome to Florence comprises the construction of a new bridge over the river Arno which, due to its spans and piers' height, will be classified as one of the most important in Europe.

After a short description of the structure and of the choices in the design stage, the dynamic computations performed are presented: the traditional elastic one and those in the non linear field keeping into account the structure-ballast-rails interaction.

1. PREMESSA

Il completamento della Direttissima Roma-Firenze prevede, poco a Nord di Arezzo, la costruzione di una importante opera per lo scavalco del fiume Arno immediatamente a monte della diga di La Penna.

La rilevanza del ponte deriva dalla notevole altezza del piano del ferro rispetto al fondo alveo - più di 55 m - e dalla larghezza del corso d'acqua nella sezione di attraversamento che, per la presenza poco a valle della diga sopradetta, raggiunge circa 140 m.

Le scelte progettuali, oltre che da questi vincoli geometrici, sono state condizionate anche dai limiti severissimi imposti alla deformabilità del ponte dai competenti Uffici delle F.S. a causa dell'alta velocità di esercizio (240 Km/h): i massimi spostamenti orizzontali dell'impalcato dovuti alle forze di esercizio (frenatura e accelerazione dei convogli) non dovevano superare il valore di 3 mm mentre la freccia massima legata ai carichi accidentali doveva essere inferiore a 1/4000 della luce di impalcato.

Altro fattore rilevante è il contesto paesaggistico in cui si inserisce l'opera, caratterizzato dalla vicinanza del Borgo Medioevale di Rondine e dalla tenuta di Monsoglio.

Ne è derivata la scelta di uno schema fortemente iperstatico che, pur soddisfacendo ai limiti di deformabilità richiesti, permettesse luci sufficientemente ampie da ridurre al minimo le costose fondazioni in alveo. Ciò senza peraltro dover ricorrere a membrature esageratamente tozze ed ingombranti.

2. BREVE DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Il ponte è costituito da un telaio a quattro campate, due laterali da m 45 e due centrali da m 70.

L'impalcato è solidale con le tre pile centrali e semplicemente appoggiato sulle due laterali che costituiscono gli elementi di transizione con i viadotti di accesso, quest'ultimi formati da travi semplicemente appoggiate di 35 m di luce.

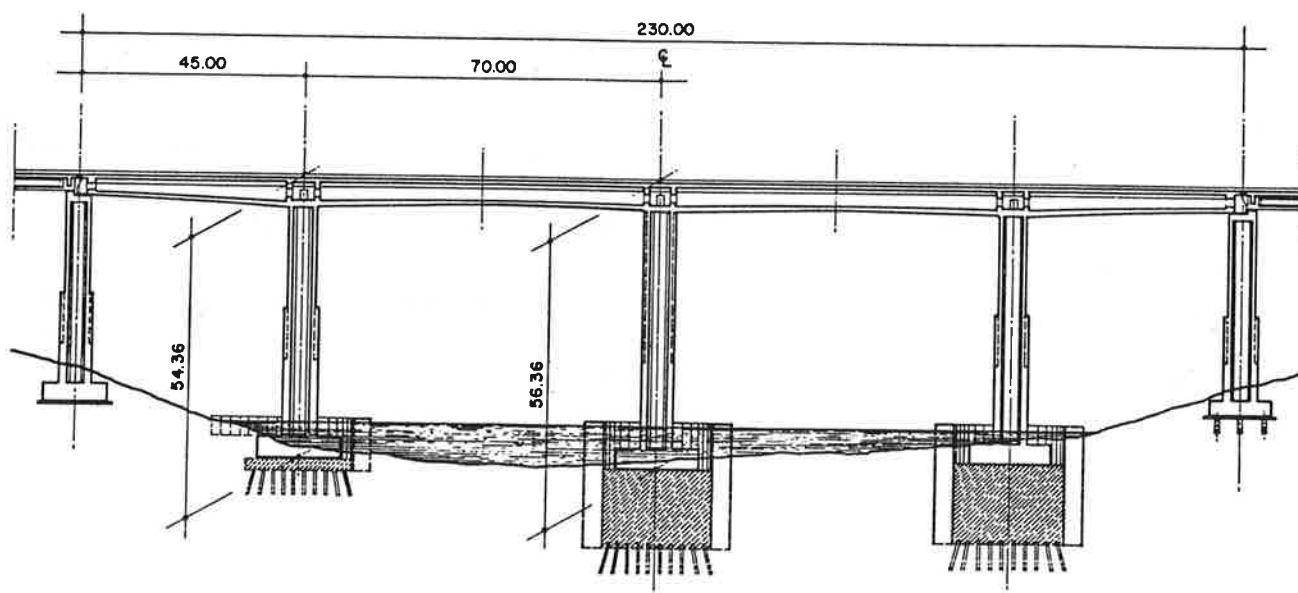


Fig. 1

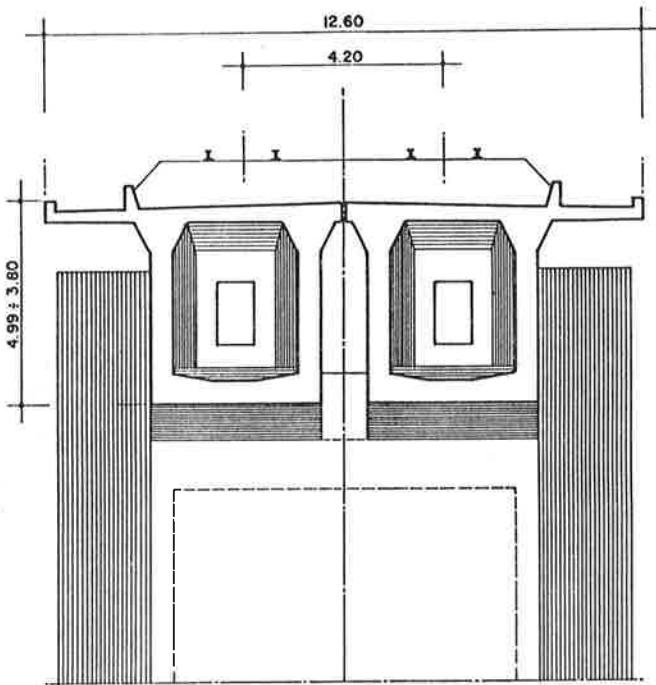


Fig. 2

Le pile sono scatolari con zattere di fondazione poggiate su zoccoli di calcestruzzo magro che trasferiscono i carichi direttamente alla roccia che si rinviene al disotto dei depositi alluvionali.

L'impalcato, per soddisfare la richiesta delle F.S. di avere un binario in esercizio anche nel caso di interventi straordinari sulla struttura, è formato da due cassoni indipendenti ad altezza variabile. Il severo limite imposto alle frecce ha impedito una più accentuata variabilità degli spessori, tipica dei ponti costruiti a sbalzo per conci successivi quale quello in esame.

3. L'ANALISI MODALE

La determinazione delle azioni agenti sul ponte in fase di sisma è stata eseguita, in accordo alla normativa vigente, conducendo l'analisi modale ed assumendo lo spettro di risposta elastica fornito dal D.M. 24.1.1986 per zona con $S = 9$.

Nel caso di sisma agente ortogonalmente all'asse del ponte le accelerazioni spettrali sono state moltiplicate per il fattore 1.2 così come prescritto dalle Istruzioni F.S. n°44 b per strutture isostatiche.

Poichè agli appoggi mobili sulle pile laterali verranno accoppiati dei dispositivi oleodinamici che impediranno movimenti relativi rapidi tra impalcato e pile, anche quell'ultime collaborano con il telaio in fase di sisma.

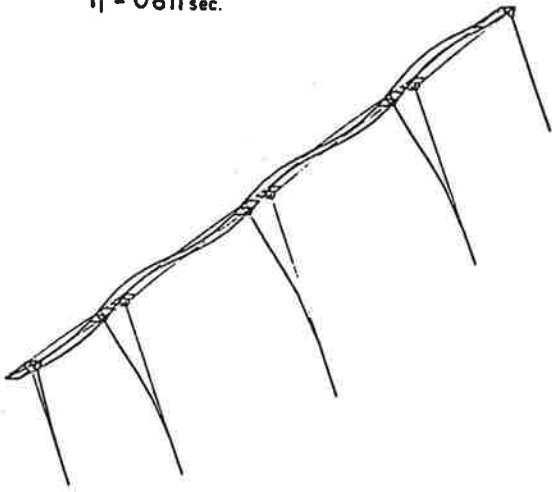
Le masse considerate sono, oltre a quelle corrispondenti ai carichi e sovraccarichi permanenti, quelle relative ad un treno tipo B su di un binario ed al 50% di un treno simile sull'altro.

Questa dissimmetria dei sovraccarichi accidentali spiega la dissimmetria accentuata di alcune forme modali di una struttura altrimenti simmetrica.

La figura 3 mostra le prime 8 forme modali ed i periodi propri corrispondenti che, data la notevole rigidezza della struttura, risultano particolarmente bassi per un ponte così alto.

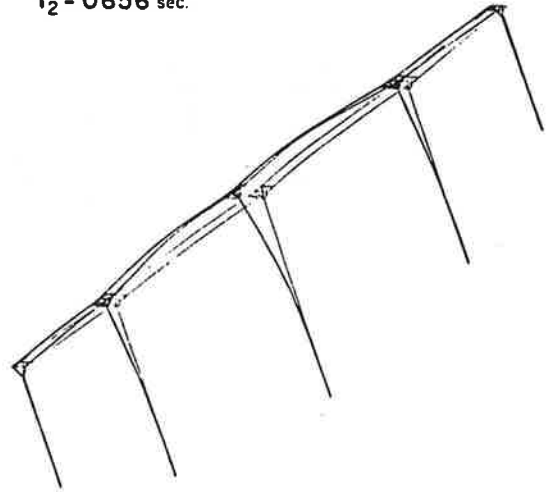
La fig. 4 riporta il diagramma dei momenti flettenti efficaci per sisma agente parallelamente all'asse dei binari.

$T_1 = 0.811 \text{ sec.}$



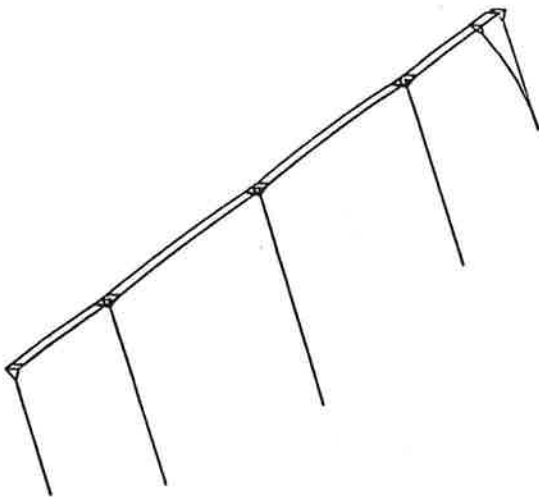
VIADOTTO "ARNO" - ANALISI SPETTRALE
MODO NO 1

$T_2 = 0.656 \text{ sec.}$



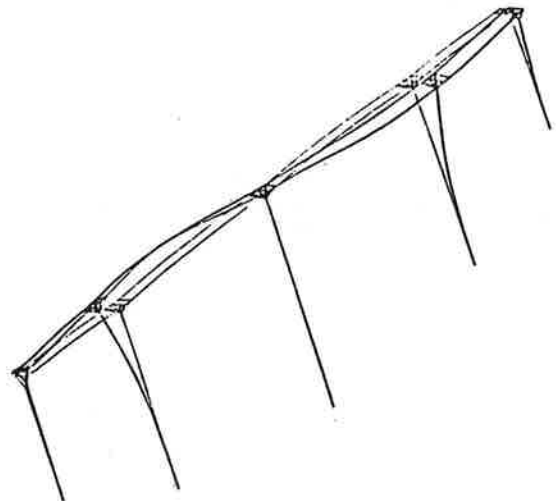
VIADOTTO "ARNO" - ANALISI SPETTRALE
MODO NO 2

$T_3 = 0.640 \text{ sec.}$



VIADOTTO "ARNO" - ANALISI SPETTRALE
MODO NO 3

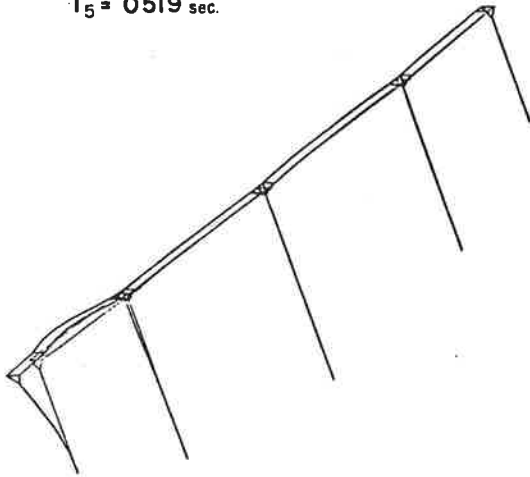
$T_4 = 0.520 \text{ sec.}$



VIADOTTO "ARNO" - ANALISI SPETTRALE
MODO NO 4

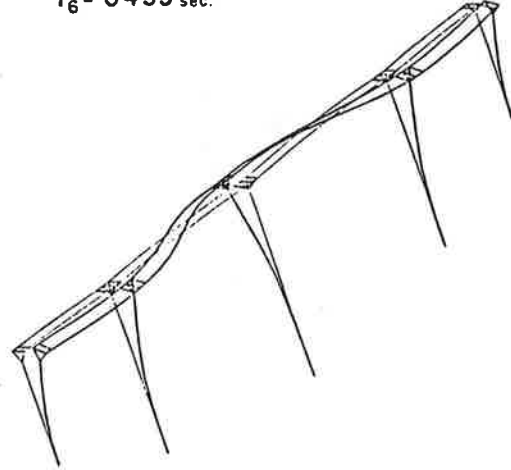
Fig. 3

$T_5 = 0.519 \text{ sec.}$

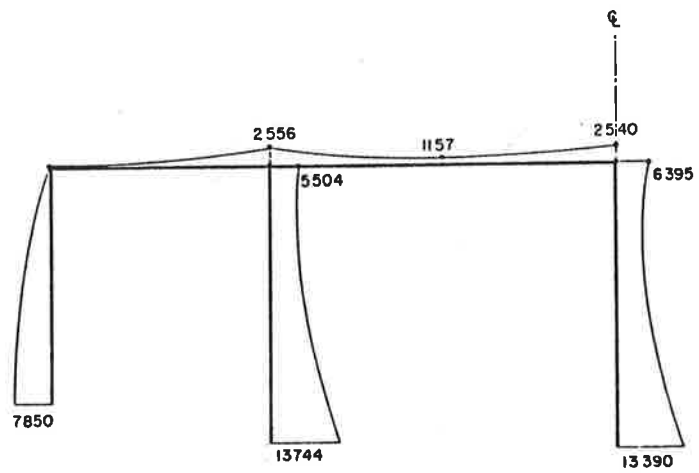


VIADOTTO "ARNO" - ANALISI SPETTRALE
MODO NO 5

$T_6 = 0.435 \text{ sec.}$



VIADOTTO "ARNO" - ANALISI SPETTRALE
MODO NO 6



MOMENTI EFFICACI (t.x m.)

Fig. 4

4. L'ANALISI DINAMICA NON LINEARE

4.1 L'interazione LRS-struttura

L'analisi modale svolta in modo convenzionale, come descritto in precedenza, prescinde completamente dalla interazione della struttura con il complesso dell'armamento che è stato trattato come massa inerte solidale con la travata.

In realtà la struttura e la LRS si scambiano, attraverso il ballast, un sistema di forze la cui distribuzione ed entità sono molto complesse dipendendo, nel caso dell'armamento tradizionale di cui trattasi, dal tipo di attacco delle rotaie con le traversine, dalla interazione di queste con il ballast, dalla natura di quest'ultimo e dal tipo di interfaccia che il ballast stesso ha con la soletta di impalcato.

Risulta quindi evidente la necessità di disporre di dati sperimentali i quali però, allo stato attuale, sono molto scarsi e comunque relativi al caso di forze applicate staticamente. (I) (II)

Nel caso in esame, pur trattandosi di una analisi dinamica, si è assunto per il complesso LRS-ballast-struttura un legame forze-spostamenti elastico perfettamente plastico del tipo riportato in fig. 5 e valido per un angolo di attrito interno del ballast di 50° , $\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$, interasse traverse di m 0.60.

In fig. 6 è riportato il diagramma degli spostamenti lungo la rotaia quando ad un suo estremo venga applicata una forza di 127 t. Tratteggiato sullo stesso diagramma è il risultato ottenuto con il modello discreto ivi indicato.

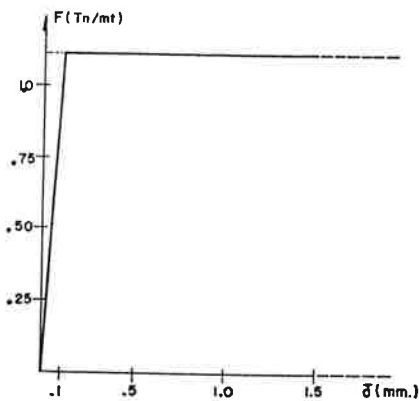


Fig. 5

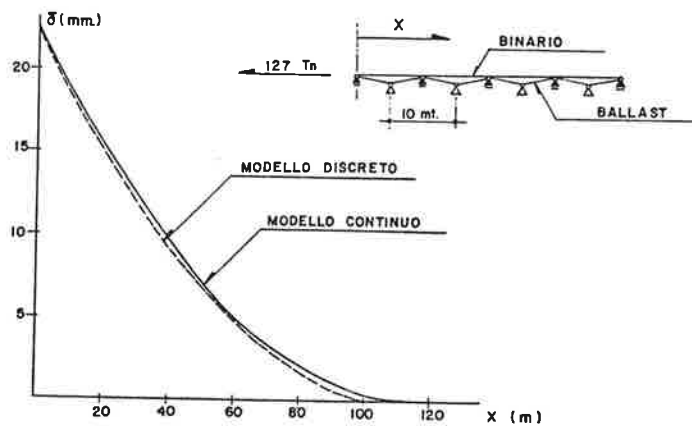


Fig. 6

4.2 Le analisi svolte

Si è condotta l'analisi dinamica al passo in campo non lineare, utilizzando il codice ADINA, dapprima per la struttura supposta libera (l'armamento cioè figura solo come massa inerte supposta solidale all'impalcato) e successivamente per il complesso struttura-ballast-LRS.

Il modello di calcolo è riportato in fig. 7 ove, per chiarezza di rappresentazione, i nodi 2, 4, 6... appaiono distinti dai nodi 1, 3, 5... mentre nel calcolo sono stati considerati sovrapposti.

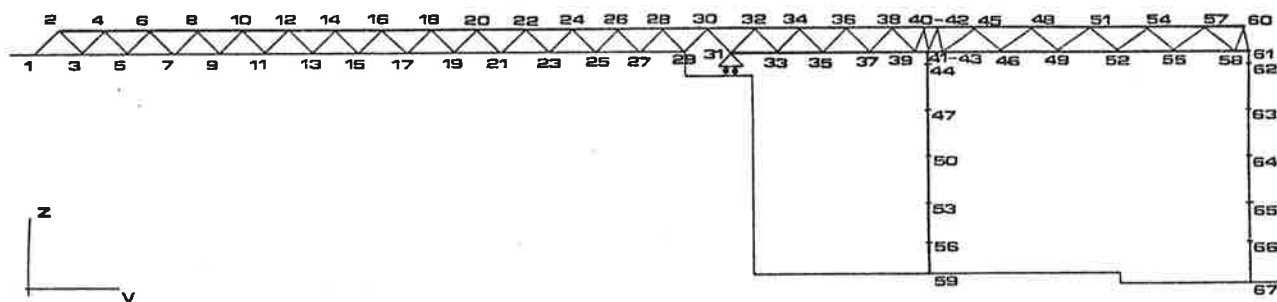


Fig. 7

E' stato sufficiente analizzare solo metà ponte in quanto, non avendo considerato i treni, lo schema è perfettamente simmetrico.

Per semplicità, ed anche per interpretare meglio le differenze tra i due casi esaminati, si è supposto che il ponte fosse inserito tra due rilevati di accesso e non tra i viadotti come è nella realtà.

Per mancanza di dati specifici si è mantenuto lo stesso legame forze-spostamenti della rotaia sia sul rilevato che sul ponte: ciò è giustificato dal fatto che, mancando il sovraccarico del treno, gli scorrimenti si localizzano nel ballast immediatamente al disotto delle traversine.

A m 140 dalla spalla si è supposto che le sovratensioni nelle rotaie provocate dall'oscillazione del ponte fossero trascurabili.

L'accelerogramma assunto alla base delle pile, supposto coincidente con quello dei rilevati di accesso, è quello di EL CENTRO N.S.

4.3 I risultati delle analisi

Il confronto tra i due modelli della struttura, con o senza interazione con la LRS, è stato effettuato in termini di caratteristiche di spostamento e di sollecitazione in alcuni nodi significativi.

La fig. 8 e 9 mostrano la storia dei momenti flettenti che si sviluppano alla base delle pile, cioè nei nodi 59 e 67 (I valori per quest'ultimo vanno moltiplicati per due avendo operato su metà struttura).

Da essa si vede che la presenza dei binari porta ad una riduzione del momento massimo rispettivamente del 30% (nodo 59) e del 40% (nodo 67) mentre in sommità delle pile (fig. 10-11) la riduzione è del

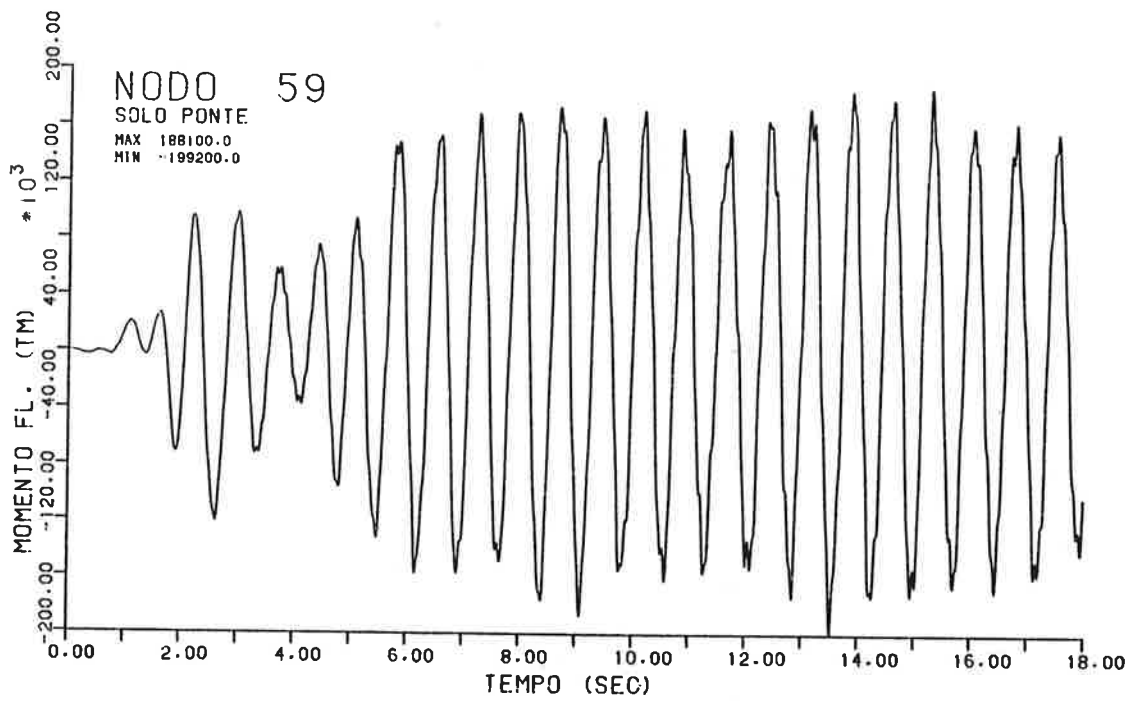
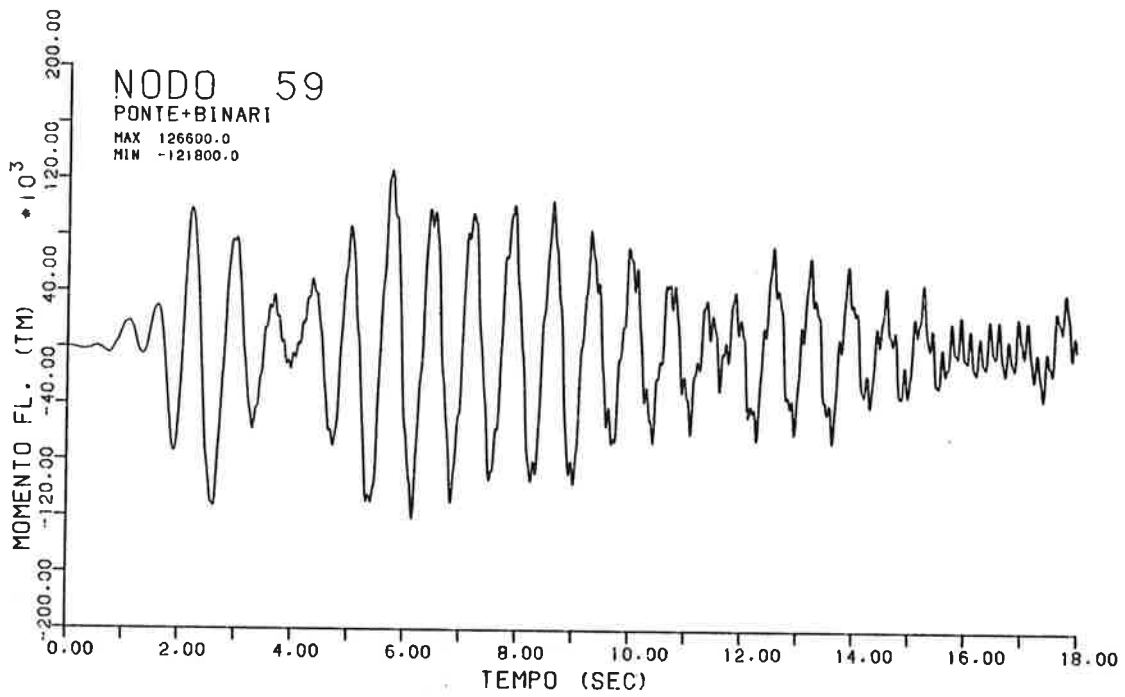


Fig. 3

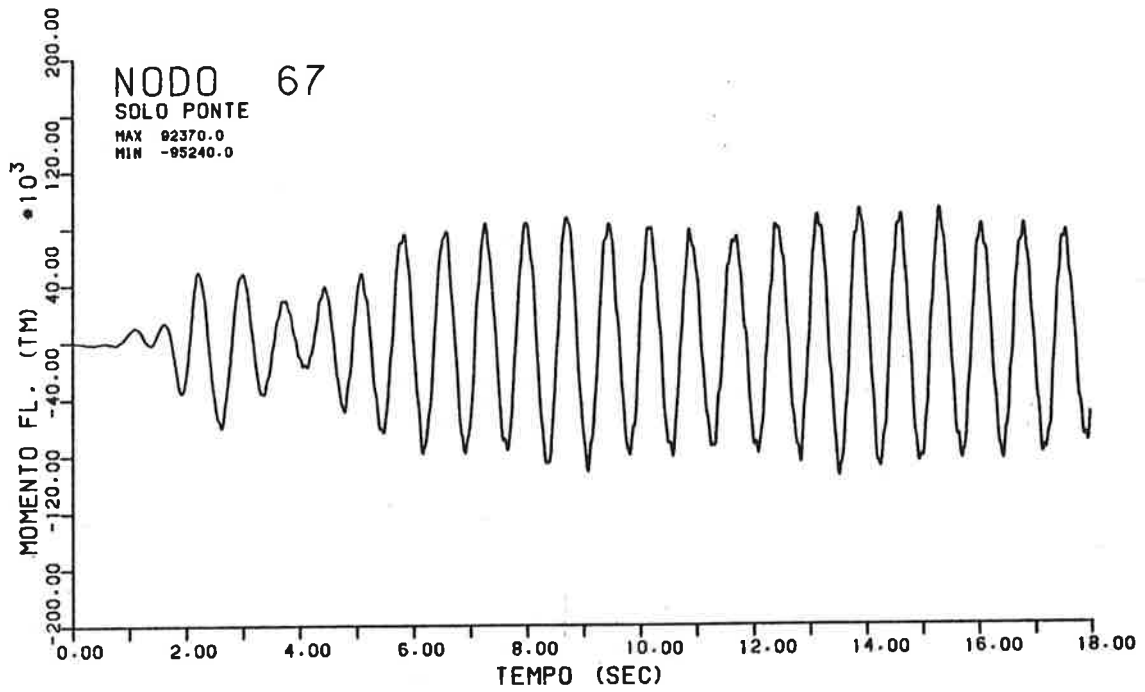
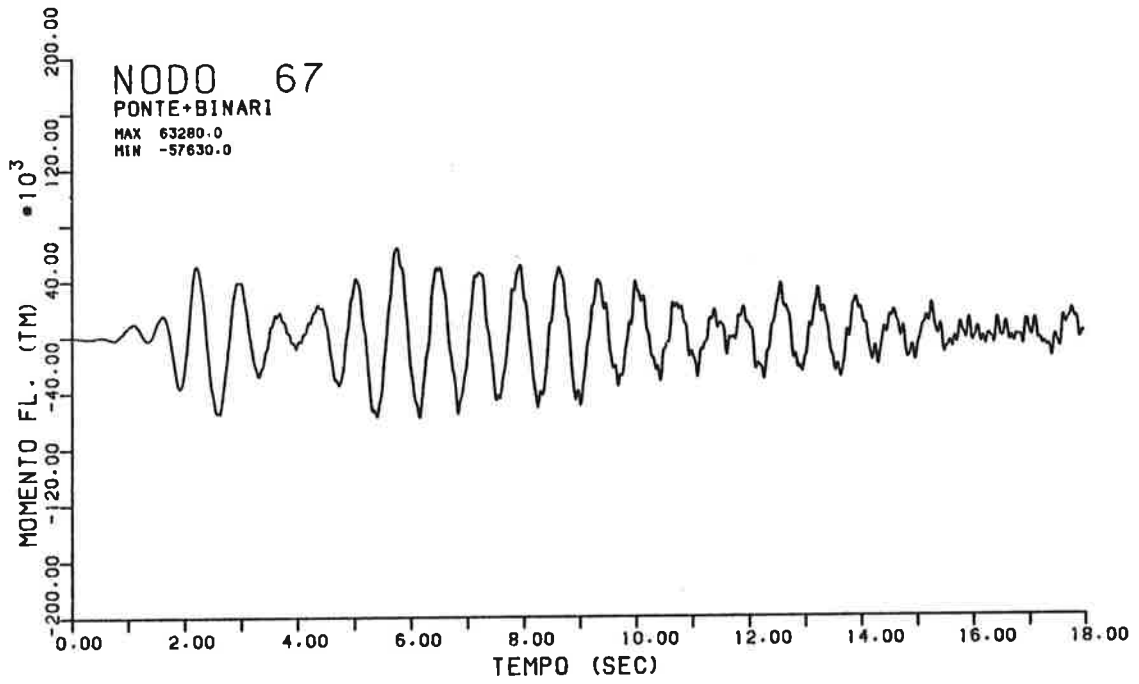


Fig. 9

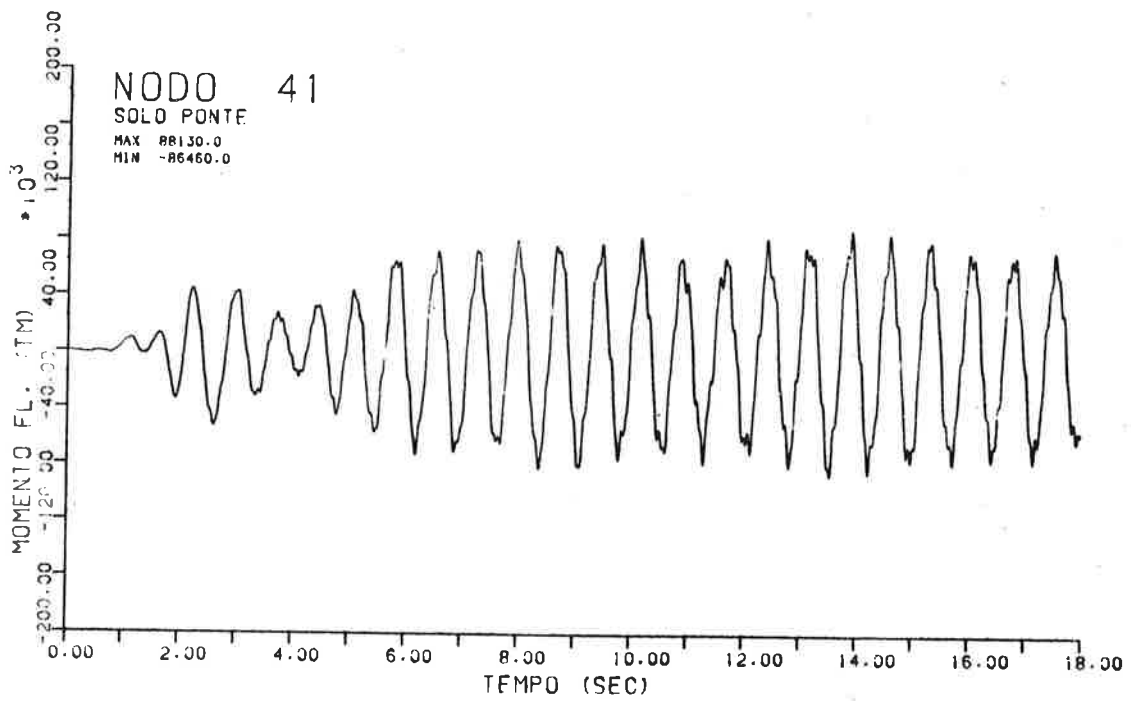
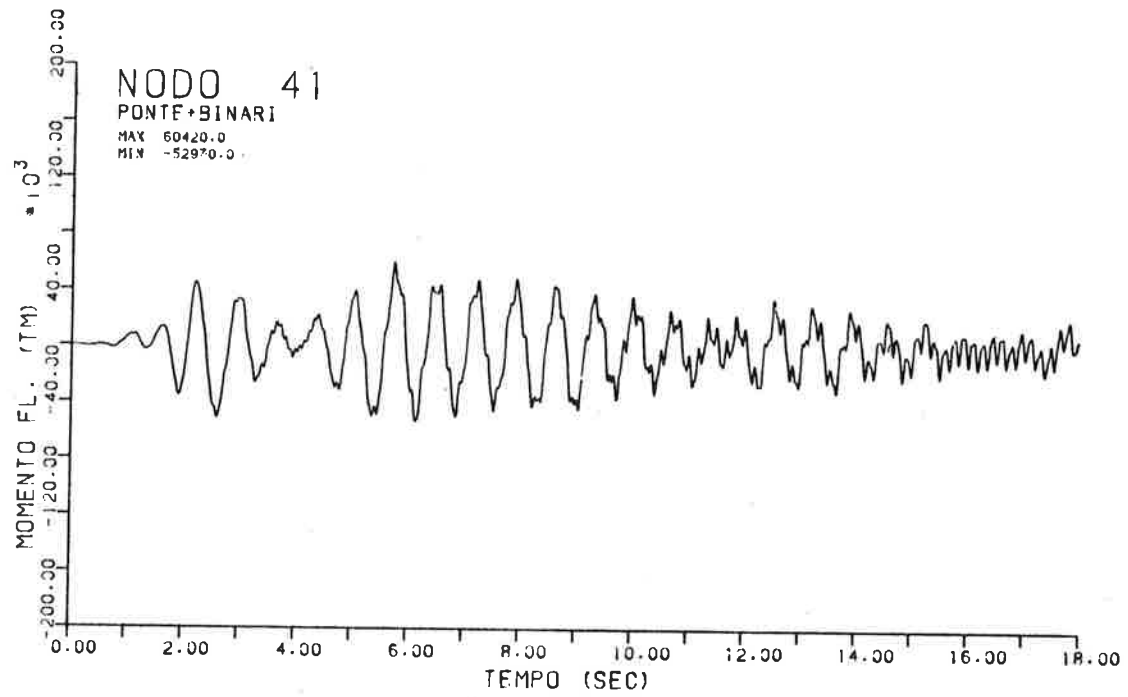


Fig. 10

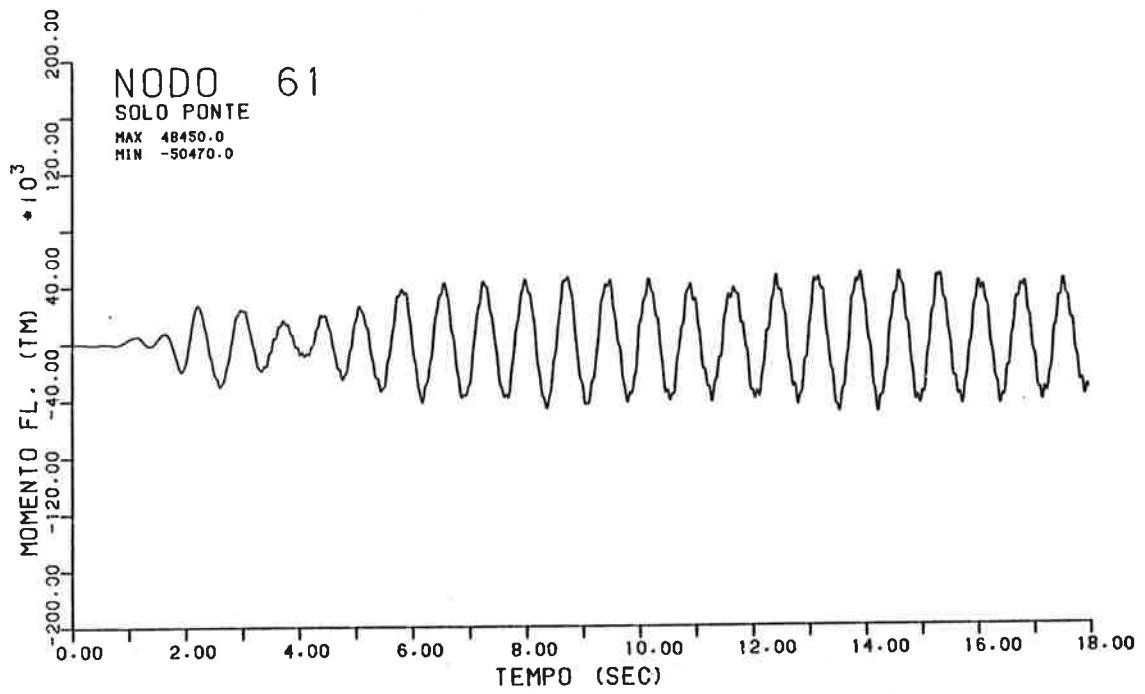
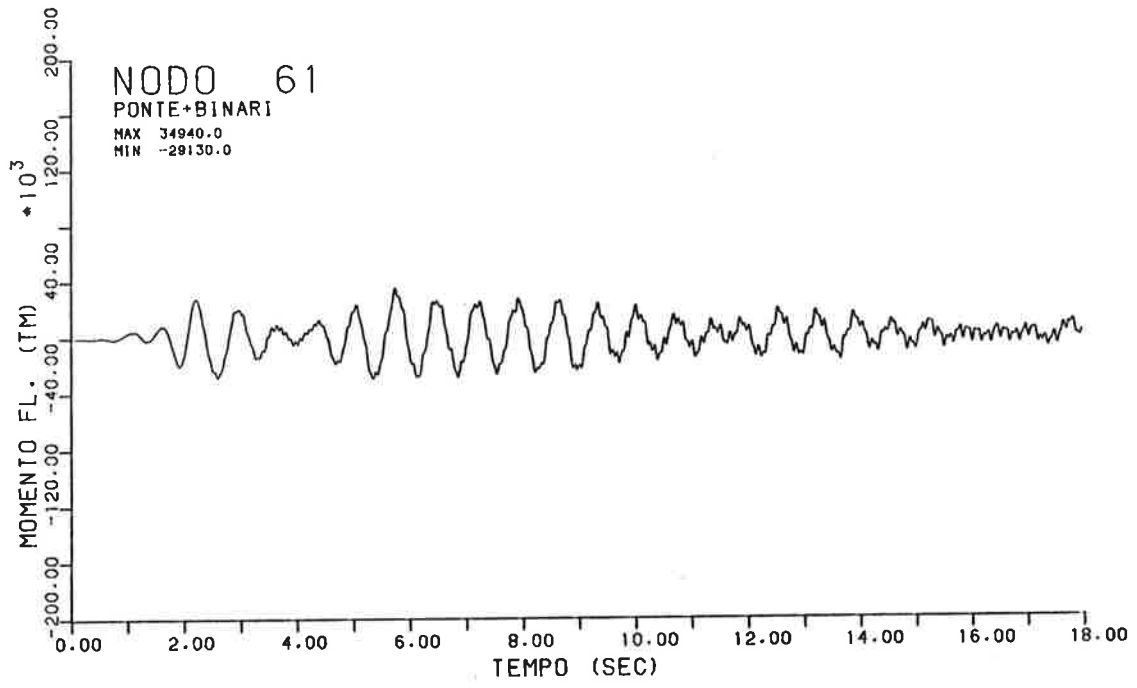


Fig. 11

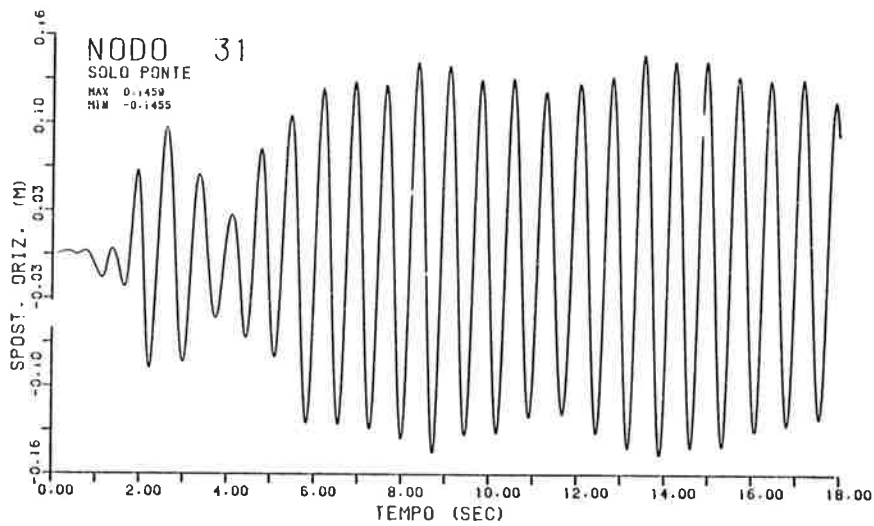
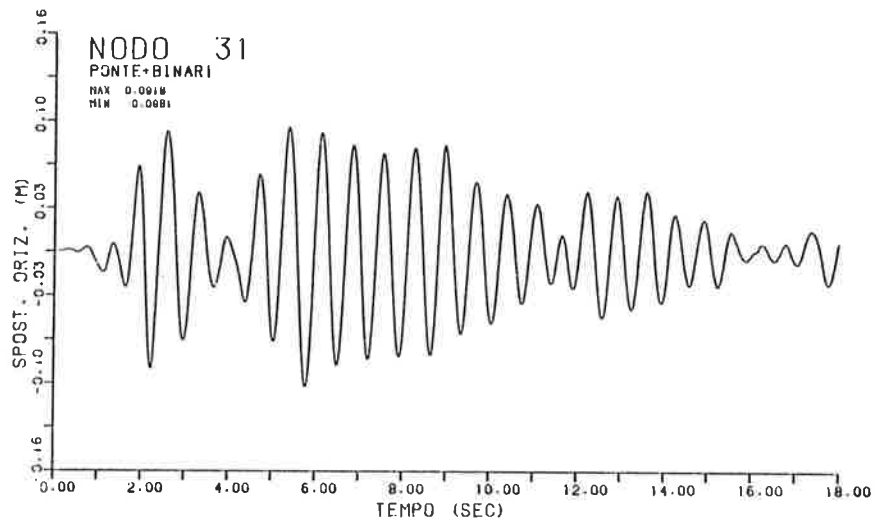


Fig. 12

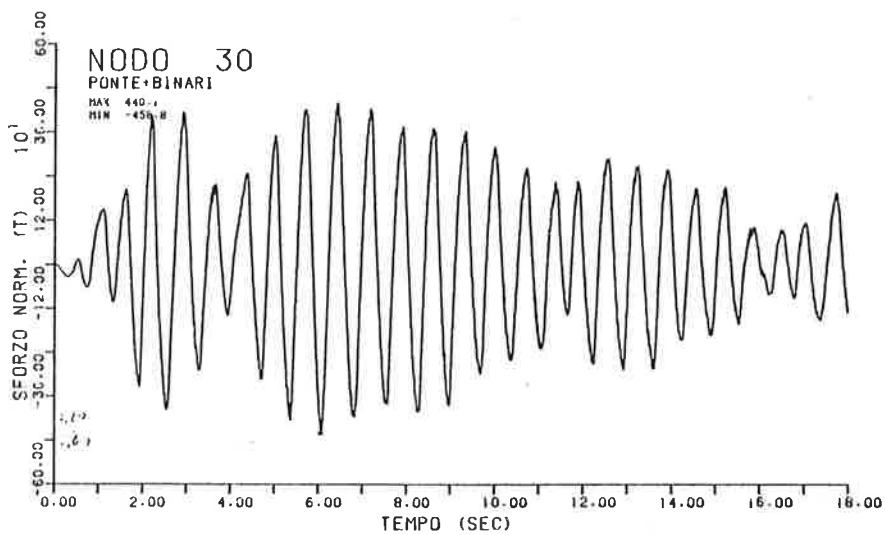


Fig. 13

33% e del 36%.

Va peraltro chiarito che questi valori hanno significato solo per il confronto in quanto sono stati calcolati supponendo che la struttura rimanga in fase elastica mentre in realtà si è superata la soglia di plasticizzazione di alcune sezioni delle pile.

Una riduzione analoga del 33% si ha sullo spostamento del nodo 31, cioè in pratica sull'ampiezza del movimento del giunto impalcato-spalla che si riduce da circa ± 15 cm a circa ± 10 cm (fig. 12).

E' interessante notare come il massimo sforzo normale che si raggiunge nei binari nel punto di massima sollecitazione, e cioè nel nodo 30 in corrispondenza del giunto, è di 459 t (fig. 13).

Ciò significa che pur nel caso di un sisma di violenza eccezionale, le sollecitazioni indotte nei binari rimangono entro il limite elastico (nel caso esaminato si hanno quattro rotaie da 60 e quindi di $\sigma \simeq 1500$ Kg/cm²).

La crisi della rotaia in fase di sisma pertanto dipende dallo stato di sollecitazione che è già presente, al momento dell'evento, per fatti termici e potrebbe non esserci se queste sollecitazioni preesistenti non sono particolarmente sfavorevoli. (3)

5. CONFRONTO DEI RISULTATI

Un confronto diretto tra i risultati dell'analisi modale e delle analisi al passo non è possibile in quanto nel primo caso si sono considerate anche le pile di transizione che invece mancano nel modello utilizzato per la time history. Si possono tuttavia tentare le seguenti considerazioni.

L'analisi modale con lo spettro della Normativa attuale Italiana ($S = 9$) porta ad un momento efficace massimo alla base delle pile centrali di circa 13.700 tm ed alla base delle pile di transizione di circa 7900 tm. In prima approssimazione, tenuto conto delle effettive altezze delle pile e del tipo di vincolo con l'impalcato, si può supporre che il momento sulle pile centrali in assenza di quelle di transizione sarebbe stato di 19.000 tm circa.

L'analisi al passo svolta considerando la sola struttura in fase elastica eccitata da un terremoto tipo EL CENTRO porta a momenti corrispondenti di circa 200.000 tm.

Se consideriamo che lo spettro assunto per la prima analisi era per la zona con $S = 9$ mentre l'accelerogramma di EL CENTRO può valere per zone ad alta intensità ($S = 12$), va introdotto un primo fattore di scala di 0.7.

Immaginando di poter accettare un coefficiente di struttura di 4 (telaio regolare) il momento di calcolo dedotto dall'analisi al passo sarebbe:

$$\frac{200.000}{4 \times 1.5} \times 0.7 = 23.300 \text{ tm}$$

ove l'ulteriore divisore di 1.5 tiene conto che, nel caso dell'analisi modale, le verifiche vanno effettuate con il metodo delle tensioni ammissibili.

L'analisi al passo con un accelerogramma tipo EL CENTRO porterebbe quindi ad un valore del $20 \div 25$ % superiore di quello cui si arriva con l'attuale Normativa Italiana.

Qualora si considerasse l'interazione della struttura con l'armamento, il momento massimo diverrebbe di 126.600 tm che, scalato nel modo detto, si ridurrebbe a:

$$\frac{126.600}{4 \times 1.5} \times 0.7 = 14.800 \text{ tm}$$

cioè di circa il $20 \div 25$ % inferiore a quello effettivamente considerato nelle verifiche.

Per quello che riguarda gli spostamenti, e quindi il dimensionamento dei giunti, i risultati dell'analisi modale moltiplicata, come prescritto, per un fattore 4 danno:

$$\delta_o = 4 \times 1.6 = 6.3 \text{ cm}$$

L'analisi al passo fornisce:

sola struttura	$\delta_o = 0.7 \times 14.6 = 10.2 \text{ cm}$
struttura + ballast	$\delta_o = 0.7 \times 9.8 = 6.9 \text{ cm}$

6. CONCLUSIONI

L'indagine svolta ha mostrato, pur nei limiti delle ipotesi fatte e come era del resto prevedibile, che la mancanza di giunti nelle rotaie porta le stesse ad interagire in modo determinante con le strutture dei ponti ferroviari.

La presenza della LRS comporta, nel caso di una struttura molto rigida come è quella studiata, una riduzione delle sollecitazioni massime nel ponte dell'ordine del 30%. Questa influenza sarà presumibilmente maggiore nel caso di strutture più deformabili.

Appare quindi indispensabile valutare questi effetti di interazione per due motivi: controllare che l'armamento non vada in crisi e, una volta garantito ciò, economizzare sul costo delle strutture.

Questo tipo di analisi però implica la conoscenza della risposta dei vari tipi di armamento alle azioni impulsive di forte intensità, quali quelle che si hanno in fase di sisma.

E' quindi fondamentale acquisire sperimentalmente questi dati, attualmente mancanti, e ciò può essere fatto solo con un programma di prove esteso e molto impegnativo a cura dell'Ente interessato.

BIBLIOGRAFIA

- (I) A. Conti Puorger: "Forze e spostamenti longitudinali nel binario continuo" Ingegneria Ferroviaria - Giugno 1977.
- (II) O.R.E. "Misure della resistenza della via agli sforzi longitudinali" D.T. 96.
- (III) A. Conti Puorger: "Considerazioni sulla stabilità del binario nel piano verticale" Ingegneria Ferroviaria - Aprile 1977.

ANALISI DI FONDAZIONI IN ZONA SISMICA AUTOINTERAGENTI

Pierfranco VENTURA

Dipartimento d'Ingegneria Strutturale e Geotecnica
Facoltà di Architettura
ROMA

SOMMARIO

I pali in ghiaia vibrocompatti ed accoppiati in sommità con un rilevato strutturale stabilizzato a cemento consentono limitati spostamenti e rotazioni del complesso palificata - terreno, sottoposto ad azioni sismiche, e prevengono, con economia, i fenomeni di liquefazione in presenza di strati sabbiosi sciolti sommersi.

Si esamina anche il caso di adeguamento di muri a gravità e paratie a sbalzo tramite tiranti detensionabili, con tratto libero opportunamente scelto in modo da consentire limitati spostamenti sotto l'effetto dell'accelerazione limite del sistema.

SUMMARY

Combination of Gravel drain - Columns deep compaction by vertical-radial vibration and Soil-Cement top layer, is economic and favorable soil dynamics interaction and liquefaction prevention system for normal consolidated submerged sands.

Likewise is examined the seismic adaptation of the gravity wall or cantilever bulkhead by detensionable anchor with opportune free tendon length to allow the displacements at the limit acceleration.

1. INTRODUZIONE

L'analisi dinamica dell'interazione terreno - struttura e la relativa valutazione della sicurezza, specie se comprensiva di aspetti geotecnici complessi o di consolidamento, è come noto influenzata non solo dall'aleatorietà delle azioni eccitatrici (durata, after-shock...), ma soprattutto dalla sensibile aleatorietà delle leggi costitutive dei mezzi al contatto sottoposti ad azioni dinamiche (stato tensionale iniziale e decorso efficace, tecniche di misura standardizzate....).

Il rilievo ad esempio del degrado del modulo di taglio del ter-

reno tramite prove triassiali cicliche su campioni indisturbati è una misura convenzionale "microscopica" che si va ad inserire in un quadro convenzionale "macroscopico" il quale inoltre interferisce con la valutazione delle azioni.

Lo spettro di progetto infatti si amplifica sensibilmente in funzione dell'inclinazione del pendio e coinvolge in generale periodi propri delle strutture più elevati, al ridursi delle caratteristiche elastiche del deposito di terreno eccitato.

L'aleatorietà è tale da non sembrare superabile "direttamente", nella pratica progettuale corrente, nè con l'analisi della interazione dinamica terreno struttura tramite il metodo degli elementi finiti, nè con i criteri di sicurezza statistico - probabilistici, nè con prove di laboratorio od in sito cicliche su campioni indisturbati.

Si finisce a volte per applicare criteri conservativi scegliendo delle distribuzioni strutturali simmetriche ed accorpate con rigidzze elevate in fondazione, potendosi far ricorso a misure sperimentali dell'impedenza del terreno e di spettri, tramite vibrodina e strong motion disposti anche nel terreno, solo in casi speciali.

Un miglioramento si ottiene impiegando ad Arte la predetta Cultura di Meccanica basata specialmente sull'analisi rigorosa di casi semplici, estremamente formativi per le scelte strutturali e per lo sviluppo semplice dei calcoli e l'agevole controllo nell'impiego dell'elaboratore.

Tale logica ha del resto permesso nel passato lo sviluppo dell'Architettura con risultati fertilissimi, dando spazio all'Arte nel rispetto della Scienza ed in modo da rendere vivo e libero il lavoro del progettista.

Un particolare modo per cercare di risolvere la difficile problematica dell'interazione dinamica terreno struttura, è quella di realizzare fondazioni capaci di adattarsi alle varie azioni sismiche.

Si riduce pertanto l'influenza dell'aleatorietà delle azioni e le caratteristiche costitutive dei mezzi al contatto vengono impegnate con maggiore probabilità in campi non prossimi alla rottura.

Si esaminano allora alcuni tipi di fondazioni e di opere di sostegno che rispecchiano il predetto criterio che si può definire di "autointerazione" con il terreno.

2. DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI IN BASE A CONSIDERAZIONI STATICHE E CINEMATICHE

Nella figura 1 sono riportati due classici esempi di spostamenti e distorsioni indotti in una struttura rispettivamente per cedimento fondale δ_v e per evento sismico δ_h .

Il dimensionamento della fondazione in campo statico è governato come è noto dai valori ammissibili dei cedimenti differenzia-

li tipo δ_v , e per le membrature in c.a. di figura 1, la curvatura equilibrata e congruente ammissibile risulta del tipo:

$$\frac{\xi \delta_v}{l^2} = \frac{2 \delta_{vamm}}{l^2} = \frac{(\epsilon_c + \epsilon_a)_{amm}}{d}$$

con ξ variabile in funzione del grado di vincolo delle membrature.

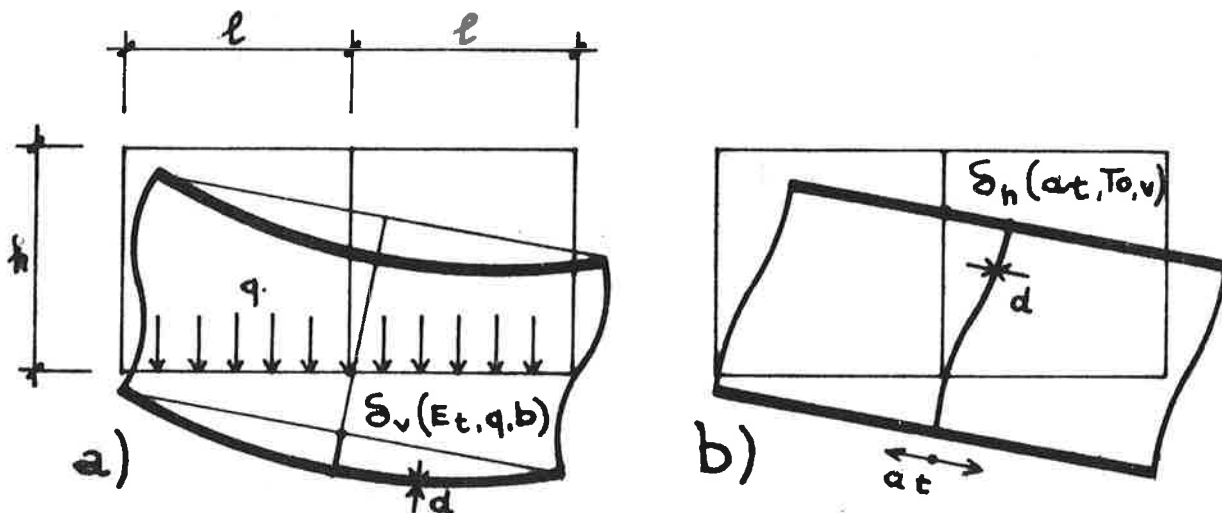


Fig. 1 - Spostamenti differenziali tipici: a) per cedimento fondale b) per evento sismico

La precedente espressione conduce per gli usuali valori in progetto della snellezza l/d e della curvatura ammissibile, dell'ordine di 1‰ rad/m, alla relazione:

$$\frac{\delta_{vamm}}{l} \approx \frac{1}{500}$$

Tale valore è stato riscontrato sperimentalmente (IV) su strutture in vera grandezza e può essere aumentato in presenza di terreni coerenti per i quali i cedimenti immediati sono contenuti.

In geotecnica usualmente in campo statico, si considerano, in base all'esperienza, ammissibili valori dei cedimenti differenziali $\delta_{vamm} \approx 2$ cm per cui per il caso di fig. 1 l'altezza di una trave rovescia, essendo l l'interasse fra i pilastri, risulta:

$$d = \frac{(\epsilon_c + \epsilon_a)_{amm}}{\delta_{vamm}} \frac{l^2}{\xi} \approx \frac{l^2(\text{cm})}{3000}$$

Si noti che nel caso di fondazione in muratura ($\epsilon_a = 0$) per mantenere la stessa altezza d del c.a., è necessario che δ_{vamm} sia 4÷5 volte minore.

Constatata l'ammissibilità dei cedimenti, per coprire le incertezze sulle valutazioni del modulo elastico del terreno si adotta, conservativamente almeno una rigidezza in fondazione corrispondente alla predetta altezza ricavata dall'analisi della struttura espressa

in termini cinematici.

Le sollecitazioni nella fondazione possono raggiungere il predetto stato limite ammissibile, aggirando così l'ostacolo della valutazione della distribuzione delle azioni di contatto, variabili oltretutto nel tempo, a partire dalle condizioni non drenate iniziali.

La predetta valutazione dell'altezza può essere svolta anche introducendo ϵ_{ult} e δ_{vult} evidenziando gli effetti della duttilità o della fragilità del materiale.

Questi ~~semplici~~ criteri possono essere impiegati anche in campo sismico saggiando la struttura con un limitato δ_{hamm} o δ_{hult} di progetto, peraltro tale criterio è usuale come verifica.

La convenzionalità del calcolo risulterebbe legata anziché alla scelta delle azioni orizzontali tramite il coefficiente sismico $C = 0,07 \div 0,10$ alla scelta di spostamenti differenziali orizzontali indotti ammissibili, come è di usuale impiego pratico in geotecnica per gli spostamenti differenziali verticali.

Le verifiche in campo elastico, con il coefficiente sismico convenzionale e con riferimento alla fig. 1b, in cui peraltro sono assenti le azioni orizzontali permanenti, comportano relazioni del tipo:

$$\frac{\xi \delta_{hamm}}{h^2} = \frac{6 \delta_{hamm}}{h^2} = \frac{(\epsilon_c + \epsilon_a)_{amm}}{d} ; \quad \frac{\delta_{hamm}}{h} \approx \frac{1}{500}$$

Le verifiche invece allo stato limite ultimo, con azioni sismiche di progetto a livello di quelle realmente attendibili, in accordo con i valori sperimentali delle distorsioni a collasso, risultano per il caso di fig. 1b analogamente:

$$\frac{\xi \delta_{hult}}{h^2} = \frac{(\epsilon_c + \epsilon_a)_{ult}}{d}$$

da cui:

$$\frac{\delta_{hult}}{h} = \phi \quad \frac{\delta_{hamm}}{h} \approx \frac{1}{100}$$

essendo $\phi = 6 \div 4$ un coefficiente di struttura legato in particolare alla duttilità della sezione $(\epsilon_c + \epsilon_a)_{ult} / (\epsilon_c + \epsilon_a)_{amm}$ ed a ξ ovvero alla riduzione della rigidezza e del grado di vincolo per formazione di cerniere plastiche sino alla isostaticità ed alla prima labilizzazione.

La valutazione delle dimensioni d , ovvero la rigidezza della struttura tramite le tradizionali verifiche statiche e dinamiche del tipo (v.fig.1):

$$\delta_v(E_t, q, b) \leq \delta_{vam} \text{ oppure } \delta_h(a_t, t_o, v) \leq \delta_{hamm}$$

dipendono dall'aleatorietà con cui si conoscono rispettivamente: il modulo elastico E_t del terreno o l'accelerazione a_t trasmessa dal terreno alla struttura.

Se si impongono invece valori di δ_v e δ_h prescelti per ambedue i predetti stati limite invece di constatarli nelle verifiche per azioni date, il dimensionamento di una fondazione in zona sismica sarebbe soggetto ad una convenzionalità più che ad un'aleatorietà

" guidata ".

Se poi è la fondazione a scegliere autonomamente gli spostamenti sotto i vari limitati eventi sismici, si riduce anche la problematica della convenzionalità del predetto criterio di progetto.

3 - PALI DISSIPATIVI PER CARICHI ESTESI

Un sistema di fondazione su pali che si possono adattare alle azioni sismiche è mostrato in fig. 2. In essa le colonne di ghiaia sono accoppiate ad un tradizionale graticcio di fondazione od a platee di vasche, ad es. di depurazione, o ad aree di stoccaggio ad es. portuali. Il sistema è economico specialmente in presenza di carichi non rilevanti ma molto estesi in distribuzione.

I pali in ghiaia drenanti e compattati specie radialmente tramite vibratura in profondità del tuboforma, consentono sia limitati spostamenti orizzontali del complesso palificata - terreno, durante un evento sismico, sia di evitare i fenomeni di liquefazione in presenza di sabbie non limose sommerse normalconsolidate (V).

La dissipazione, specie radiale, delle azioni sismiche in tal caso è estesa, tramite drenaggio, anche alle sovrappressioni interstiziali che indurrebbero spostamenti non ammissibili.

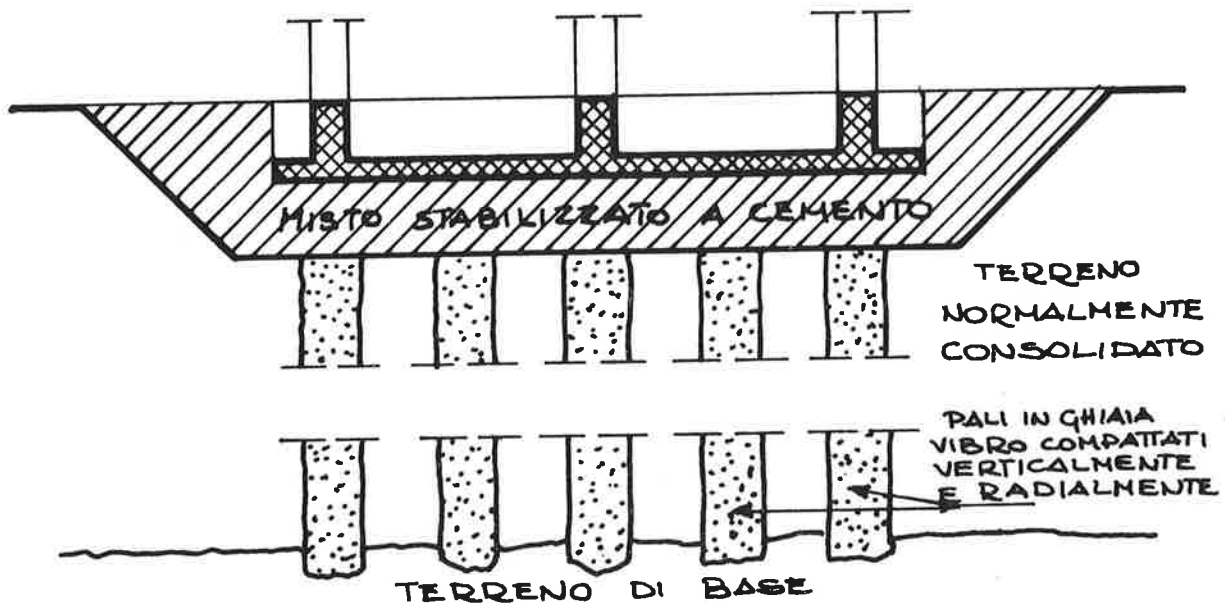


Fig. 2 - Fondazione superficiale sul terreno reso sismoresistente tramite pali in ghiaia vibrocompattati radialmente e verticalmente e drenanti, accoppiati a strato di posa stabilizzato a cemento.

Al fine di migliorare l'adattamento della fondazione nell'interazione dinamica terreno - struttura, si può anche realizzare sulle teste dei pali in ghiaia, uno strato " strutturale " di misto stabilizzato a cemento al posto del tradizionale magrone.

Il sistema assolve in tal modo, nel suo insieme, anche ad una funzione sismoresistente diretta.

Vengono infatti consentite le rotazioni delle teste dei pali in modo da evitare le sollecitazioni flettenti, mentre vengono affidate allo strato stabilizzato ripartitore le sollecitazioni di taglio alla base delle strutture in elevazione.

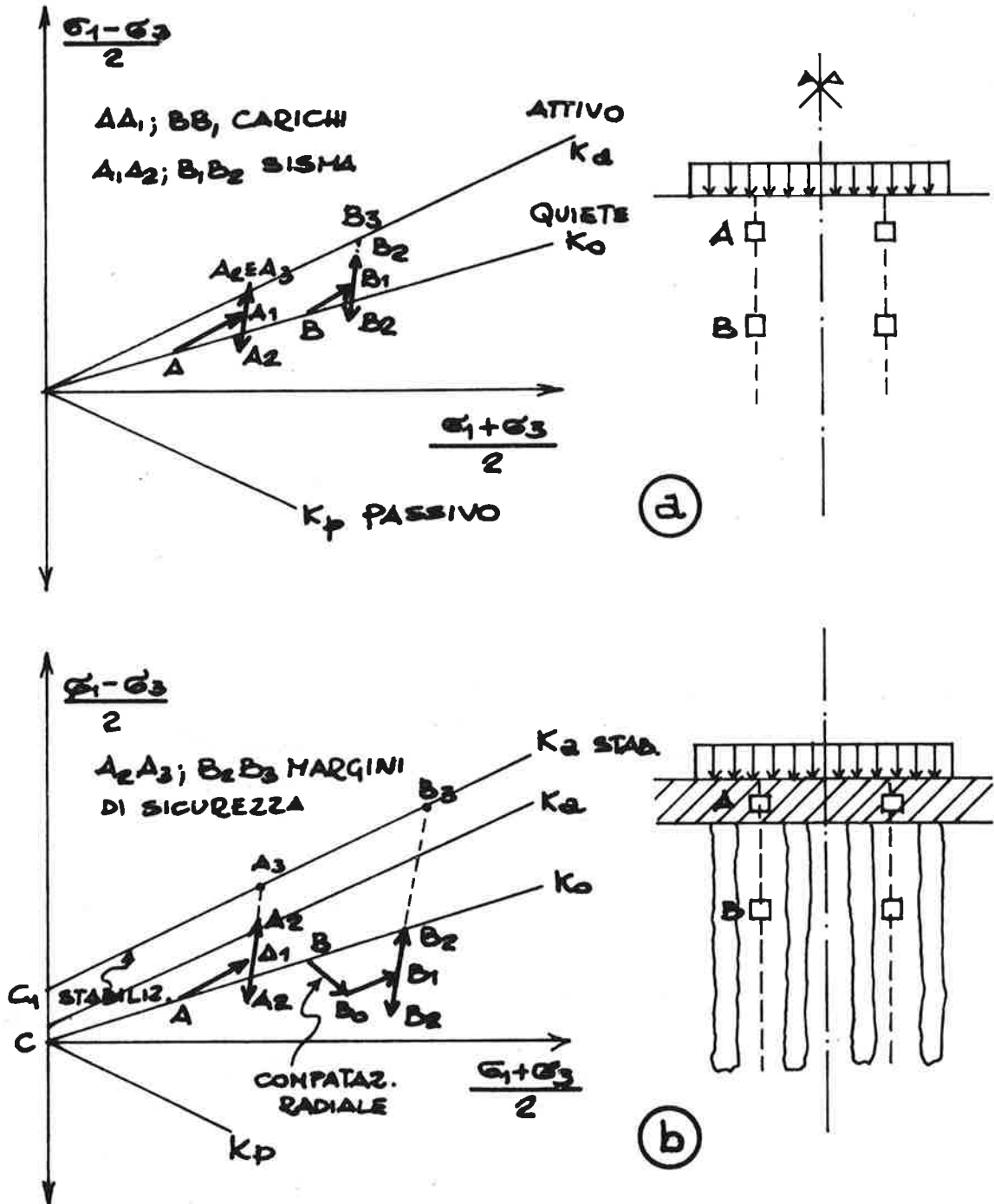


Fig. 3 - Decorsi delle tensioni totali statici e dinamici e margini di sicurezza rispetto alla rottura: a) di elementi di terreno al disotto di una fondazione superficiale b) di elementi tipo A posti in uno strato stabilizzato di posa e tipo B posti fra i pali in ghiaia compattati radialmente

L'accelerazione limite è allora:

$$a/g \leq \operatorname{tg} \varphi$$

con valori molto elevati essendo φ l'attrito delle colonne di ghiaia compattate e caricate, con meccanismo di resistenza al sisma equivalente a quello delle fondazioni superficiali.

Il moderno sistema di realizzare la fondazione tramite due piastre in c.a. con interposti piedistalli con appoggi in neoprene accoppiati a piatti attritivi per limitare le forze orizzontali trasmesse alla struttura (VI), si basa su considerazioni analoghe alle predette.

Il dimensionamento della fondazione può peraltro essere limitato a quello pseudo-statico a causa dell'autointerazione dinamica dei pali in ghiaia con il terreno circostante.

Non si coinvolgono pertanto né la valutazione delle curve pressioni di contatto spostamento in funzione della frequenza eccitatrice dei pali, né la valutazione dei coefficienti di smorzamento radiali ed isteretici del terreno.

Le analisi parametriche di Penzien mostrano del resto che il periodo naturale dei pali può essere considerevolmente più basso del periodo predominante del terreno sottoposto a movimenti ciclici laterali, cosicché il modello di calcolo proposto viene ricollegato all'analisi statica dei pali, dall'Autore stesso.

Si fa in definitiva affidamento su un consolidamento diretto del terreno adeguandone la portanza agli eventi sismici di progetto.

Nella fig. 3 sono riportati i decorsi delle tensioni di due elementini A e B posti al disotto di una fondazione superficiale e rispettivamente in assenza o presenza dello strato stabilizzato e dei pali compattati.

I decorsi evidenziano come in assenza delle predette tecniche di miglioramento delle caratteristiche meccaniche del terreno, il margine di sicurezza alla rottura per evento sismico, in particolare per liquefazione, sia trascurabile o nullo (fig. 3a).

Se si effettua la stabilizzazione a cemento, tramite l'incremento di resistenza CC_1 si accresce il margine di sicurezza A_2A_3 dall'evento sismico alla rottura, e la compattazione B_0 accresce l'analogo margine B_2B_3 previa riduzione del deviatore delle tensioni (fig. 3b).

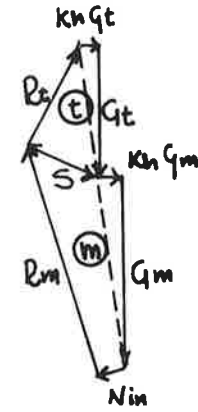
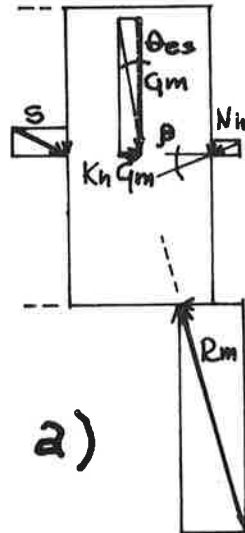
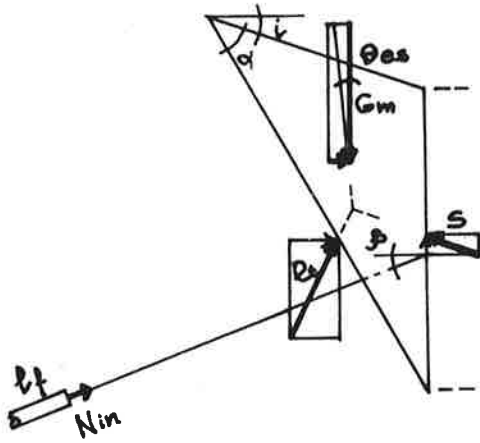
Le valutazioni della rigidità della fondazione superficiale, anche in base a criteri delineati nel precedente paragrafo, completano le scelte progettuali nel rispetto della sicurezza, basate in particolare su prove su prototipi.

4 - OPERE DI SOSTEGNO DISSIPATIVE

Un altro tipico esempio di strutture che si adattano alle azioni sismiche reali è quello dell'adeguamento delle opere di sostegno tramite tiranti di ancoraggio detensionabili.

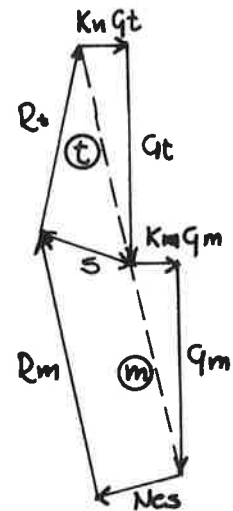
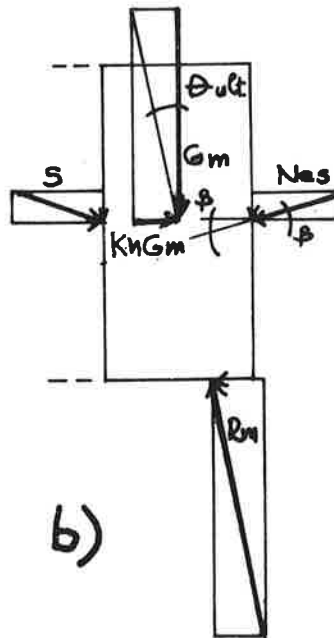
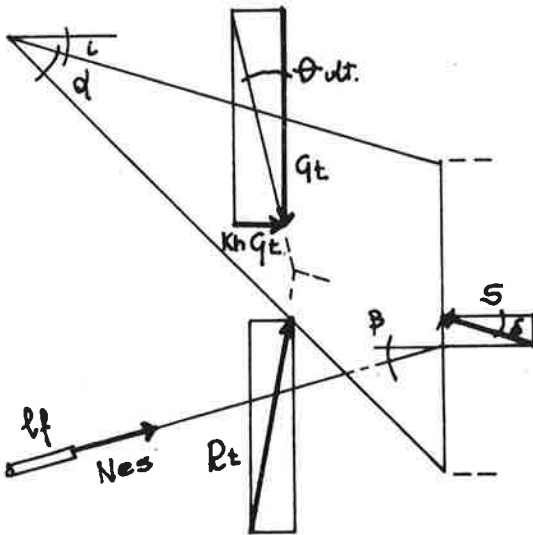
Nella figura 4 sono riportate le tradizionali analisi pseudo-statiche di un muro a gravità per lo stato limite di esercizio (fig. 4a) con accelerazione $K_h = a/g$ di progetto e quello limite ultimo (fig. 4b) con K_h limite.

**STATO LIMITE DI
ESERCIZIO MURO**



**TESATURA
TIRANTE**

**STATO LIMITE
ULTIMO MURO**



**STATO LIMITE DI
ESERCIZIO TIRANTE**

Fig. 4 - Analisi pseudostatica dell'adeguamento di un muro fondato superficialmente su terreni di elevata portanza, tramite tiranti detensionabili: a) stato limite di esercizio del muro e tesatura tiranti b) stato limite ultimo del muro e di esercizio dei tiranti con tratto libero permanente.

Si segue l'accorgimento esecutivo di lasciare il tratto libero del tirante non iniettato e protetto, ad es. con grasso predisposto contro la corrosione. Tale giunto coassiale comporta un meccanismo verso il collasso per il muro, ma non per l'ancoraggio, previo un congruo approfondimento della fondazione del tirante (fig.4b), in modo da mantenere chiuso il poligono di equilibrio.

Sono consentiti poi all'opera di sostegno limitati spostamenti e rotazioni dissipativi, mantenendo in caso di sisma di non elevata intensità il rispetto dell'equilibrio, senza adottare un maggior peso stabilizzante del muro che aggraverebbe il contributo inerziale.

Lo sforzo normale da assorbire con i tiranti per soddisfare la verifica in particolare allo scorrimento per lo stato limite di esercizio e per ridotti coefficienti di sismicità ($a/g = 0,1$) può corrispondere alla tesatura iniziale N_{in} (fig.4a) mentre per lo stato limite ultimo del muro, il tirante può lavorare ad N_{es} (fig.3b) per garantire elevate resistenze del sistema sottoposto ad es.: $a/g=0,3$.

Il valore di N come è noto risulta:

$$N \cos \beta = (G_m \text{ din} - G_m \text{ st}) \operatorname{tg} \varphi = \left[\frac{\operatorname{tg} \varphi \quad K_a \text{ din}}{(\operatorname{tg} \varphi - a/g) \quad K_a \text{ st}} - 1 \right] h t b \gamma \operatorname{tg} \varphi$$

essendo:

$G_m \text{ st}$ e $G_m \text{ din}$ il peso del muro senza e con l'azione sismica
 $K_a \text{ st}$ e $K_a \text{ din}$ il coefficiente di spinta attivo statico e dinamico
 β l'inclinazione e t l'interasse dei tiranti
 a/g l'accelerazione limite del sistema terreno - muro

Quest'ultima è stata parametrata in un precedente studio (II) e dipende fortemente dall'inclinazione i di monte del terrapieno e dalla mobilitazione dell'attrito fra muro e terrapieno stesso.

La lunghezza del tratto libero o reale dei tiranti per dato spostamento $\delta_{h \text{ amm}}$ orizzontale ammesso per il muro deve essere:

$$l_r \cos \beta = \frac{\delta_{h \text{ amm}}}{\epsilon_{a \text{ amm}}}$$

essendo $\epsilon_{a \text{ amm}}$ allungamento ammissibile dell'acciaio sotto la predetta trazione N .

La lunghezza l del tirante e della sua fondazione ($l_f = l - l_r$) deve cioè essere congruente con gli spostamenti consentiti al muro.

Considerazioni analoghe si possono svolgere per le paratie a sbalzo che vengono ancorate per adeguarle sismicamente.

L'impiego degli ancoraggi rende in generale adeguato l'incastro della paratia progettata a sbalzo; è necessario allora rendere ammissibili solo le sollecitazioni di flessione e taglio sotto gli eventi sismici.

Queste dipendono solo dal coefficiente di spinta attivo dinamico ($K_a \text{ din}$) non da quello passivo dinamico, per cui in prima approssimazione si può impiegare il criterio di progetto prima descritto per i muri.

5 - CONCLUSIONI

Si richiama l'attenzione su come l'impiego del principio di Hamilton e le analisi parametriche di modelli siano di profonda guida per l'analisi dinamica di una fondazione, mentre l'obbligo di quantizzare i fenomeni abbia condotto a livelli sofisticatissimi basati su input spesso totalmente privi di dati misurabili realisticamente.

Le stesse prove di laboratorio quantizzano indirettamente i fenomeni, mentre in esse permane intatta la funzione " didattica " di comprensione dei fenomeni ciclici.

L'impiego di fondazioni su pali in ghiaia compattati in profondità in particolare radialmente o di tiranti detensionabili per consentire l'adeguamento di opere di sostegno sono tipici esempi di strutture che autointeragiscono e si adattano durante gli eventi sismici, semplificando l'analisi dinamica dei fenomeni.

Si tratta di catene cinematiche di corpi sismoresistenti, per elevata rigidezza, ed al tempo dissipativi, in quanto consentono limitati spostamenti e rotazioni dell'opera senza che si raggiunga la completa rovina.

Tale adattabilità consente di effettuare il dimensionamento delle fondazioni su pali in zona sismica con criteri pseudostatici, semplici rigorosi e realistici.

6 - BIBLIOGRAFIA

- (I) G. GAZETAS, R. DROBY " Horizontal Response of Piles in Layered Soils " Journal of the Geotech. Ing. Division ASCE 110 n 1 Gennaio 1984
- (II) R. GIANNINI, C. NUTI, P.E. PINTO, P. VENTURA, " Sicurezza sismica dei muri a gravità " - XV Convegno Nazionale di Geotecnica Spoleto Maggio 1983 - Vol. 3 pp. 131 - 138
- (III) H. KOPONEN " Soil improvement by deep compaction at the site harbour storage " Proceeding VIII European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Helsinki 1983 - Vol 1 pp. 287.
- (IV) G. RICCIERI, M. SORANZO " An analysis on allowable settlements of structures " Rivista Italiana di Geotecnica 1985 n° 4 pp.177 187
- (V) H.B. SEED, J. R. BROOKER " Stabilitation of Potenzially Liquefable Sand Deposits Using Gravel Drains " Journal of the Geotechnical Engineering Division; ASCE 103 G T7 pag. 763 - 1977
- (VI) J. P.WOLF " Dynamic Soil - Structure interaction " Prentice Hall Inc. Englewood Cliffs N.J. - 1985