

TEMA A)

I PROBLEMI DELLE GRANDI COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA

ASPETTI TEORICI

Presidente di sessione: prof. ing. Piero POZZATI

Relatore generale: prof. ing. Paolo Emilio PINTO

CALCOLO DELLE PARETI DI CONTROVENTO PER EDIFICI DI GRANDE ALTEZZA
SOGGETTI AD AZIONI SISMICHE

Marcello ARICI, Nunzio SCIBILIA e Gaetano ZINGONE

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica
dell'Università di Palermo

SOMMARIO

Si esamina il comportamento dinamico di nuclei scatolari di controvento per edifici di grande altezza, costituiti dalla connessione di lastre piene o forate.

Si ritiene che il procedimento di calcolo più rispondente sia costituito dal metodo delle strisce finite (F.S.M.), di cui si richiamano le proprietà fondamentali e si descrivono gli sviluppi per l'analisi dei sistemi oggetto del presente studio.

Per la rappresentazione degli architravi si è operato sia introducendo strisce di rigidità equivalente, sia considerando la effettiva successione di pieni e vuoti, attraverso l'adozione di strisce aventi spessore variabile lungo la altezza ed in particolare nullo.

Per tener conto della diaframmatatura offerta dagli impalcati si è introdotto il vincolo di indeformabilità trasversale del nucleo, conseguendo un'ulteriore riduzione dei gradi di libertà del sistema.

Quindi, si sono analizzate tipologie strutturali simmetriche, al fine di istituire raffronti con altri procedimenti, ed inoltre si è valutata la risposta ad input sismici di nuclei dissimetrici aventi fori non allineati lungo l'altezza.

SUMMARY

The dynamic response of cores and non-planar shear walls in tall buildings constituted by elements both whole or with openings is investigated by the finite strip method (F.S.M.) This method is more convenient than the other methods for this kind of structures, hence the fundamentals of the method are here exposed. The beams over the openings connecting the walls are both considered as an equivalent orthotropic strip (continuum), and as an effective sequence of voids and solid walls, introducing strips having variable thickness. The rigidity of the concrete floors can be taken into account to reduce the number of degrees of freedom of the model. In the paper frequency analysis of symmetric perforated cores, is developed to investigate on the dynamic response and on the torsional behavior; thereafter an application to the earthquake response of an asymmetric core with openings set on in vertical rows is reported.

1. PREMESSA

La resistenza alle azioni orizzontali, siano esse dovute al sisma o al vento, negli edifici di media e di grande altezza, viene generalmente affidata a sistemi di controvento costituiti da pareti o da nuclei scatolari collegati a livello dei piani da travi e dalla presenza dei solai. Tali elementi di controvento sono, per necessità funzionali, interessati da file di aperture che ne interrompono la continuità e possono quindi essere riguardati come lastre, anche non complanari, collegate tra loro lungo gli spigoli da connessioni che trasmettono tensioni normali e tangenziali a volte con scorrimenti relativi.

Una rigorosa analisi tridimensionale può essere condotta per tali tipi di strutture con il metodo degli elementi finiti, essa tuttavia richiede grande utilizzazione di memoria di calcolatore e notevoli costi in tempo di elaborazione per l'elevato numero di gradi di libertà richiesto dal modello, e fornisce una notevole mole di risultati non tutti significativi.

Sono stati, pertanto, proposti da vari autori (I, II, V, VI, X, XI) metodi più sintetici, ma sufficientemente accurati, per strutture che mantengono inalterate le loro caratteristiche lungo l'altezza. Essi, oltre ad essere rappresentativi del comportamento del singolo controvento, possono essere utilizzati per rappresentare quello dell'intero complesso strutturale, costituito dall'insieme delle pareti e da altre strutture quali ad esempio i telai. In particolare, meritano attenzione le analisi al continuo condotte su modelli di travi in parete sottile dove la discontinuità offerta dalle aperture viene sostituita con cortine di lamelle flessibili che simulano l'effetto dei collegamenti tra diversi pannelli (V, IX). Sono stati esaminati sia modelli piani sia tridimensionali indagando in particolare sul comportamento flesso torsionale del sistema. Tali metodi, tuttavia, risentono della limitazione di prendere in considerazione, soltanto, casi di aperture allineate ed uniformemente distanziate lungo la verticale.

Un procedimento di calcolo semianalitico di particolare efficacia per l'analisi di tali strutture, sia in fase statica che dinamica, è lo strip-method (F. S.M.) (III, IV, VII) che mantiene la formulazione al continuo in direzione longitudinale e discretizza la struttura in strisce soltanto con riferimento alla sua sezione trasversale. In precedenti lavori (VIII, XIII), gli Autori hanno esaminato il caso della parete forata piana, di sezione costante lungo l'altezza, rappresentando la sequenza di architravi delimitanti le aperture come strisce fittizie di opportuna rigidità. Nella presente nota, rimuovendo l'ipotesi di costanza della sezione delle strisce lungo l'altezza, si sviluppa la possibilità di considerare la parete forata come una successione di vuoti e di pieni svincolandosi dalla necessità che i vuoti siano allineati lungo l'altezza o disposti ad intervalli regolari.

Si è trattato il caso di nuclei scatolari composti da un assemblaggio di pareti piene e forate, rivolgendo particolare attenzione al comportamento torsionale in fase dinamica.

Il metodo si presta a risolvere strutture comunque complesse ed inoltre consente di tener conto del vincolo di indeformabilità della sezione trasversale offerto dai solai, pur consentendo di prendere in conto le deformazioni assiali.

In questo caso si ha una notevole riduzione del numero di gradi di libertà del modello trattato con una vantaggiosa riduzione dei tempi di calcolo.

2. ANALISI DINAMICA ATTRAVERSO LO STRIP-METHOD

Si consideri un generico nucleo scatolare di controvento di altezza H, incastrato alla base e libero in sommità, suddiviso in strisce elementari, dotate di comportamento membranale "l" e flessionale "p", connesse lungo linee nodali longitudinali. Con riferimento alla Fig. 1, le componenti di spostamento del punto generico del piano medio della striscia vengono espresse in serie di prodotti di funzioni della coordinata longitudinale z, soddisfacenti le condizioni geometriche al contorno, e di funzioni polinomiali, in senso trasversale x, esplicitate in termini dei gradi di libertà delle linee nodali, assunti come coordinate Lagrangiane.

Separando i contributi dei comportamenti a lastra ed a piastra si ha:

$$\underline{u}^l = \sum_{m=1}^r N_m^l \delta_m^l \quad \underline{v}^p = \sum_{m=1}^r N_m^p \delta_m^p \quad (1)$$

essendo: $\underline{u}^l = (u, w)^T$;

$$\delta_m^l = (u_i, w_i, u_j, w_j)_m^T \quad \delta_m^p = (v_i, \phi_i, v_j, \phi_j)_m^T$$

Le matrici $N_m^l(x, z)$ e $N_m^p(x, z)$ possono esprimersi nella seguente forma:

$$N_m^l = \begin{bmatrix} Y_m(z) & 0 \\ 0 & Y'_m(z)/\lambda_m \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_1(x) & 0 & C_2(x) & 0 \\ 0 & C_1(x) & 0 & C_2(x) \end{bmatrix} \quad (2a)$$

$$N_m^p = Y_m(z) \begin{bmatrix} C_3(x) & C_4(x) & C_5(x) & C_6(x) \end{bmatrix} \quad (2b)$$

Come funzioni $Y_m(z)$ si scelgono le autofunzioni della mensola inflessa vibrante:

$$Y_m(z) = \sin \lambda_m z - \frac{\sin \lambda_m H + \text{sh } \lambda_m H}{\cos \lambda_m H + \text{ch } \lambda_m H} (\cos \lambda_m z - \cosh \lambda_m z) \quad (3)$$

i cui primi autovalori λH sono 1.875, 4.694, 7.855 ($m = 1, 2, 3$).

Le funzioni polinomiali $C_i^m(x)$, valgono rispettivamente

$$\begin{aligned} C_1(x) &= 1 - x/b & C_2(x) &= x/b \\ C_3(x) &= 1 - 3(x/b)^2 + 2(x/b)^3 & C_4(x) &= b \left[x/b - 2(x/b)^2 + (x/b)^3 \right] \\ C_5(x) &= 3(x/b)^2 - 2(x/b)^3 & C_6(x) &= b \left[(x/b)^3 - (x/b)^2 \right] \end{aligned} \quad (4)$$

Le componenti di deformazione membranali $\underline{\epsilon}$ e flessionali $\underline{\chi}$ si ricavano attraverso le teorie delle lastre e delle piastre e risultano:

$$\underline{\varepsilon} = \begin{pmatrix} \partial u / \partial x & \partial w / \partial z & \partial u / \partial z + \partial w / \partial x \end{pmatrix}^T \quad (5a)$$

$$\underline{\chi} = \begin{pmatrix} -\partial^2 v / \partial x^2 & -\partial^2 v / \partial z^2 & 2 \partial^2 v / \partial x \partial z \end{pmatrix}^T \quad (5b)$$

Sostituendo le (1) nelle (5) si ottiene il legame tra le deformazioni ed i gradi di libertà:

$$\underline{\varepsilon} = \sum_{m=1}^r \frac{B_m^1}{m} \delta_m^1 \quad \underline{\chi} = \sum_{m=1}^r \frac{B_m^p}{m} \delta_m^p \quad (6)$$

Indicando con \underline{D} la nota matrice di elasticità definita, con ovvio significato dei simboli, nel seguente modo:

$$\underline{D} = \begin{bmatrix} \frac{E_x}{1 - \nu_x \nu_z} & \frac{\nu_x E_z}{1 - \nu_x \nu_z} & 0 \\ \frac{\nu_z E_x}{1 - \nu_x \nu_z} & \frac{E_z}{1 - \nu_x \nu_z} & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (7)$$

gli sforzi unitari membranali $\underline{\sigma} = (\sigma_x, \sigma_z, \sigma_{xz})^T$ e flessionali $\underline{\rho} = (\rho_x, \rho_z, \rho_{xz})^T$ valgono rispettivamente:

$$\underline{\sigma} = s \underline{D} \underline{\varepsilon} \quad \underline{\rho} = \frac{s}{12} \underline{D} \underline{\chi} \quad (8)$$

Nel caso più generale di strisce aventi spessore s variabile a tratti lungo la direzione longitudinale, le espressioni dell'energia di deformazione W^1 e W^p assumono la seguente forma:

$$W^1 = \frac{1}{2} \sum_m \sum_n (\delta_m^1)^T \sum_{j=1}^N s_j \int_{z_{j-1}}^{z_j} \int_0^b \frac{B_m^1}{m} \underline{D} \frac{B_n^1}{n} dx dz \delta_n^1 \quad (9a)$$

$$W^p = \frac{1}{2} \sum_m \sum_n (\delta_m^p)^T \sum_{j=1}^N \frac{s_j^3}{12} \int_{z_{j-1}}^{z_j} \int_0^b \frac{B_m^p}{m} \underline{D} \frac{B_n^p}{n} dx dz \delta_n^p \quad (9b)$$

Indicando con γ/g la massa per unità di volume, col $(\dot{\cdot})$ la derivata rispetto al tempo, l'energia cinetica T^1 , T^p può scriversi come:

$$T^1 = \frac{1}{2} \sum_m \sum_n (\dot{\delta}_m^1)^T \sum_{j=1}^N \frac{\gamma}{g} s_j \int_{z_{j-1}}^{z_j} \int_0^b \left(\frac{N_m^1}{m}\right)^T \frac{N_n^1}{n} dx dz \dot{\delta}_n^1 \quad (10a)$$

$$T^p = \frac{1}{2} \sum_m \sum_n (\dot{\delta}_m^p)^T \sum_{j=1}^N \frac{\gamma}{g} s_j \int_{z_{j-1}}^{z_j} \int_0^b \left(\frac{N_m^p}{m}\right)^T \frac{N_n^p}{n} dx dz \dot{\delta}_n^p \quad (10b)$$

L'equazione di Lagrange per un sistema elastico privo di dissipazione, in oscil-

lazione libera, si scrive:

$$\frac{\partial}{\partial t} \frac{\partial T}{\partial \dot{\delta}_m} + \frac{\partial W}{\partial \delta_m} = 0 \quad (11)$$

sostituendo in essa le (9), (10) e sviluppando si ricavano le equazioni di equilibrio dinamico e quindi le espressioni delle matrici locali rigidezza k_{mn}^I , k_{mn}^P e massa m_{mn}^I , m_{mn}^P .

Nel caso in cui la sequenza dei fori sia distribuita con regolarità lungo l'altezza, risulta più agevole introdurre un'unica striscia fittizia ortotropa di spessore equivalente (IV, VIII, XIII); viceversa in assenza di questa regolarità diventa indispensabile sviluppare le integrazioni a tratti.

Se si considerano le prime r funzioni Y_m , le matrici elementari k ed m hanno ordine $8 \cdot r$. Procedendo all'assemblaggio delle singole strisce si perviene alle matrici globali K ed M di ordine $4 \cdot r \cdot n_{ld}$ essendo n_{ld} il numero delle linee nodali.

Per l'analisi dei nuclei di controvento degli edifici risulta opportuno tener conto del vincolo di rigidità trasversale offerto dagli impalcati.

Esso consente di assumere come gradi di libertà indipendenti Δ gli spostamenti U , V della linea nodale origine del riferimento, la rotazione rigida del piano, nonché gli spostamenti verticali delle linee nodali.

Pertanto, in questo caso l'ordine delle matrici K ed M si riduce ad $r \cdot (3 + n_{ld})$.

Le vibrazioni libere del sistema assemblato sono regolate dalla seguente equazione agli autovalori:

$$\underline{K}^{-1} \underline{M} \underline{\Delta} = \lambda \underline{\Delta} \quad (12)$$

Nel programma di calcolo sviluppato si considerano le prime tre armoniche Y_m e si risolve l'equazione agli autovalori attraverso l'algoritmo di Bauer.

Essendo il presente studio finalizzato all'analisi sismica si sottopone il sistema ad input definiti in termini di spettri di risposta. Pertanto, per le due direzioni di ingresso del moto si calcolano le sollecitazioni globali con i relativi spostamenti; quindi, riferendo questi ultimi al sistema locale si risale agli sforzi in ciascuna striscia.

3. RICHIAMI SUI MODELLI UNIDIMENSIONALI AL CONTINUO PER L'ANALISI DINAMICA

Essendo possibile affrontare l'analisi delle vibrazioni flessionali di nuclei scatolari forati anche attraverso modelli unidimensionali al continuo, si ritiene utile riportare sinteticamente alcuni sviluppi.

Per semplicità, si fa riferimento a sistemi dotati di due assi di simmetria allo scopo di evidenziare soluzioni disaccoppiate delle vibrazioni flessionali secondo X ed Y e torsionali attorno a Z .

Tali soluzioni rivestono notevole importanza ai fini tecnici in quanto consentono di ottenere valori approssimati anche per strutture non simmetriche (II).

In particolare si fa riferimento al sistema di Fig. 2 costituito da due profili a U collegati da architravi, aventi momento d'inerzia I_t e posti ad inte-

rasse regolare h lungo l'altezza H .

L'analisi flessionale in direzione x non presenta particolarità, potendosi riguardare il sistema come una ordinaria trave inflessa a mensola; per l'analisi in direzione y si introducono i parametri adimensionali

$$\alpha = H \sqrt{\frac{12 I_t c I}{a^3 S (I_1 + I_2) h}} \quad \beta = \sqrt{\frac{I}{cS}} \quad (13)$$

ove I_1 ed I_2 sono i momenti d'inerzia propri di ciascuno dei due profili, I il momento d'inerzia dell'intera sezione rispetto al baricentro G ; S il momento statico di una delle due porzioni rispetto a G e le altre quantità evidenziate nella Fig. 2.

Tra i modelli al continuo per il calcolo delle prime frequenze di vibrazione flessionale risulta particolarmente efficace quello proposto dal Rutenberg (XII) il quale considera il sistema composto dalle seguenti due travi:

- a) mensola avente comportamento flessionale puro, caratterizzata dagli autovalori λ_n^f e dalle autofunzioni (3);
- b) mensola avente deformabilità flessionale e tagliante, i cui autovalori λ_n^t possono calcolarsi agevolmente in funzione di α .

Noti λ_n^f e λ_n^t è possibile determinare gli autovalori λ_n attraverso la seguente formula di composizione:

$$\frac{1}{(\lambda_n)^4} = \frac{\beta^2 - 1}{\beta} \frac{1}{(\lambda_n^f)^4} + \frac{1}{\beta^2} \frac{1}{(\lambda_n^t)^4} \quad (14)$$

e quindi le pulsazioni ω_n :

$$\omega_n = \sqrt{\frac{E (I_1 + I_2)}{\mu}} \lambda_n^2 \quad (15)$$

essendo μ la massa per unità di lunghezza del sistema.

I modelli al continuo per il calcolo delle vibrazioni torsionali si basano sulla teoria delle aree settoriali o della torsione non uniforme (I) che presuppone la corretta definizione della rigidità torsionali primaria GI_d e secondaria EI_ω .

Indicando con $\theta(z, t)$ la rotazione attorno all'asse verticale Z e con I_p il momento d'inerzia polare della distribuzione delle masse, le vibrazioni libere torsionali sono descritte dall'equazione differenziale

$$\theta_{zzzz} - \frac{G I_d}{E I_\omega} \theta_{zz} - \frac{\gamma}{g E} \ddot{\theta}_{zz} + \frac{\gamma I_p}{g E I_\omega} \ddot{\theta} = 0 \quad (16)$$

ove la lettera z al piede di θ rappresenta la derivata $\partial\theta/\partial z$

Per la caratterizzazione del sistema risulta particolarmente efficace definire il parametro adimensionale

$$f = H \sqrt{\frac{G I_d}{E I_\omega}} \quad (17)$$

E' noto che per strutture aventi valori di $f < 1$ prevale la torsione secondaria, per f compreso tra 1 e 10 risultano significativi entrambi i contributi, mentre per valori superiori è preponderante la torsione alla de S. Venant.

Per il sistema oggetto del presente studio, l'insieme dei due profili collegati presenta elevata rigidezza EI , mentre risultano modesti GI_d ed f .

Si ritiene utile valutare come la presenza di architravi modifichi il comportamento torsionale del nucleo assemblato e quindi definire per esso anche una rigidezza torsionale equivalente.

Il problema è stato sviluppato (VI, IX, XII) secondo due livelli successivi di approssimazione:

a) il primo, trascurando la deformabilità assiale dei profili, traduce la presenza degli architravi in un incremento di rigidezza primaria ΔI_d notevolmente superiore a quella dei nuclei indipendenti ed esprimibile con sufficiente approssimazione come: (*)

$$\Delta I_d = \frac{24 I_t}{a^3 h} \Omega^2 \quad (18)$$

essendo Ω l'area racchiusa all'interno della linea media del nucleo.

b) il secondo, che costituisce un'estensione del modello di Rosman-Beck, mantiene l'ipotesi di diaframmatura trasversale ma considera anche la deformabilità assiale dei profili assumendo come incognita del problema l'azione tagliante esercitata dai traversi.

Nel seguito si farà riferimento al primo procedimento il quale consente di ottenere risultati attendibili per architravi flessibili (aventi rapporto altezza/luce $< 0,3$).

Le soluzioni stazionarie della (16) sono caratterizzate dalle autofunzioni $\theta_n(z)$:

$$\theta_n(z) = \psi_n \sin \delta_n z - \delta_n \operatorname{sh} \psi_n z - \frac{\psi_n \delta_n^2 \sin \delta_n H + \delta_n \psi_n^2 \operatorname{sh} \psi_n H}{\delta_n^2 \cos \delta_n H + \psi_n^2 \operatorname{ch} \psi_n H} (\cos \delta_n z - \operatorname{ch} \psi_n z) \quad (19)$$

avendo posto:

$$\psi_n = \sqrt{-\frac{\alpha_n^2}{2}} + \sqrt{\frac{\alpha_n^4}{4} + \lambda_n^4} \quad \delta_n = \sqrt{\frac{\alpha_n^2}{2}} + \sqrt{\frac{\alpha_n^4}{4} + \lambda_n^4}$$

$$\alpha_n^2 = \omega_n^2 \frac{\gamma}{g E} - \frac{f^2}{H^2} \quad \lambda_n^4 = \omega_n^2 \frac{\gamma I_p}{g E I_w}$$

Le (19) soddisfano alle condizioni al contorno $\theta_n(0) = \theta_{n_z}(0) = \theta_{n_{zz}}(H) = 0$.
Imponendo l'annullamento del momento torcente alla sommità

$$\theta_{n_{zzz}}(H) - \alpha_n^2 \theta_{n_z}(H)$$

NOTA

(*) Il contributo relativo a ciascun architrave risulta pari a $\frac{48 I_t}{a^3 h} \left(\frac{\Omega}{2}\right)^2$

si ricava l'equazione trascendente agli autovalori:

$$-\cos \delta_n H \operatorname{ch} \psi_n H + \frac{\delta_n \psi_n (\delta_n^2 - \psi_n^2)}{\delta_n^4 + \psi_n^4} \sin \delta_n H \operatorname{sh} \psi_n H = \frac{2 \delta_n^2 \psi_n^2}{\delta_n^4 \psi_n^4} \quad (20)$$

dalla cui soluzione si ottengono le pulsazioni ω_n .

Qualora risulti preponderante la torsione alla d.S.V. il problema si semplifica notevolmente potendo esprimere λ_n e ω_n come

$$\lambda_n = \frac{2n-1}{2} \frac{\pi}{H} \quad \omega_n = \lambda_n \sqrt{\frac{G I_d g}{\gamma I_p}} \quad (21)$$

Analogamente, nel caso di I_d tendente a zero e trascurando le forze d'inerzia connesse all'ingobbimento la $d(16)$ si riduce nell'equazione

$$\theta_{zzzz} + \frac{\gamma I_p}{g E I_\omega} \ddot{\theta} = 0 \quad (22)$$

analogamente a quella delle vibrazioni libere della trave inflessa di massa m purché si sostituisca Y a θ ed m/EI a $\gamma I_p / (g E I_\omega)$.

Le autofunzioni sono espresse dalle (3) mentre le pulsazioni sono ancora e spresse come:

$$\omega_n = \lambda_n^2 \sqrt{\frac{E I_\omega g}{I_p \gamma}}$$

4. APPLICAZIONI NUMERICHE E RAFFRONTO DEI RISULTATI

Con riferimento al nucleo scatolare forato di Fig. 2 si considerano le otto tipologie strutturali evidenziate nella Tab. I, aventi le seguenti caratteristiche meccaniche in comune:

$$a = b = 1,50 \text{ m}$$

$$d = h = 3,00 \text{ m}$$

$$\mu = 15.000 \text{ Nsec}^2/\text{m}^2$$

$$E = 2 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$$

$$v = 0,15$$

Per ciascuna di esse si sono analizzate, attraverso il F.S.M. ed i procedimenti soprarichiamati, le vibrazioni flessionali in direzione Y e torsionali θ , di cui nella Tab. II sono riportati i valori dei primi due periodi di vibrazione. Tuttavia, non appena si presentino forme strutturali più complesse, discontinuità lungo l'altezza o dissimmetrie lo strumento di analisi più idoneo diviene lo strip method.

Per evidenziarne la potenzialità lo si applica al nucleo scatolare di otto piani rappresentato in Fig. 4, non simmetrico ed interessato da fuori non allineati lungo l'altezza, delimitati da architravi aventi sezione $0,20 \times 0,80 \text{ m}$.

Si considerano i valori del modulo elastico e del coefficiente di Poisson precedentemente adottati e si suppone che la massa sia uniformemente spalmata lungo la superficie media del nucleo, anche in corrispondenza dei fori ed abbia le seguenti caratteristiche:

$$\gamma \frac{s}{g} = 1000 \text{ N sec}^2 \text{ m}^{-3}$$

$$X_G = 2,60 \text{ m}$$

$$Y_G = - 3,10 \text{ m}$$

$$\text{raggio d'inerzia baricentrico} = 3,3 \text{ m}$$

Si discretizza la struttura in otto strips delimitate da altrettante linee nodali secondo le indicazioni di Fig. 4. Per le strisce 1, 3 e 5 si considera l'effettiva alternanza di pieni e vuoti e pertanto la striscia 1 risulta suddivisa lungo l'altezza in 2 parti; la 3 in 8 parti e la 5 in 9 parti.

Tab. I - Tipologie strutturali

Tipologia	H [m]	s ₁ =s ₂ [m]	t ^(*) [m]	α(13)	β(13)	f(17)	$\frac{Y}{g} I_p$ [Nsec ²]
1	30	0,24	0	-	-	0,686	79888
2	"	"	0,30	4,705	1,035	1,686	"
3	"	"	0,50	10,124	"	3,385	"
4	"	"	3,00	-	-	-	"
5	60	0,30	0	-	-	1,660	82462
6	"	"	0,30	9,236	1,036	3,470	"
7	"	"	0,50	19,872	"	6,766	"
8	"	"	3,00	-	-	-	"

(*) t = altezza architrave

Tab. II - Periodi di vibrazione

Tipologia	FLESSIONE IN DIREZIONE Y				TORSIONE			
	F. S. M.		Modello monodimens.		F. S. M.		Modello monodimens.	
	T ₁ [sec]	T ₂ [sec]	T ₁ [sec]	T ₂ [sec]	T ₁ [sec]	T ₂ [sec]	T ₁ [sec]	T ₂ [sec]
1	1,4924	0,2433	1,4991	0,2392	0,4290	0,0836	0,4052	0,0738
2	0,6792	0,1751	0,6617	0,1745	0,2837	0,0732	0,2832	0,0675
3	0,5045	0,1314	0,4851	0,1152	0,1945	0,0586	0,1811	0,0539
4	0,3969	0,0756	0,3377	0,0539	0,0911	0,0308	0,0966	0,0322
5	5,3116	0,8522	5,1982	0,8294	1,1473	0,2468	1,0000	0,2307
6	1,7772	0,4510	1,7455	0,4250	0,6053	0,1747	0,6048	0,1721
7	1,5029	0,3258	1,4603	0,2812	0,3824	0,1211	0,3742	0,1136
8	1,3798	0,2324	1,3509	0,2155	0,1629	0,0551	0,1714	0,0571

Sviluppata l'analisi modale, determinando i primi dieci modi di vibrare si è sottoposto il sistema ad inputs sismici definiti dallo spettro di risposta del regolamento italiano per zona sismica di prima categoria, diretti rispettivamente secondo gli assi X ed Y.

Si riportano nelle Tab. III e IV per i cinque modi di vibrare, cui sono associati i coefficienti di partecipazione più elevati, i valori dei periodi di vibrazione T, degli spostamenti U, V del baricentro, delle rotazioni θ e delle seguenti sollecitazioni globali: taglianti di piano Q; momenti flettenti M_x, M_y ; momenti torcenti M_z ; bimomenti B ottenuti per integrazione degli M_z lungo l'altezza del nucleo.

Dal raffronto dei risultati della Tab. II si rileva come i modelli semplificati consentono di ricavare valori dei primi due periodi di vibrazione prossimi a quelli ottenuti applicando il F.S.M. In particolare per quanto riguarda le vibrazioni torsionali si osserva:

- i periodi di vibrazione calcolati con la teoria delle aree settoriali risultano inferiori a quelli ottenuti dal F.S.M. Ciò è da attribuire alla maggiore rigidità del modello di calcolo monodimensionale che non tiene conto della deformabilità assiale delle pareti né (per la formulazione adottata) della deformabilità a taglio degli architravi. Un ulteriore vincolo irrigidente è dovuto all'impedimento dello scorrimento fra direttrici e generatrici del nucleo scatolare;
- per le tipologie 4 ed 8 relative a pareti non forate i valori ricavati attraverso i due procedimenti risultano sufficientemente vicini. Sono più elevati i periodi relativi al calcolo alla d.S.V. il quale non tiene conto dell'impedimento all'ingobbimento presente nella sezione di base.

Per il nucleo scatolare dissimmetrico non schematizzabile con modelli di calcolo unidimensionali, si rileva che i modi di vibrare sono tra loro accoppiati ed in particolare i primi tre modi vengono eccitati da inputs secondo entrambe le due direzioni X, Y. Il sesto modo maggiormente caratterizzato da vibrazioni estensionali in direzione longitudinale Z ed avente periodo $T = 0,083$ sec risulta particolarmente significativo solo in presenza di azione sismica sussultoria la quale per edifici di grande altezza potrebbe indurre significativi incrementi di sforzi.

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Lo studio svolto dimostra la notevole versatilità del procedimento esposto basato sul F.S.M. per l'analisi dinamica di nuclei scatolari composti da pareti piene o forate, disposte in pianta in modo del tutto generico ed aventi caratteristiche meccaniche comunque variabili lungo l'altezza.

Il metodo, inoltre, consente di tener conto della deformabilità assiale della struttura e delle azioni d'inerzia in direzione verticale, nonché delle deformazioni a taglio degli architravi, e pertanto, appare come il procedimento più idoneo per l'analisi sismica di tali strutture.

Tab. III - Direzione X

Modo	z/H	U [mm]	V [mm]	θ [rad 10 ⁶]	Q _x [KN]	M _y [KNm]	M _z [KNm]	B [KNm ²]
II T=0,530 sec	0	0	0	0	271	6314	307	7184
	0.4	1.547	-1.242	12.6	248	6093	281	6944
	0.8	4.884	-3.689	2.2	122	3532	140	4055
	1	7.035	-5.019	-60.1	0	0	0	0
I T=0,647 sec	0	0	0	0	151	3527	1001	23226
	0.4	1.275	1.756	11.8	139	3407	916	22424
	0.8	4.079	5.391	20.7	68	1967	440	12742
	1	5.809	7.386	-4.5	0	0	0	0
III T=0,131 sec	0	0	0	0	85	709	492	5874
	0.4	0.146	0.082	1.7	45	333	287	4015
	0.8	0.002	-0.017	13.7	-40	-1184	-97	-2955
	1	-0.243	-0.129	35.2	0	0	0	0
VII T=0,063 sec	0	0	0	0	34	238	254	2594
	0.4	0.016	-0.006	5.6	-2	-66	88	1158
	0.8	-0.008	-0.002	1.4	4	145	-16	-461
	1	0.016	0.09	-7.2	0	0	0	0
V T=0,097 sec	0	0	0	0	24	153	-211	-5493
	0.4	0.026	-0.003	-7.6	6	-2	-214	-5507
	0.8	-0.006	0.014	-16	-7	-209	-122	-3532
	1	-0.016	0.025	-23.8	0	0	0	0

Tab. IV - Direzione Y

Modo	z/H	U [mm]	V [mm]	θ [rad 10 ⁶]	Q _x [KN]	M _y [KNm]	M _z [KNm]	B [KNm ²]
I T=0,648 sec	0	0	0	0	269	6235	1339	31085
	0.4	1.707	2.351	15.9	246	6017	1226	30012
	0.8	5.460	7.215	27.7	117	3402	589	17054
	1	7.775	9.886	-6	0	0	0	0
II T=0,530 sec	0	0	0	0	157	3617	-233	-5454
	0.4	-1.174	0.943	-9.6	143	3486	-214	-5272
	0.8	-3.708	2.800	-1.7	68	1959	-106	-3079
	1	-5.341	3.810	45.6	0	0	0	0
IV T=0,120 sec	0	0	0	0	104	1007	84	-796
	0.4	-0.053	0.142	3.6	51	528	-17	-1697
	0.8	-0.003	0.001	-10.4	-31	-926	-102	-2990
	1	0.126	-0.151	-34.1	0	0	0	0
VIII T=0,053 sec	0	0	0	0	38	191	107	242
	0.4	0.006	0.014	-0.7	-11	-210	-74	-1237
	0.8	-0.004	-0.009	-0.3	9	284	52	1664
	1	0.009	0.020	1.9	0	0	0	0
III T=0,131 sec	0	0	0	0	20	78	262	3134
	0.4	0.078	0.043	0.9	7	-46	153	2142
	0.8	0.001	-0.009	7.3	-13	-382	-52	-1570
	1	-0.130	-0.69	18.8	0	0	0	0

BIBLIOGRAFIA

- I) VLASOV Z., "Pieces longues en voiles minces" Ed. EYROLLES, Paris, 1962
- II) HEIDEBRECHT A.C. and RAINA R.K., "Frequency analysis of thin-walled shear walls", Proc. A.S.C.E. E.M. 1971
- III) CHEUNG Y.K., "Finite strip method in structural analysis", Ed. Pergamon Press, 1976
- IV) CHEUNG Y.K., HUTTON S.G., KASEMSET C., "Frequency analysis of coupled shear wall assemblies", Earth Eng. and Struct. Dyn., Vol. 5, 1977
- V) MUKHRJEE P. and COULL A., "Free vibration of open section shear walls", Earth. Eng. and Struct. Dyn., Vol. 5, 1977
- VI) CAPURSO M. "Sul calcolo dei sistemi spaziali di controventamento. Nota I: formulazione generale del problema", Giornale del Genio Civile, 1-2-3, 1981
- VII) WORSAK KANOK-NUKULCHAI, SEK-YEAN LEE, PISIDHI KARASUDHI, "A versatile finite strip model for three dimensional tall buildings analysis", Earth. and Struct. Dyn., Vol. 11, 1983.
- VIII) SCIBILIA N., ZINGONE G., "Vantaggi dell'applicazione dello Strip-Method per l'analisi dei sistemi di controvento bi e tridimensionali". Notiziario AICAP N. 12, 1984
- IX) CAPURSO M., "Calcolo dei sistemi di controventamento. Nota II: I sistemi di mensole forate", Giornale del Genio Civile, 1-2-3, 1985.
- X) CAPURSO M., "Calcolo dei sistemi di controvento". Nota III: L'estensione ai sistemi spaziali del procedimento di Rosman-Beck", Giornale del Genio Civile, 1-2-3, 1986
- XI) STAFFORD SMITH B. and CROWE E., "Estimating periods of vibration of tall buildings", A.S.C.E. Journal of Structural Engineering, Vol. 112, N. 5, 1986
- XII) RUTENBERG A., SHTARKMAN M. and EISENBERG M., "Torsional analysis methods for perforated cores". A.S.C.E. Journal of Structural Engineering, Vol. 112, N. 6, 1986
- XIII) ARICI M., SCIBILIA N., "Analisi sismica di pareti di controvento di edifici". Convegno C.T.E., Ravenna 1986

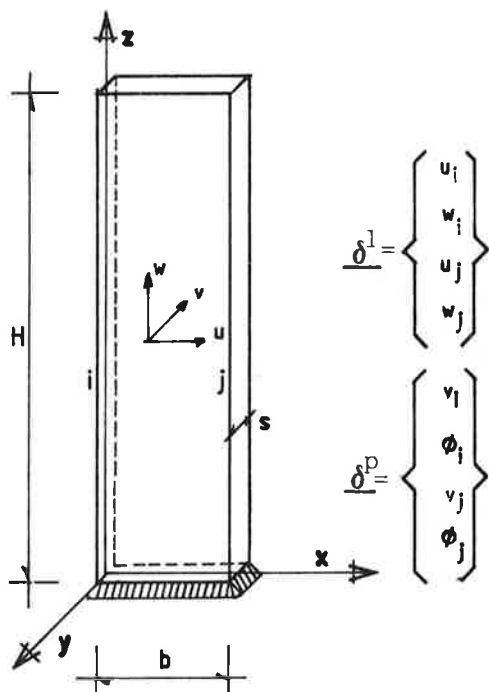


FIG. 1 STRISCIA FINITA RIFERITA AL SISTEMA LOCALE.

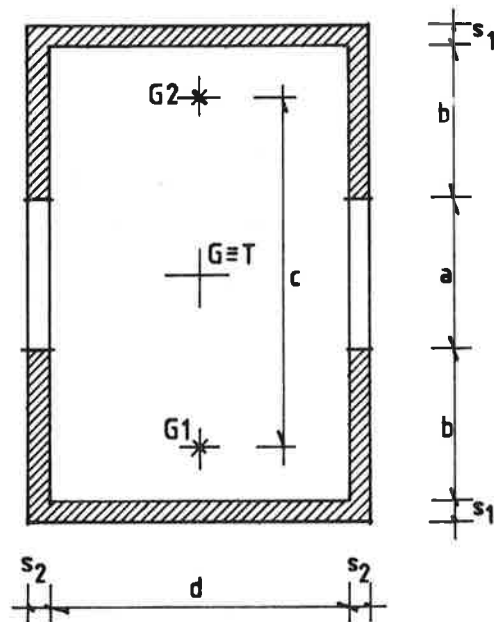


FIG. 2 SEZIONE ORIZZONTALE DI NUCLEO SIMMETRICO

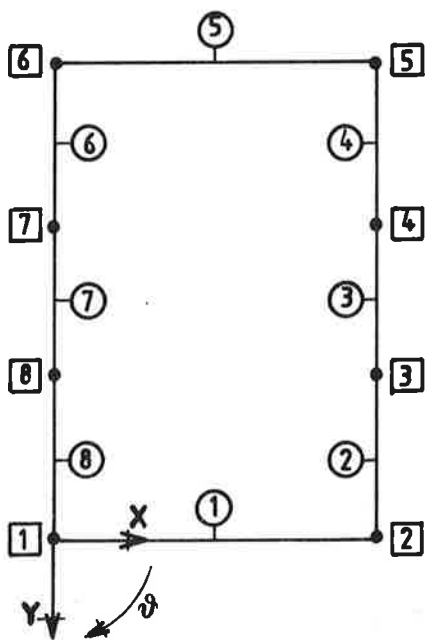


FIG. 3 SUDDIVISIONE IN STRISCE DEL NUCLEO DI FIG. 2

- num. linee nodali
- num. strips

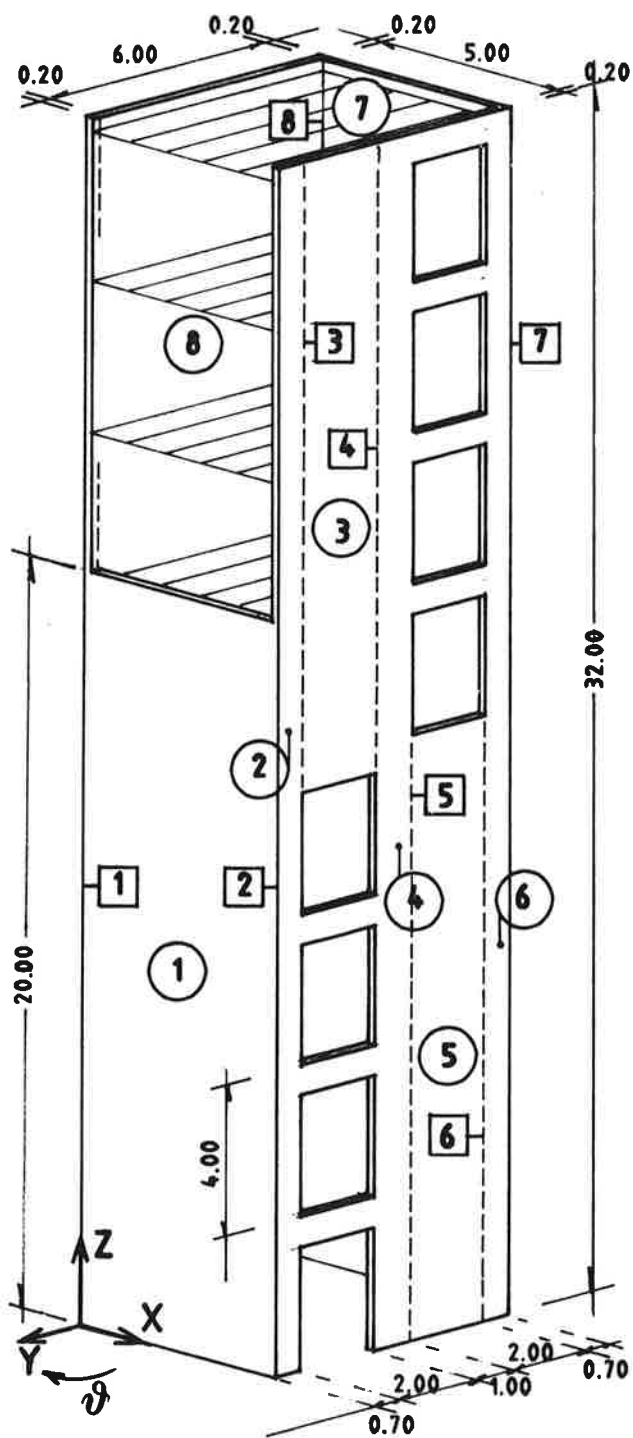


FIG. 4 NUCLEO SCATOLARE NON SIMMETRICO.

SUL COMPORTAMENTO DI SEZIONI MISTE IN ACCIAIO E CALCESTRUZZO
SOTTOPOSTE A CARICHI CICLICI: INDAGINE SPERIMENTALE
E MODELLAZIONE NUMERICA

Giulio BALLIO, Luis CALADO, Ivo IORI, Giulio MIRABELLA ROBERTI

Dipartimento di Ingegneria Strutturale
Politecnico di Milano

SOMMARIO

Si confrontano con un opportuno approccio numerico i risultati di alcune prove sperimentali cicliche riferite ad elementi realizzati conglobando profili ad H in acciaio in una sezione di calcestruzzo.

SUMMARY

The results of some tests on composite concrete and steel structural elements subjected to cyclic loads are described and compared with the data worked out on the basis of a numerical model.

1. PREMESSA

Nell'ambito sismico, pur simulando frequentemente le reali azioni agenti con azioni statiche equivalenti, appare tuttavia opportuno indagare il carattere alternato di dette azioni equivalenti.

Va riconosciuto che le numerose indagini condotte sono state principalmente rivolte allo studio di elementi strutturali in conglomerato armato; attraverso un'estesa sperimentazione si sono sviluppate ricerche analizzando elementi strutturali (prevalentemente soggetti a flessione, taglio e/o azione assiale) e nodi di connessione trave-pilastro [1]. Tali ricerche, oltre a costituire base indispensabile per la formulazione di approcci teorici, hanno ben evidenziato il diverso ruolo sostenuto dalle armature e dal calcestruzzo. Nell'ambito ricordato, per elementi inflessi con bassi livelli di taglio, si è osservato, ad esempio, una variazione della rigidità flessionale della sezione, variazione dovuta alla compressione manifestantesi nel calcestruzzo all'alternare richiudersi delle lesioni: il diagramma momento-rotazione presenta di conseguenza una caratteristica strizione attorno all'origine. Sempre in tali elementi, per una migliore dissipazione energetica, è stata anche messa in evidenza [2, 3] l'importanza ed efficacia di una aggiuntiva armatura longitudinale d'anima.

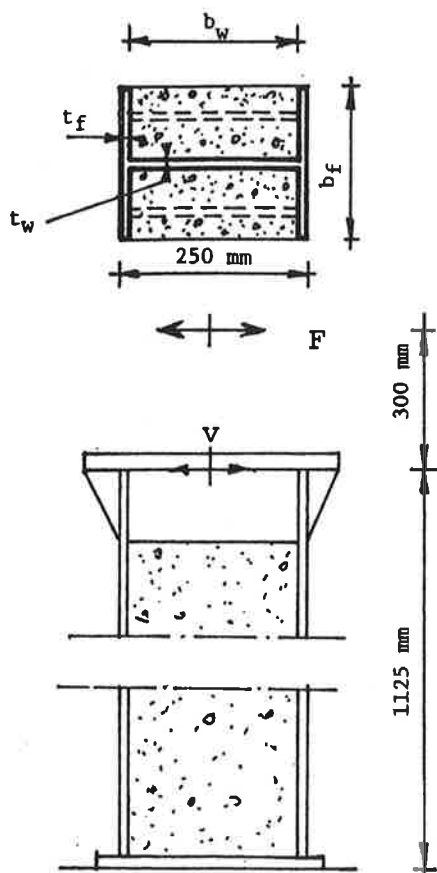
Negli elementi inflessi con alti livelli di taglio si è invece principalmente osservato l'espulsione del calcestruzzo del copriferro associata al deterioramento dell'ancoraggio dell'armatura principale ancor prima del raggiungimento del collasso per stato limite ultimo a flessione [1,3]. Il

comportamento del nucleo di calcestruzzo è d'altro canto pure di estrema importanza per i pilastri (ove in effetti il deterioramento di resistenza appare evidente all'aumentare del numero di inversioni cicliche [4, 5]) e per i nodi di connessione trave-pilastro. In quest'ultimo caso la presenza delle staffe è essenziale nel contribuire a limitare l'ampiezza delle lesioni diagonali del nodo ed a migliorare il confinamento del calcestruzzo [6].

In tutti gli elementi esaminati appare quindi evidente una mutua azione sinergica sviluppantesi tra l'armatura d'acciaio ed il calcestruzzo. In tale ottica gli autori hanno pertanto ritenuto opportuno condurre un'analisi preliminare sul comportamento di elementi realizzati inglobando calcestruzzo in profili ad H in acciaio. I risultati ottenuti sono stati poi confrontati con quelli di analoghe prove effettuate su sezioni, uguali alle precedenti, ma di solo acciaio per evidenziare, tra l'altro, il contributo esercitato dal calcestruzzo in termini di resistenza e, soprattutto, di energia dissipata. L'interpretazione delle risultanze sperimentali è stata poi affrontata dagli autori sulla scorta di un approccio numerico, discretizzando la sezione in opportune areole di acciaio e di calcestruzzo, il cui comportamento meccanico è stato descritto da appropriati legami costitutivi.

2. PROVE SPERIMENTALI

Nell'ambito di un programma di ricerca finalizzato a studiare il comportamento di sezioni inflesse in acciaio soggette a carichi ciclici [7] quattro prototipi sono stati utilizzati come sezioni miste acciaio-calcestruzzo. Trattasi di prototipi con sezione ad H progettati per mettere in luce l'influenza del rapporto larghezza/spessore delle parti compresse della sezione al crescere delle deformazioni.



CAMPIONE	10C		8C		6C		4C		
		10A		8A		6A		4A	
b_f	mm	200		200		200		200	A L I
t_f	mm	10		8		6		4	
f_y	MPa	224		231		302		346	
f_u	MPa	334		365		399		438	
E_u	%	43		39		36		35	
b_w	mm	230		234		238		242	A N I M A
t_w	mm	6		6		4		4	
f_y	MPa	293		293		353		353	
f_u	MPa	388		388		446		446	
E_u	%	38		38		35		35	
f_c	MPa	336		336		336		336	

Tabella 1

Le caratteristiche dei quattro campioni (denominati 4C, 6C, 8C e 10C, a seconda dello spessore delle ali) sono riportate in Tab. 1 assieme a quelle degli analoghi quattro campioni di solo acciaio (denominati 4A, 6A, 8A e 10A). Le sezioni in acciaio sono realizzate con piatti saldati: in essa variano sia lo spessore delle ali che quello dell'anima. Tra le ali è stato gettato calcestruzzo, collegato all'acciaio mediante staffe diametro 6 mm, passo 15 cm, saldate alla faccia interna delle ali.

Ai prototipi, fissati alla base, sono stati imposti cicli di spostamento in sommità (di ampiezza via via crescente) mediante un'attrezzatura a disposizione del Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano e già altrove descritta [8], registrando il valore F della forza applicata corrispondente. Le prove sono state condotte secondo la procedura indicata in [9]. Tranne nei primi cicli si è raggiunto tre volte lo stesso livello della componente di spostamento sia in campo positivo che negativo. Una tale ripetizione permette di osservare l'eventuale degrado della forma del ciclo o del livello della forza massima raggiunto durante il ciclo stesso. Nella Tabella 2 sono riportate le ampiezze degli spostamenti per ogni ciclo per i prototipi in acciaio e per quelli in acciaio-calcestruzzo. I valori sono espressi in millimetri e quelli asteriscati corrispondono a cicli per i quali non è stata effettuata alcuna ripetizione. Si deve osservare la notevole ampiezza raggiunta, corrispondente a componenti di spostamenti dell'ordine di 1/20 dell'altezza del prototipo (Fig.1).

CICLO	C A M P I O N E								
	No	10A	8A	6A	4A	10C	8C	6C	4C
1		6.3*	2.5*	2.5*	3.0*	3.0*	3.0*	5.0*	5.0*
		-6.3*	-2.5*	-2.5*	-3.0*	-3.0*	-3.0*	-4.0*	-5.0*
2		10.0*	5.0	5.0*	6.0	6.0*	6.0*	10.0*	10.0*
		-10.0*	-5.0*	-5.0	-6.0	-6.0*	-6.0*	-8.0*	-10.0*
3		12.5	7.5*	7.5	9.0	9.0*	9.0*	20.0	15.0*
		-12.5	-7.5*	-7.5	-9.0	-9.0*	-9.0*	-20.0	-15.0*
4		15.0	10.0	10.0	12.0	15.0	15.0	30.0	20.0
		-15.0	-10.0	-10.0	-12.0	-15.0	-15.0	-30.0	-20.0
5		17.5	12.5	15.0	15.0	20.0	20.0	40.0	25.0
		-17.5	-12.5	-15.0	-15.0	-20.0	-20.0	-40.0	-25.0
6		20.0	17.5	20.0	18.0	30.0	30.0	50.0	30.0
		-20.0	-17.5	-20.0	-18.0	-30.0	-30.0	-50.0	-30.0
7		22.5	20.0	30.0	21.0	40.0	40.0		35.0
		-22.5	-20.0	-30.0	-21.0	-40.0	-40.0		-35.0
8		25.0	30.0	40.0	24.0	50.0	50.0		40.0
		-25.0	-30.0	-40.0	-24.0	-50.0	-50.0		-40.0
9		27.5	40.0		30.0	60.0	60.0		
		-27.5	-40.0		-30.0	-60.0	-60.0		
10		37.5	50.0		33.0	70.0	70.0		
		-37.5	-50.0		-33.0	-70.0	-70.0		
11		47.5	60.0		40.0				
		-47.5	-60.0		-40.0				
12		57.5			50.0				
		-57.5			-50.0				
13		67.5							
		-67.5							
14		77.5							
		-77.5							

Tabella 2

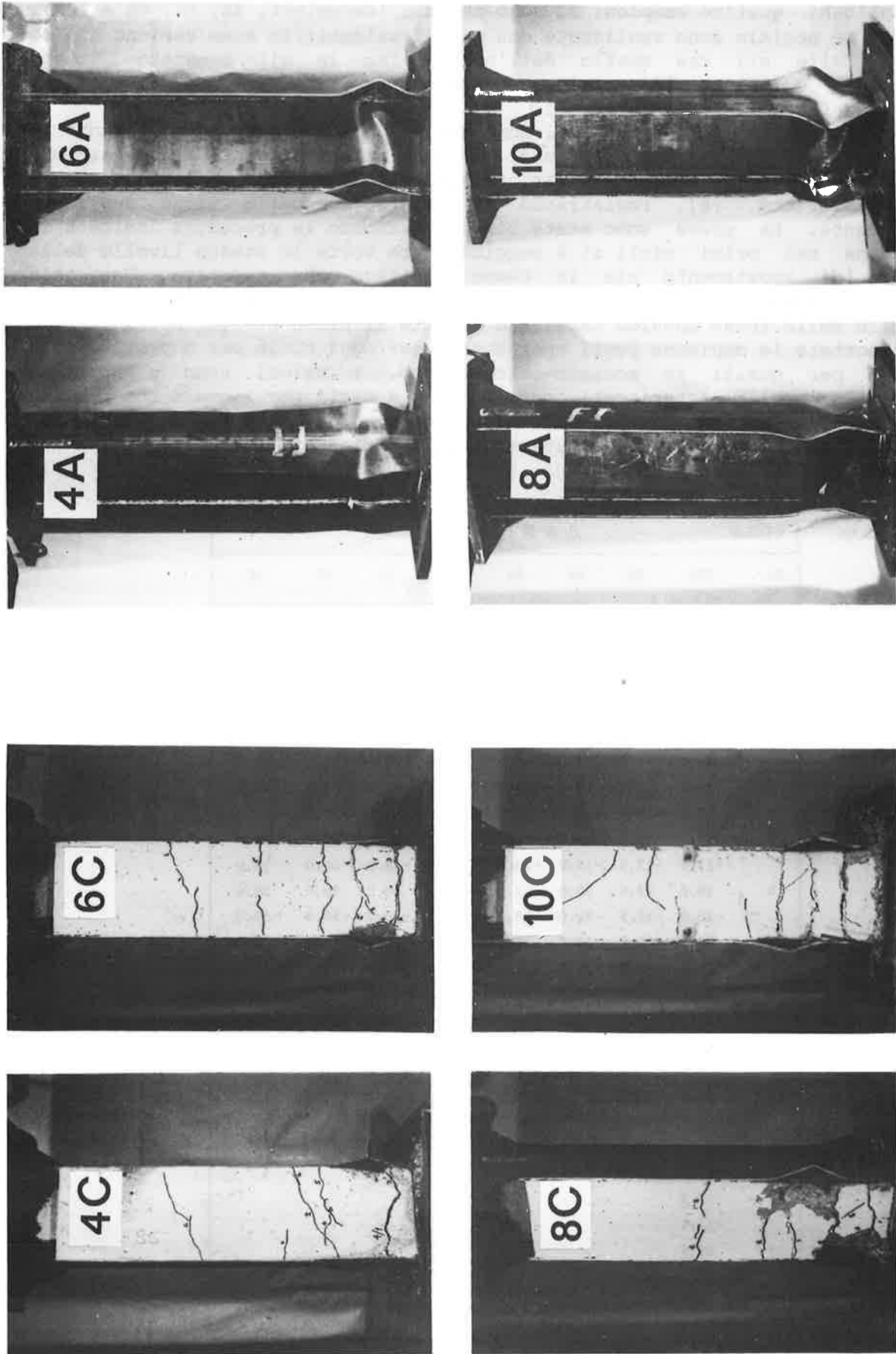


Fig. 1 - I prototipi al termine della sperimentazione.

3. L'APPROCCIO NUMERICO

Per simulare analiticamente i risultati sperimentali si è adottato, in analogia a quanto fatto in [7], un modello numerico costituito da un'asta rigida ed una cella elastoplastica in cui è stata concentrata tutta la deformabilità del sistema.

Divisa la sezione in tante strisce elementari è possibile, in funzione della rotazione della cella, individuare per tentativi la posizione dell'asse neutro attribuendo ad ogni striscia il valore dello sforzo calcolato attraverso la legge costitutiva del materiale e verificando l'equilibrio alla traslazione. Noto l'asse neutro e la distribuzione degli sforzi è immediato il calcolo del momento e quindi della forza agente in sommità dell'elemento. Il legame costitutivo assume quindi un ruolo determinante nel calcolo.

3.1 Legame costitutivo dell'acciaio.

Il legame costitutivo assunto per la parte in acciaio della sezione è un legame non lineare con pendenza decrescente dai rami di carico ottenuto modificando un modello originariamente proposto in [10] e successivamente perfezionato in [11] e [12].

Le principali caratteristiche di tale modello sono quelle di possedere due asintoti inclinati, la cui pendenza è possibile far corrispondere rispettivamente con il modulo elastico iniziale E_0 e con il modulo di incrudimento E_1 , e di poter variare l'ampiezza del raccordo curvilineo, dovuto all'effetto Baushinger, in funzione della escursione in campo plastico precedentemente sperimentata dal materiale.

A tale modello è stata aggiunta la possibilità di modificare la pendenza iniziale, simulando così il deterioramento del materiale in funzione dell'escursione in campo plastico, pur tenendo conto dell'incremento di resistenza per effetto dell'incrudimento.

L'applicabilità di tale legame (originariamente previsto per barre di armatura di sezioni in c.a.) è confermata da alcune risultanze sperimentali [13] così come l'assenza di una soglia di snervamento per carichi ripetuti [14, 15].

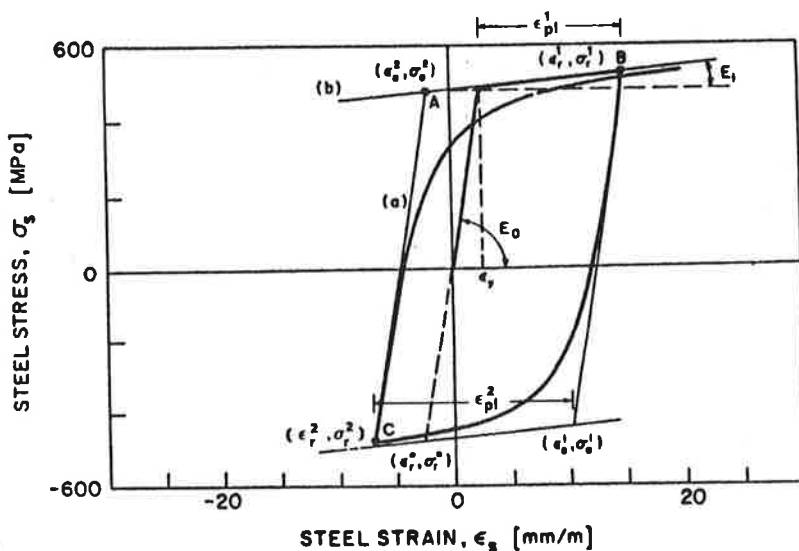


Fig. 2 - Legame costitutivo dell'acciaio.

Nell'analisi viene assunta una espressione nella forma:

$$\sigma^* = \alpha \varepsilon^* + (1-\alpha) \varepsilon^* / [1/\beta + |\varepsilon^*|^{R-1/R}]^{1/R}$$

dove:

$$\sigma^* = (\sigma - \sigma_r) / (\sigma_o - \sigma_r)$$

$$\varepsilon^* = (\varepsilon - \varepsilon_r) / (\varepsilon_o - \varepsilon_r)$$

$$R = 20. - 18.5 \varepsilon_{pl}^* / (5.0 + \varepsilon_{pl}^*)$$

$$\beta = (1. - 0.1 \varepsilon_{pl}^*) \leq 0.4$$

essendo $\alpha = E_1/E_0$ il modulo di incrudimento, σ_r, ε_r le coordinate del punto di inversione del carico immediatamente precedente, σ_o, ε_o le coordinate del punto di intersezione degli asintoti, ε_{pl}^* la escursione in campo plastico sperimentata nel semiciclo precedente l'inversione di carico, adimensionalizzata rispetto alla deformazione di primo snervamento ε_y (Fig.2).

Il coefficiente β permette di tenere in conto il decadimento di rigidezza dei tratti discendenti. Per cicli di carico incompleti si utilizzano le stesse regole adottate in [12].

La modellazione del danno è effettuata seguendo l'approccio sviluppato in [7] riducendo o annullando la misura dell'area della striscia in cui si ipotizza verificarsi il danno stesso. In particolare si assume quanto segue.

Per quanto riguarda la instabilità locale si considera che la striscia *i*-esima si instabilizzi quando la sua deformazione unitaria ε_i supera quella critica di una lastra priva di irrigidimenti e di larghezza pari alla distanza x_i che separa la striscia dal bordo vincolato costituito dall'attacco dell'ala all'anima. L'area della striscia viene quindi annullata quando:

$$\varepsilon_i \geq k \pi^2 E / [12 (1 - \nu) (x_i/t)^2],$$

essendo t lo spessore dell'ala e k il coefficiente di vincolo. Tale coefficiente è pari all'unità per una lastra libera di imbozzarsi, ovvero per la sezione in acciaio priva di calcestruzzo, mentre è stato assunto pari a 4 per l'anima e 1,33 per le ali per la sezione mista per tener conto dell'impedimento offerto dal calcestruzzo alla instabilità dell'anima e alle componenti di spostamento verso l'interno delle ali.

La possibilità di fratture della sezione in acciaio, evidenti nella zona di collegamento ala-anima, è stata presa in considerazione attribuendo alle strisce disposte in tale zona un allungamento ultimo ridotto (7). Analogamente è stata considerata la possibilità di propagazione sia della zona interessata dalla instabilità sia di quella in cui è presente la fessura di trazione mediante la legge:

$$A_i = A_{oi} (1 - c N).$$

In essa si è indicato con:

A_i l'area della striscia *i*-esima

A_{oi} l'area iniziale della striscia

N il numero di cicli

c un coefficiente pari all'inverso del numero di cicli necessari a completare il deterioramento della striscia.

In particolare è stato considerato che il deterioramento della striscia i-esima potesse iniziare quando il fenomeno di instabilità o di rottura per trazione avesse interessato una striscia distante due volte lo spessore dalla striscia i-esima stessa e che il deterioramento si esaurisse dopo quattro inversioni di segno del valore della deformazione presente nella fibra ($c=0,25$).

Ovviamente tali asserzioni sono arbitrarie e necessitano di una larga sperimentazione per essere convalidate o perfezionate. Esse comunque bene colgono il comportamento deteriorativo di sezioni in acciaio, come mostrato in [7].

3.2 Legame costitutivo del calcestruzzo.

Nell'ambito indagato, stanti le caratteristiche meccaniche e geometriche delle sezioni studiate, il legame costitutivo $\sigma_c - \epsilon_c$ del calcestruzzo è stato limitato al solo campo delle compressioni ripetute [16].

Si è adottata una rappresentazione governata da un opportuno numero di parametri ritenendo la validità delle rappresentazioni semplificate (ad es. [7 e 8]) notevolmente vincolata a precise percentuali di armatura [17, 19 e 20].

Per la curva "inviluppo" $\bar{\sigma}_c - \bar{\epsilon}_c$ (con $\bar{\sigma}_c = \sigma_c / \sigma_0$, $\bar{\epsilon}_c = \epsilon_c / \epsilon_0$, essendo σ_0 ed ϵ_0 rispettivamente la tensione e la deformazione del punto di peak-stress) si assume (Fig.3a), in accordo a [21, 22]:

$$\bar{\sigma}_c = 0.85 \bar{\epsilon}_c e (1 - \bar{\epsilon}_c), \quad (1)$$

conferendo all'accezione "inviluppo" il significato emerso da una estesa, ed ormai riconosciuta, indagine sperimentale [21, 22, 23, 24, e 25].

I rami del coppia di isteresi (Fig.3a) sono assunti ad andamento parabolico, passanti per punti A S P R ben definiti.

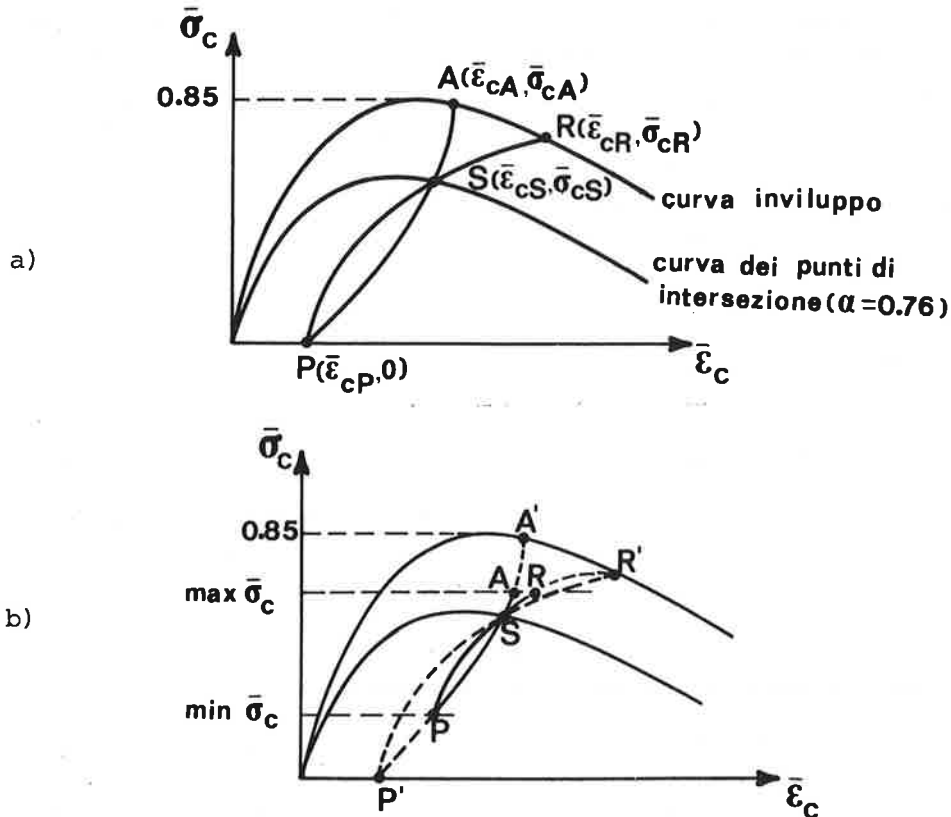


Fig. 3 - Legame costitutivo del calcestruzzo: coppia di isteresi completo (a) e parziale (b).

Il punto S, punto di intersezione dei due rami del coppia di isteresi, appartiene [21] alla curva

$$\bar{\sigma}_{CS} = \frac{\alpha \bar{\epsilon}_{CS}}{0.315 + 0.77\alpha} e [1 - \bar{\epsilon}_{CS} / (0.315 + 0.77\alpha)] \quad (2)$$

con $0.63 \leq \alpha \leq 0.76$, mentre per i restanti punti, in accordo alla sperimentazione, si pone [21]:

$$\bar{\epsilon}_{CP} = (1.76 - \alpha) (0.160 \bar{\epsilon}_{CS}^2 + 0.133 \bar{\epsilon}_{CS}) \quad (3)$$

$$\bar{\epsilon}_{CP} = 0.145 \bar{\epsilon}_{CA}^2 + 0.130 \bar{\epsilon}_{CA} \quad (4)$$

$$\bar{\epsilon}_{CP} = 0.093 \bar{\epsilon}_{CR}^2 + 0.091 \bar{\epsilon}_{CR} \quad (5)$$

Il ciclo di isteresi è pertanto completamente definito in quanto, noto il valore $\bar{\epsilon}_{CA}$ del punto A, dalla (4) si può desumere il valore $\bar{\epsilon}_{CP}$, dalla (3) quello di $\bar{\epsilon}_{CS}$ e, da ultimo, dalla (5), quello di $\bar{\epsilon}_{CR}$. La conoscenza di $\bar{\epsilon}_{CS}$ e $\bar{\epsilon}_{CR}$ consente la determinazione, attraverso le (1), (2), di $\bar{\sigma}_{CR}$ e $\bar{\sigma}_{CS}$.

E' importante osservare che la posizione di S è influenzata dalla posizione di A. In generale, per punti A giacenti sopra alla curva limite superiore dei punti di intersione ($\alpha = 0,76$), il punto S risulta allora appartenere alla suddetta curva limite; per punti A collocati fra le due curve limite ($\alpha = 0,76$; $\alpha = 0,63$) il punto S si pone anch'esso fra le suddette curve mentre per punti A giacenti al di sotto della curva limite inferiore ($\alpha = 0,63$) il punto S si assume coincidente con il punto di distacco A, riducendo il coppia isteretico ad una sola linea curva.

Va anche osservato che quando il coppia di isteresi è limitato da una tensione superiore ($\max \bar{\sigma}_c$) ed inferiore ($\min \bar{\sigma}_c$), i punti A S P S R vengono determinati (Fig. 3b) in altro modo dovendosi ricercare, per tentativi e come sopra detto, un ideale coppia A'SP'SR' passante per il punto noto A.

Il ramo di scarico del coppia di isteresi cercato è poi assunto coincidente con un tratto parziale di questo coppia completo ideale mentre il ramo di ricarica si fa passare per i punti noti P, S ed R'.

4. RISULTATI E COMMENTI

Nella figura 4 sono riportati in termini forza-spostamento (vedi Tab.1) i risultati ottenuti dalla sperimentazione sui prototipi a sezione mista.

Per confronto sono riportati nella Fig. 5 gli analoghi andamenti degli elementi a sezione interamente in acciaio desunti da [7]; nella Fig. 6 i risultati della simulazione numerica sopra descritta.

Infine in Fig. 7, è riportato in funzione dell'ampiezza del ciclo il rapporto fra l'energia cumulata determinata rielaborando i risultati sperimentali e quella desunta dal calcolo numerico.

Appaiono interessanti le seguenti considerazioni:

- La forma dei cicli caratterizzanti gli elementi a sezione mista appare decisamente più favorevole di quella dei corrispondenti elementi a sola sezione metallica. Non si osservano infatti significativi degni di resistenza al crescere dello spostamento.
- La componente di spostamento che corrisponde al collasso dei campioni ha valori sostanzialmente analoghi. Pertanto si può dedurre per gli elementi a

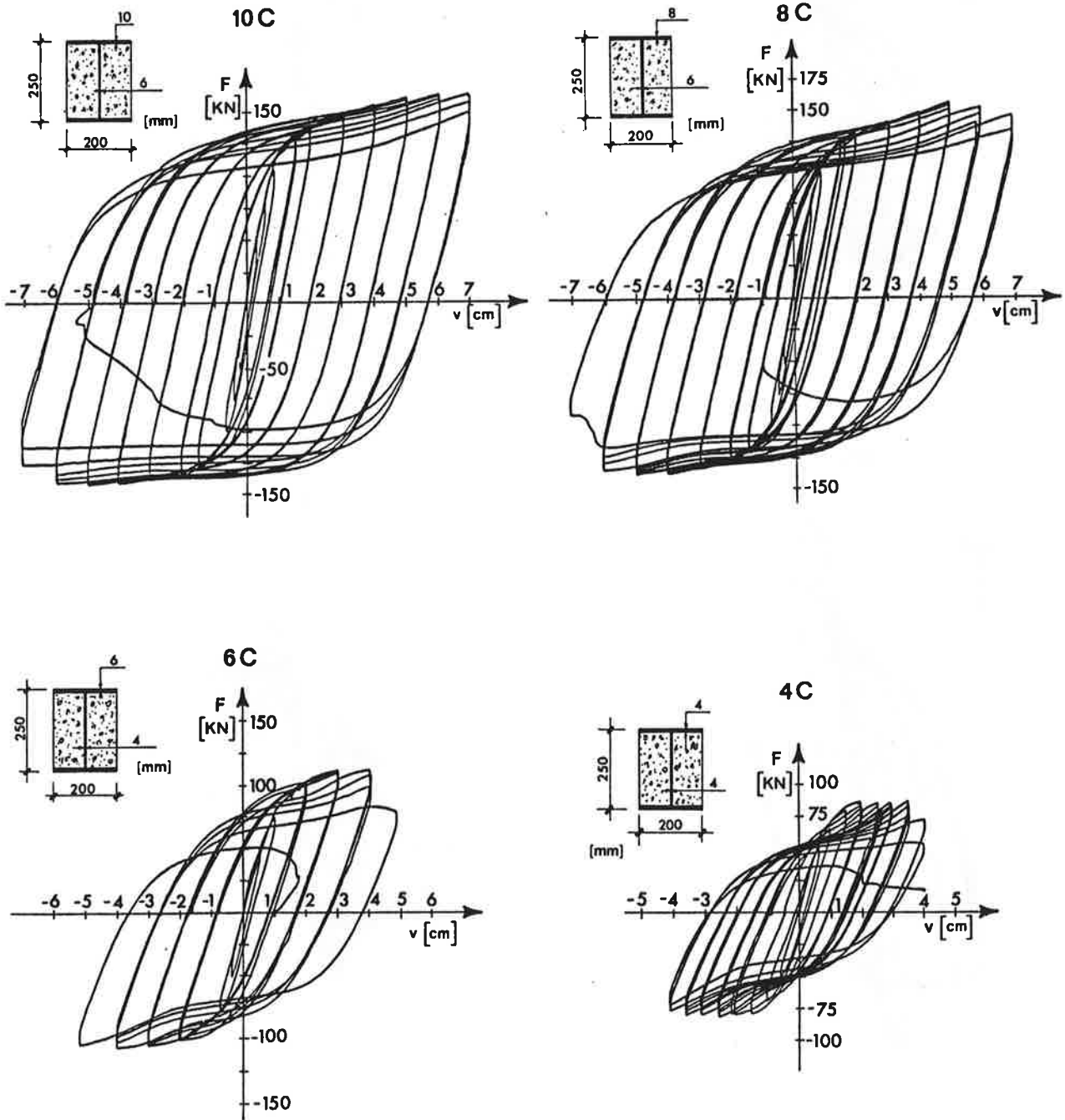


Fig. 4 - Risultanze sperimentali dei prototipi in sezione mista.

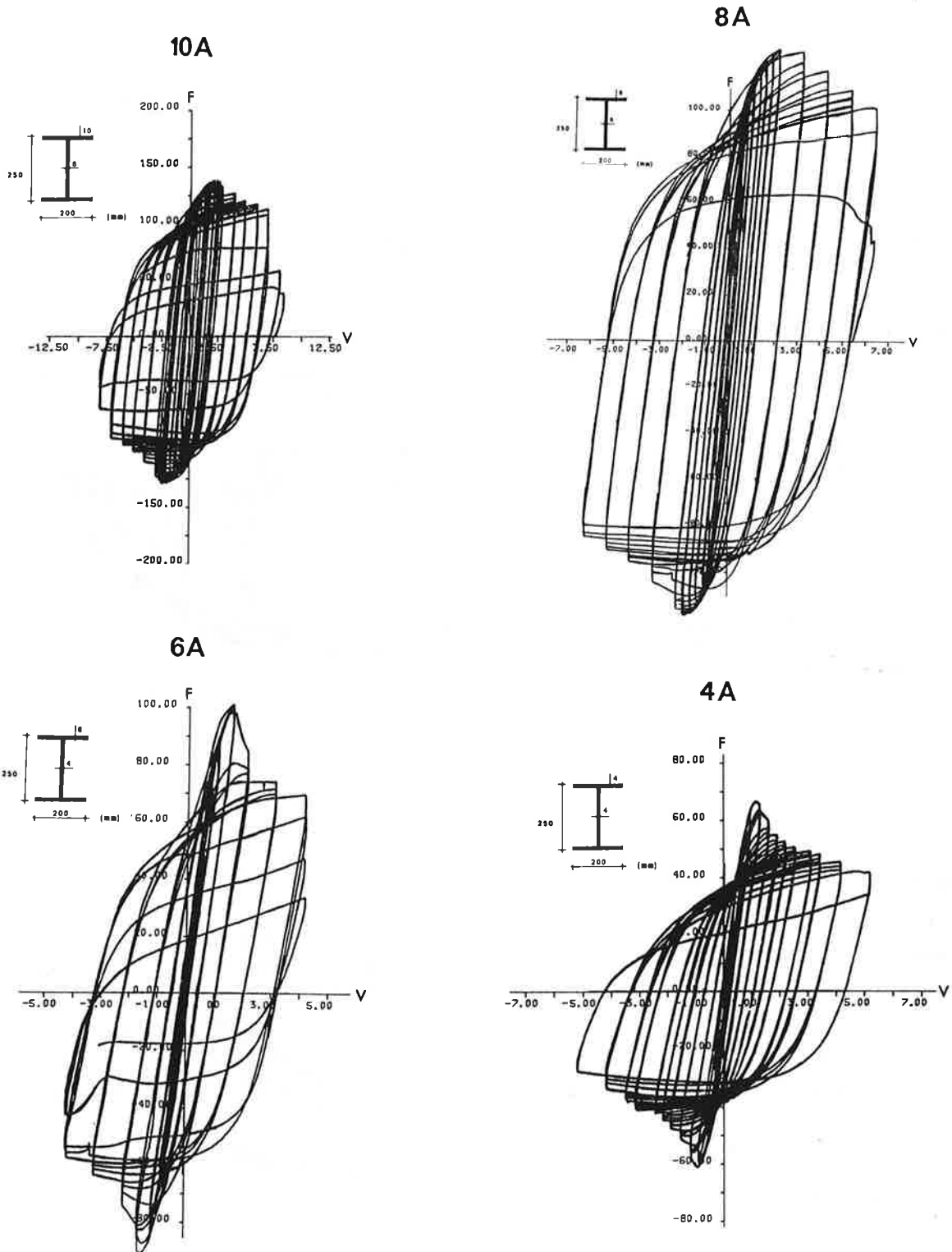


Fig. 5 - Risultanze sperimentali dei prototipi in acciaio.

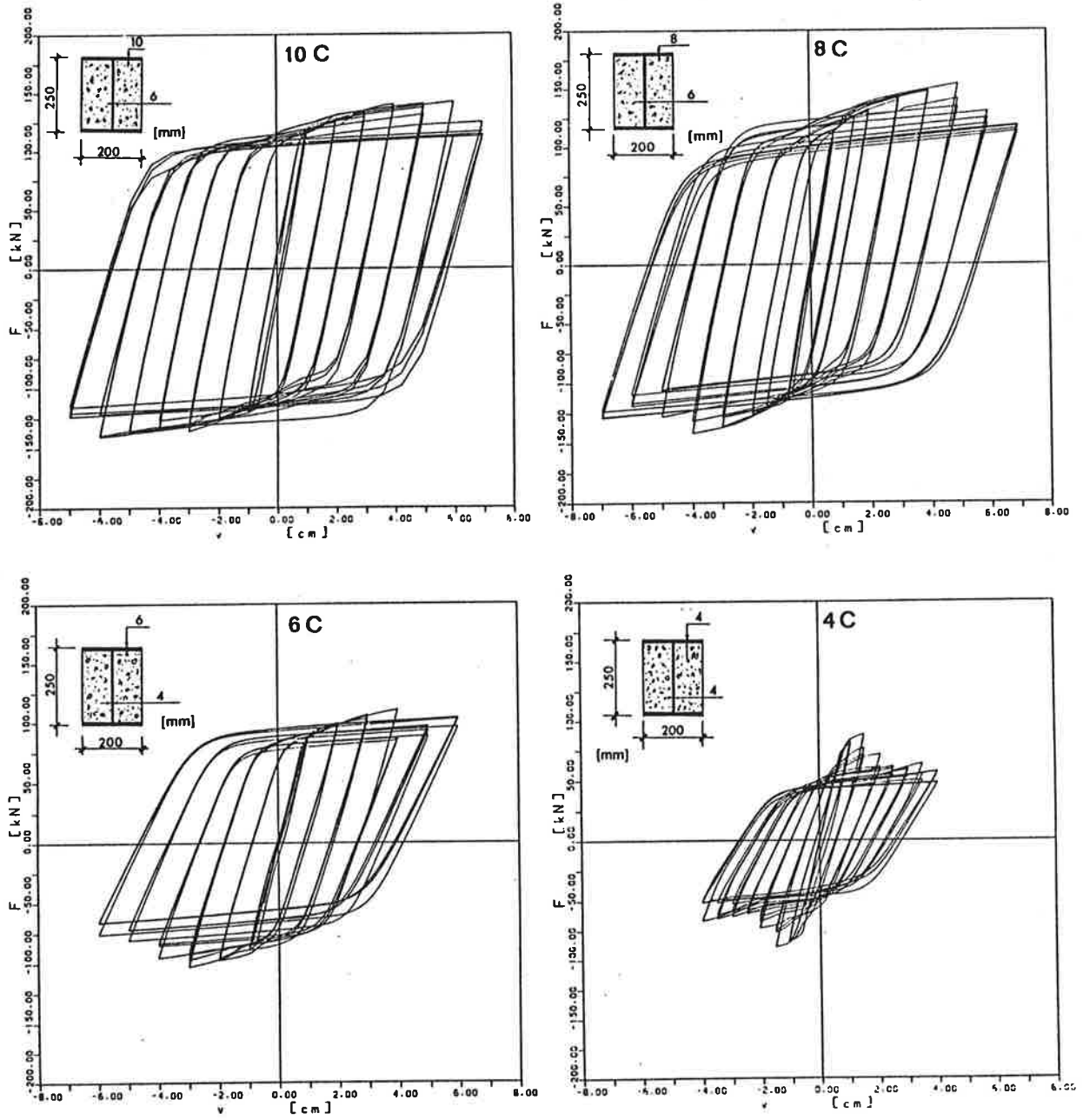


Fig. 6 - Risultanze della simulazione numerica per i prototipi in sezione mista

- sezione mista un favorevole aumento di duttilità intesa come rapporto fra il valore dello spostamento ultimo e quello dello spostamento al limite elastico.
- Le due osservazioni precedenti hanno giustificazione nei meccanismi di collasso osservati (Fig. 1). Negli elementi in acciaio si è verificata la instabilizzazione delle parti compresse della sezione e la successiva rottura per trazione dovuta alla concentrazione di sforzi per le riduzioni della larghezza efficace della sezione. Ne è conseguito un prematuro deterioramento della resistenza flessionale. Negli elementi a sezione mista la instabilizzazione delle parti compresse è stata ritardata dalla presenza del calcestruzzo che impedisce l'ingobbamento dell'anima e limita quello delle ali. Anche quando questo avviene, il calcestruzzo supplisce alla mancanza di resistenza a compressione della parte in acciaio e pertanto mantiene la resistenza globale della sezione a livelli elevati. Il collasso finale avviene o per rottura a trazione dell'acciaio o per schiacciamento del calcestruzzo.
 - La simulazione numerica sembra ben cogliere i principali aspetti fisici del problema anche se non è stata ancora messa a punto l'individuazione sistematica della crisi finale della sezione.

Pur non apparendo opportuno dedurre conclusioni generali da questa indagine preliminare, sembra agli autori che l'interazione fra acciaio e calcestruzzo nelle strutture soggette a carichi ciclici sia significativa e degna di studi ulteriori. Il calcestruzzo infatti assolve un duplice compito: ritarda la instabilizzazione locale della sezione in acciaio e assume anche il ruolo di resistere a compressione quando questa si verifica.

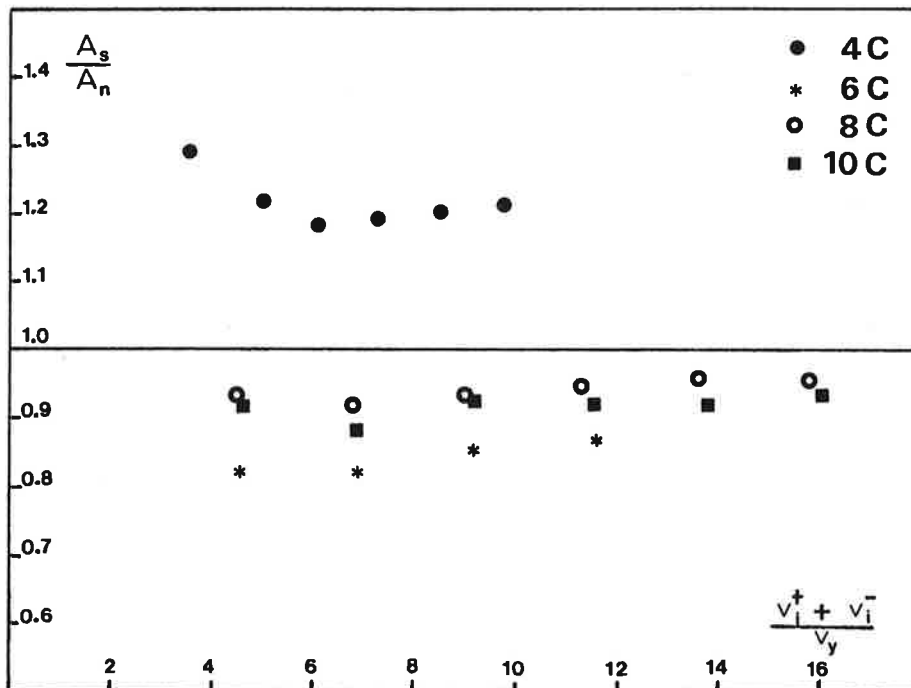


Fig. 7 - Confronto tra le risultanze sperimentali e quelle numeriche.

5. BIBLIOGRAFIA

1. BERTERO, V.V.: Seismic behaviour of structural concrete linear elements and their connections , Int. rep. to theme II, AICAP-CEB, Rome 1979, CEB Bull. n.131.
2. SCRIBNER,C.F.,WIGHT,J.K.: Strength decay in R.C. beams under load reversal, ASCE Journal Str. D., Apr. 1980.
3. PAULAY,T.,BULL,I.N.: Shear effects on plastic hinges of earthquake resisting reinforced concrete frames , AICAP-CEB Symp. Rome 1979, CEB Bull. no.132.
4. MARUYAMA,K.,RAMIREZ,H.,JIRSA,J.O.: Short R.C. columns under bilateral load histories , ASCE Journal Str. Eng., vol. 110, no.1, Jan 1984.
5. RABBAT,B.G.,DANIEL,J.I.,WEINMANN,T.L.HANSON,N.W.: Seismic behavior of lightweight and normal weight concrete columns, ACI Journal, Jan.-Feb. 1986.
6. SHEIKH,S.A.,UZUMERI,S.M.: Strength and ductility of tied concrete columns, ASCE ,May 1980.
7. BALLIO,G.,CALADO,L.: Steel bent sections under cyclic loads: experimental and numerical approaches, Costruzioni Metalliche, no.1,1986.
8. BALLIO,G.,ZANDONINI,R.: An experimental equipment to test steel structural members and subassemblages subjected to cyclic loads, Ingegneria Sismica, no.2,1985.
9. ECCS-TWG 1.3 : Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Bruxelles,1985.
10. GIUFFRE',A.,PINTO,P.E.: Il comportamento del cemento armato per sollecitazioni cicliche di forte intensità, Giornale del Genio Civile, no.5, 1971.
11. CIAMPI,V.,ELIGHEHAUSEN,R.,BERTERO,V.V.,POPOV,E.P.: Analytical model for concrete anchorages of reinforcing bars under generalized excitations, Rep. no. UCB/EERC - 82/83, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, nov. 1982.
12. FILIPPOU,F.C.,POPOV,E.P.,BERTERO,V.V. : Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints, Rep. no. UCB/EERC - 83/19,Earthquake Engineering Research Center, Berkeley,Aug. 1979.
13. POPOV,E.P.,BLACK,R.G. : Steel struts under severe cyclic loadings, Proc. ASCE, Journal of Structural Division, vol. 107, no. ST9, sept. 1981.
14. POPOV,E.P. : Low-cycle fatigue of connections and details, Proc. ASCE-IABSE International Conference on Tall Buildings, Bethlehem 1972, vol. C, TC 18, SOA 3.
15. WAKABAYASHI,M. : Frames under strong impulsive, wind or seismic loading, Proc. ASCE-IABSE International Conference on Tall Buildings, Bethlehem 1972, vol. C, TC 15, SOA 6.

16. MULLER, F.P., KEINTZEL, E., CHARLIER, H. : Dynamische Probleme im Stahlbetonbau, Der Baustoff Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung, D.A.f.St., Heft 342, Berlin 1983.
17. POPOV, E.P., BERTERO, V.V., MA, S.M. : Model of Cyclic Inelastic Flexural Behavior of Reinforced Concrete Members, Proc. 4th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT), August 1977.
18. PARK, R., KENT, D.C., SAMPSON, R.A.: Reinforced Concrete Members with Cycling Loading, ASCE, Journal of the Structural Division, vol. 98, July 1973.
19. AOYAMA, H., et al.: Moment-Curvature Relations of Reinforced Concrete Sections Obtained from Material Characteristics, Proc. Annual Convention, Architectural Institute of Japan, Tokyo, 1973.
20. OKAMOTO, S., et al.: Earthquake Resistance of Prestressed Concrete Structures, Proc. Annual Convention, Architectural Institute of Japan, Tokyo, 1976.
21. KARSAN, I.D., JIRSA, J.O.: Behavior of Concrete Under Compressive Loadings, ASCE, Journal of the Structural Division, vol. 95, Dec., 1969.
22. KARSAN, I.D.: Behaviour of Plain Concrete under Variable Load Histories, Dissertation, Houston, 1968.
23. SINHA, B.P., GERSTLE, K.H., TULIN, L.G.: Stress-Strain Relations for Concrete Under Cyclic Loading, Journal of the American Concrete Institute, February, 1964.
24. TANIGAWA, Y., et al.: Hysteretic Characteristics of Concrete in the Domain of High Compressive Strain, Proc. Annual Convention, Architectural Institute of Japan, 1978.
25. BAN, S., MUGURAMA, H.: Behaviour of Plain Concrete Under Dynamic Loading with Straining Rate Comparable to Earthquake Loading, 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, 1960.

AMPLIFICAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA NELLE PILE DEI PONTI

Gian Michele Calvi

Dipartimento di Meccanica Strutturale
Universita' di Pavia

SOMMARIO

Il presente lavoro analizza l'influenza di elementi strutturali e non strutturali nella risposta sismica delle pile dei ponti. In particolare sono presi in esame: l'interazione suolo struttura; le caratteristiche geometriche della pila; il livello di precompressione adottato; la presenza di isolatori elastomerici; il tipo di spettro caratterizzante l'evento sismico.

SUMMARY

The present work analyzes the influence of different elements, structural and non-structural, on the seismic answer of bridges piers. Soil-structure interaction, geometry of the pier, partial prestressing ratio, presence of elastomeric bearings and kind of earthquake spectra are the main topics taken into consideration.

1. OBIETTIVI E METODI

Obiettivo del presente lavoro e' fornire indicazioni sul ruolo di diversi elementi, strutturali e non strutturali, che contribuiscono a caratterizzare la risposta sismica delle pile dei ponti.

Una corretta comprensione dell'importanza relativa delle caratteristiche geometriche e meccaniche delle diverse parti del manufatto, delle ipotesi e delle approssimazioni connesse al calcolo, dei rischi insiti nell'aleatorietà dell'azione sismica, va ritenuta fondamentale per il concepimento di opere strutturalmente soddisfacenti.

I rapporti intercorrenti tra i diversi fattori possono essere indagati in modo qualitativo per mezzo di speculazioni teoriche, come pure possono essere verificati su casi numerici per mezzo dei metodi propri dell'analisi strutturale. Il presente lavoro consta quindi di due parti: nella prima di esse i fenomeni in esame vengono discussi considerando i possibili campi di variazione delle grandezze in gioco, nella seconda un caso ritenuto significativo e' analizzato numericamente a conferma di quanto precedentemente postulato.

2. CONSIDERAZIONI QUALITATIVE

L'equazione del moto di qualsiasi struttura e' caratterizzata dalle matrici di massa, rigidezza e smorzamento della struttura stessa e dall'accelerazione del terreno, dipendente quindi dall'evento sismico.

Nel caso di un ponte la matrice di massa e' sostanzialmente condizionata da altre condizioni di carico e costante nel tempo, per cui non puo' essere considerata una variabile sulla quale intervenire per modificare la risposta sismica.

Il ruolo della rigidezza e' invece fondamentale in quanto largamente governabile dal progettista e per il suo diretto legame con i periodi propri di vibrazione del sistema che influiscono in modo determinante sull'amplificazione dinamica della risposta. Valutazioni approssimate possono essere condotte sulla base del solo primo periodo proprio, che allorché si analizza il comportamento di un ponte nel piano della sua sezione longitudinale e' generalmente molto distanziato dai successivi. In tal caso la singola pila puo' essere modellata, per quanto concerne la rigidezza, come una successione di molle non lineari collegate in serie. La prima di esse rappresenta l'interazione con il terreno, le successive rappresentano la rigidezza della pila e l'eventuale appoggio elastomerico.

La diminuzione di rigidezza della singola molla dovuta al deterioramento conseguente all'azione sismica si manifesta in un aumento del periodo di vibrazione della struttura, cosa che puo' avere effetti diversi sull'amplificazione a seconda dello spettro di risposta del terremoto considerato.

L'analisi strutturale riconosce tre diversi tipi di smorzamento, definiti usualmente con i termini: coulombiano, viscoso e isteretico.

Il primo di essi comprende le dispersioni per attrito, e' costante e appare scarsamente importante nel caso dei ponti.

Il secondo e' proporzionale alla velocita', e dipende direttamente dalle proprieta' dei materiali.

Il terzo rappresenta l'energia dissipata per isteresi nei cicli di carico e scarico cui la struttura deve sottostare nel corso dell'evento sismico; e' quindi proporzionale alla possibilita' della struttura di sviluppare deformazioni plastiche, che nel caso dei ponti e' limitata alle sezioni di base e di sommita'.

L'identificazione delle caratteristiche di smorzamento non lineare nel corso della storia di una struttura e' estremamente difficile e scarse sono le conoscenze al riguardo. E' piuttosto comune adottare una matrice di smorzamento costante e simmetrica per facilitare la soluzione delle equazioni del moto.

Ci si concentrera' quindi sugli aspetti relativi alla rigidezza, con un atteggiamento che puo' essere ritenuto a favore di sicurezza in quanto un aumento dello smorzamento sortisce comunque l'effetto di mitigare l'amplificazione /9/.

L'importanza infine del tipo di accelerazione del terreno puo' essere riconosciuta appieno quando si ragiona in termini di spettri di risposta (figura 7). La maggior parte degli accelerogrammi registrati si traducono in spettri di risposta che presentano la massima amplificazione per periodi compresi tra 0.1 e 0.9 secondi, decrescendo quindi rapidamente a valori di amplificazione quattro o cinque volte piu' piccoli. Cio' significa che le azioni di progetto possono essere modificate di altrettante volte da un aumento del periodo proprio di pochi decimi di secondo.

La determinazione corretta delle azioni da adottare nasce quindi dalla combinazione di valutazioni attendibili sul periodo della struttura e sull'evento sismico atteso.

2.1 Interazione terreno struttura

La modellazione dell'interazione tra terreno e struttura e' certamente difficile e ricca di incertezze, sia nel caso di fondazioni dirette, sia nel caso di fondazioni su pali. Ponti e viadotti sono frequentemente fondati su pali, per cui ci si limitera' a discutere di questo caso.

E' da sottolineare innanzitutto il contrasto tra i modelli raffinati richiamati da diversi ricercatori (Pinto e Nuti /2/, Cestelli Guidi e Merli /1/, Whitman e Bielak /10/) e la pratica piuttosto comune di considerare il plinto incastrato alla testa dei pali. Tale schematizzazione potrebbe essere ritenuta accettabile se la rigidezza del sistema di fondazione si dimostrasse talmente superiore alle rigidezze degli elementi soprastanti da risultare sostanzialmente ininfluyente ai fini della determinazione dei periodi di vibrazione, rinunciando quindi anche a trarre vantaggio dallo smorzamento del terreno.

Al fine di una determinazione approssimata della rigidezza di un palo si osservi come non abbia praticamente importanza la sua lunghezza, poiche' non si hanno contributi significativi per profondita' maggiori di circa dieci diametri. Un palo puo' quindi essere analizzato come trave su appoggio elastico in funzione del suo diametro e del modulo elastico del terreno.

Nell'esempio successivamente analizzato, che prevede una palificata di dieci pali di 1.5m di diametro, si e' adottata una variazione del modulo del terreno del tipo:

$$E_s = K z^{0.5} \quad (1)$$

con: z quota misurata a partire dalla testa dei pali
 K costante caratteristica del terreno ($65 \text{ N/cm}^{2.5}$)

ottenendo una rigidezza orizzontale dell'ordine di 400 KN/mm : tale ordine di grandezza verra' confrontato nel seguito con quelli della struttura soprastante.

2.2 Caratteristiche geometriche della pila

Le caratteristiche geometriche delle pile sono particolarmente importanti nella fase lineare elastica iniziale, in cui non sono ancora intervenute dissipazioni dovute a fessurazioni e snervamenti. Inoltre molte di esse sono determinate da fattori estranei all'evento sismico, costituendo quindi dati di progetto per isolatori e/o smorzatori. L'altezza e' determinata dalla situazione geografica, la sezione soprattutto dalla pressoflessione indotta dai carichi trasmessi dall'impalcato e dal vento.

Si supponga di mantenere invariate la sezione e la massa applicata al baricentro dell'impalcato, e che l'impalcato sia infinitamente rigido ai fini dell'azione sismica: si ha conseguentemente una variazione della rigidezza proporzionalmente al cubo dell'altezza, ed una variazione del periodo proporzionalmente alla radice quadrata del cubo dell'altezza.

Per ponti con campate di luci dell'ordine dei 100 m, e quindi masse dell'ordine dei $5000 \text{ Ns}^2/\text{mm}$ per ogni pila e momento d'inerzia della singola pila dell'ordine di 10 m^4 si ottengono valori di periodo proprio che variano tra pochi decimi di secondo e alcuni secondi.

Pile di grande altezza raggiungono di per se stesse in fase non fessurata periodi propri dell'ordine dei secondi; per tali valori del periodo la risposta risulta gia' sufficientemente deamplificata per cui l'interazione con il terreno non puo' offrire un ulteriore contributo determinante, ne' vale la pena di prendere in esame l'utilizzazione di isolatori; un'analisi modale lineare a base incastrata appare pienamente soddisfacente.

Viceversa nel caso di altezze dell'ordine della decina di metri e' evidente che il periodo proprio della sola pila e' tre o quattro volte inferiore a quello del sistema terreno-struttura, destinato ad aumentare ulteriormente per il possibile verificarsi di fessurazioni o snervamenti.

2.3 Livello di precompressione

Un'eventuale precompressione della pila non ha alcuna influenza pratica sul comportamento lineare elastico della struttura, mentre modifica il valore del momento per cui si ha fessurazione nelle sezioni critiche e la rigidezza delle sezioni in fase fessurata.

Si assumerà un andamento trilineare della curva momento-curvatura per sezioni caricate monotonamente /4/, - corrispondentemente alle fasi: iniziale, fessurata, con acciaio teso snervato (se la sezione e' correttamente dimensionata l'allungamento a snervamento dell'acciaio ordinario e' dell'ordine di quello disponibile dopo la pretensione nell'acciaio preteso) - e si adotterà come parametro per definire il livello di precompressione di una sezione il "rapporto di precompressione parziale" (PPR), definito nel modo seguente:

$$PPR = \frac{M_{up}}{M_{up} + M_{us}} \quad (2)$$

ove: M_{up} e' il momento ultimo considerando il solo acciaio preteso
 M_{us} e' il momento ultimo dovuto al solo acciaio ordinario

per $PPR = 0$ si avra' quindi una sezione armata con solo acciaio ordinario, per $PPR = 1$ si avra' una sezione armata con solo acciaio preteso.

Al crescere di PPR tra 0 e 1 si otterranno le seguenti variazioni nel comportamento della sezione:

- aumento del valore del momento flettente per cui si ha fessurazione;
- diminuzione della rigidezza in fase fessurata;

Le variazioni in gioco sono dell'ordine del 100% nel primo caso e del 50% nel secondo; la rigidezza in fase fessurata e' dell'ordine del 30-50% di quella iniziale.

Ai fini del comportamento sismico e' comunque auspicabile un livello di precompressione contenuto per la maggiore dissipazione per isteresi /4/, /8/. Non si ritiene invece che le due variabili possano avere influenza significativa sulla risposta della struttura: quanto alla prima si puo' avere un ritardo nella fessurazione, che comunque si verifichera'; la seconda puo' modificare il periodo proprio in fase fessurata, in misura tanto maggiore quanto maggiore e' l'altezza della pila. E' piu' efficace quindi quando meno e' importante, come si e' visto nel paragrafo precedente.

Per pile di una decina di metri la variazione di periodo dovuta alla fessurazione e' dell'ordine del 10%, quando non si ricorra ad isolatori, nel qual caso la sua importanza si riduce ulteriormente.

2.4 Isolatori elastomerici

L'uso di isolatori elastomerici al fine di aumentare il valore dei periodi propri della struttura e' sempre piu' comune nella realizzazione dei ponti, anche a causa della semplicita' con cui e' possibile inserirli tra pila ed impalcato.

Gli isolatori sono generalmente progettati per spostare il primo periodo proprio della struttura nella fascia 1.5-2.5 s /3/, /7/, in cui per la maggior

parte degli spettri sismici l'amplificazione della risposta e' molto contenuta.

I diagrammi forza-spostamento che li caratterizzano sono di tipo bilineare, con significativi effetti di smorzamento isteretico quando si raggiunga la plasticizzazione.

La sezione orizzontale degli isolatori e' determinata dai carichi trasmessi dall'impalcato, ma la loro altezza puo' essere variata con il solo scopo di ottenere la rigidezza voluta. Considerando la stessa massa di cui in 2.2 ed isolatori di 100-200 mm di altezza, si ottiene una rigidezza iniziale di circa 200-400 KN/mm, dello stesso ordine quindi di quella calcolata per il terreno al paragrafo 2.1, che scende pero' a valori una decina di volte inferiori allorché si ha snervamento degli isolatori. In tale situazione gli isolatori costituiscono di gran lunga l'elemento determinante nella definizione della rigidezza globale del sistema.

E' chiaro quindi che l'utilizzazione di isolatori puo' essere di grande importanza e limitare considerevolmente i danni alla struttura, quando si sia certi che un aumento del periodo proprio si risolva in una diminuzione dell'amplificazione. Va sottolineata inoltre la relativa semplicita' di sostituzione quando fossero stati danneggiati e l'evidente vocazione al riadeguamento di ponti ritenuti inadeguati a sopportare il sisma di progetto.

2.5 Spettri di risposta

Si e' gia' accennato alla "forma" degli spettri di risposta relativi alla maggior parte dei terremoti registrati, che ha dato origine agli spettri di progetto contenuti in molti codici per l'analisi sismica di strutture.

Talvolta pero' le condizioni del meccanismo di sorgente, della natura del terreno e della distanza dall'ipocentro sono tali per cui gli spettri di risposta presentano un picco di amplificazione insolitamente spostato su valori di periodo piu' elevati: un esempio significativo e' costituito dal terremoto di Bucarest (1977), il cui spettro di risposta e' riportato in figura 7.

Se da un lato l'interrogativo sull'effettiva possibilita' di realizzarsi di eventi di questo tipo esula dal presente lavoro, dall'altro e' pero' interessante domandarsi cosa accadrebbe ad un ponte progettato per un sisma convenzionale sottoposto a questo tipo di accelerazione del terreno.

Si ritiene che possano verificarsi quattro casi fondamentali:

- 1 - Il periodo proprio della struttura e' basso, e la sua resistenza sufficiente a sopportare le sollecitazioni indotte dal sisma senza subire alcun danno. Non si ha alcuna conseguenza.
- 2 - Il periodo proprio e' basso, ma inizia un processo di danneggiamento che tende ad aumentarlo. Per conseguenza si ha un aumento dell'amplificazione e quindi un ulteriore danneggiamento. Il processo puo' concludersi con la rottura; l'unico elemento favorevole e' costituito dall'aumento dello smorzamento strutturale che puo' mitigare gli effetti dell'amplificazione.
- 3 - Il periodo proprio e' prossimo ai valori per cui si ha la massima amplificazione e la struttura non e' in grado di subire danneggiamenti che aumentino il periodo sino a valori di amplificazione ridotta. Le conseguenze possono essere catastrofiche.
- 4 - Il periodo proprio e' elevato, un possibile danneggiamento tende a far diminuire l'amplificazione e ad aumentare lo smorzamento. Per conseguenza la struttura e' in condizione di superare il sisma.

Ancora una volta si puo' concludere che si hanno i maggiori problemi per pile relativamente basse, quindi di per se' rigide, e che in questo caso eventuali isolatori possono essere dannosi.

2.6 Conclusioni

Nei limiti dei casi considerati e delle ipotesi sin qui discusse e' possibile trarre le seguenti indicazioni orientative:

- 1 - Pile di altezza superiore ai 30-40 metri possono essere analizzate per mezzo di un'analisi modale lineare senza tenere conto dell'interazione con il terreno; generalmente non c'e' ragione di prendere in esame l'utilizzazione di isolatori.
- 2 - L'interazione terreno struttura puo' essere di importanza fondamentale per pile di altezza inferiore; l'effetto del terreno e' dello stesso ordine di grandezza di quello di un isolatore non snervato.
- 3 - Il comportamento non lineare della pila, in prossimita' delle sezioni critiche, e' importante quando non si faccia ricorso ad isolatori.
- 4 - La precompressione non ha generalmente effetti rilevanti, ma va utilizzata con cautela per la diminuzione di smorzamento per isteresi.
- 5 - Gli isolatori possono essere molto efficaci per terremoti "normali", ma possono essere dannosi nel caso di spettri con picco di amplificazione spostato verso valori di periodo proprio elevati.

3. VERIFICHE NUMERICHE

3.1 Descrizione delle strutture

Al fine di verificare la correttezza delle idee sin qui discusse e' stato analizzato un caso reale ritenuto significativo. Si tratta di un viadotto le cui caratteristiche geometriche sono illustrate in figura 1, con luci di circa 130 m, pile massicce 16.25 per 2 m in sezione, alte 11 m, impalcato a cassone con altezza variabile tra 7 e 3 m, fondazioni su pali di 53 m di lunghezza in numero di 10 per ogni pila.

Si e' presa in esame la singola pila, considerando l'impalcato infinitamente rigido al fine dell'analisi sismica.

Lo smorzamento e' stato considerato costante e pari al 5% di quello critico.

Non sono state condotte analisi numeriche non lineari passo-passo, bensì successive analisi lineari modali, variando di volta in volta le caratteristiche della struttura in funzione dell'evento verificatosi, ove con "evento" si intende una variazione di rigidità di una parte della struttura. E' da sottolineare quindi il carattere approssimato della procedura, che trascura la "forma" dei cicli di isteresi, e quindi l'energia dissipata e lo smorzamento equivalente ad essi connesso.

Sono state prese in esame, e combinate tra loro, le seguenti variabili:

- considerazione o meno dell'interazione suolo struttura;
- PPR = 0, 0.5, 0.8, 1;
- utilizzazione o meno di isolatori;
- spettro di risposta di El Centro (1940), considerato come caso rappresentativo di terremoti "classici", oppure di Bucarest (1977).

La struttura e' stata decomposta in cinque parti, di cui due lineari e tre non lineari:

- 1 - Tre molle lineari rappresentanti il terreno, calcolate considerando la rigidità del singolo palo e l'effettivo modulo elastico del terreno, che ha dato origine allo schema riportato in figura 2 (il trascurare energia dissipata e smorzamento e' coerente con la procedura adottata).
- 2 - Un "elemento critico" di 2 m di lunghezza alla base della pila, con diagramma momento-curvatura calcolato nei diversi casi di precompressione parziale con il programma descritto in /5/ e successivamente linearizzato a tratti. L'armatura e' stata calcolata secondo le norme vigenti; in

tabella 1 sono riportate le aree di acciaio ordinario e preteso nei vari casi. Le proprietà dei materiali considerate sono riportate in figura 3: il calcestruzzo è stato simulato secondo il modello proposto da Kent e Park /6/, l'acciaio ordinario secondo un modello elastico-perfettamente plastico, l'acciaio preteso secondo un modello bilineare. La tabella 2 e la figura 4 riportano in termini numerici e grafici i diagrammi momento-curvatura adottati nei vari casi.

- 3 - Un elemento lineare di 7 m rappresentante la parte centrale della pila.
- 4 - Un secondo elemento critico identico a quello descritto al punto 2.
- 5 - Un elemento bilineare rappresentante l'eventuale isolatore, le cui caratteristiche di rigidezza in termini di diagramma forza-spostamento sono illustrate in figura 5. L'isolatore è stato dimensionato sulla base di quanto esposto in /7/.

Si hanno quindi quattro tipi di strutture, schematizzati in figura 6, a seconda della considerazione o meno del terreno e della presenza o meno dell'isolatore; ciascuna di esse può poi avere quattro diversi livelli di precompressione.

3.2 Risultati

I principali risultati ottenuti sono riportati nelle tabelle 3, 4 e 5, e nelle figure 8, 9 e 10; in tabella 3 è contenuta la definizione convenzionale dei vari casi, utilizzata nelle altre tabelle e figure.

La tabella 3 e la figura 8 illustrano i risultati in termini di periodo proprio della struttura in funzione della sua situazione meccanica. Occorre premettere che solamente i periodi iniziali hanno un significato reale, perché solo in quella fase la struttura si comporta in modo lineare autonomo: in tutti gli altri casi vengono seguiti percorsi diversi e non lineari in carico e in scarico, sicché i periodi riportati hanno solo significato indicativo.

I casi B e D vanno confrontati con i casi A e C per avere un'idea dell'importanza della considerazione del terreno: si osservi come la sua influenza sia maggiore nel caso senza isolatore.

L'esame dei periodi nei casi A e C mostra chiaramente che l'isolatore, quando è presente, domina il comportamento della pila, relegando fessurazione e snervamento dell'acciaio a fenomeni di scarsa importanza; al contrario quando non se ne faccia uso ogni variazione di rigidezza di una parte della pila ha un riflesso significativo sul valore del suo periodo proprio.

La tabella 4 e le figure 9a e 10a sintetizzano i risultati relativi ai casi soggetti allo spettro di El Centro, in termini di amplificazione e di spostamento. Va rilevata l'efficacia dell'isolatore, che impedisce qualsiasi danno alla pila; in sua assenza non si raggiunge il momento di rottura in alcuna sezione, si ha però snervamento dell'acciaio sia alla base sia in sommità. Fa eccezione il caso non precompresso, in cui la minore rigidezza della fase fessurata ed il maggiore momento di snervamento consentono di non raggiungere lo snervamento della sezione di base.

Quando invece si ricorra allo spettro di Bucarest (tabella 5, figure 9b e 10b) si ha il raggiungimento del massimo spostamento consentito all'isolatore in tutti i casi considerati, prima che le risorse proprie della struttura vengano chiamate in causa.

Nel caso di struttura monolitica un'analisi che trascuri completamente l'interazione con il terreno farebbe supporre una risposta soddisfacente, grazie alla considerevole rigidezza globale che consente un basso valore di amplificazione; l'introduzione della rigidezza del terreno invece innesca un processo a catena di deterioramento e amplificazione che porta ad un danneggiamento consistente.

Il livello di precompressione modifica la storia della struttura solo in

pochi casi, ed in modo poco significativo, va sottolineato ancora una volta pero' l'importanza dello smorzamento isteretico, qui non considerato.

Pare opportuno concludere richiamando il significato di prima esplorazione qualitativa che caratterizza il presente contributo. A fronte di programmi di calcolo raffinati e complessi che permettono analisi passo-passo realmente non lineari del sistema terreno-struttura esso puo' rivestire un ruolo di stimolo per l'estensione del campo di indagine ed il confronto con risultati piu' attendibili e completi.

4. BIBLIOGRAFIA

- 1 AA. VV.
Fondamenti di ingegneria sismica
Associazione Ingegneri Prov. di Bologna
1984
- 2 AA. VV.
Progettazione e particolari costruttivi in zona sismica
ANCE AIDIS
1983
- 3 APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL
Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges
ATC-6-2 Report
Palo Alto, CA, 1984
- 4 CALVI, G.M.
Cyclic Behavior of Partially Prestressed Continuous Beams
M.S. Thesis, Report SESM CE299, Dept. of Civil Eng.
University of California, Berkeley, may 1985
- 5 KABA, S.A., MAHIN, S.A.
Interactive Computer Analysis Method for Predicting the
Inelastic Cyclic Behavior of Structural Section
Report No. UCB/EERC-83/18
Berkeley, CA, July 1983
- 6 KENT, D.C., PARK, R.
Flexural Members with Confined Concrete
Journal of the Structural Division, ASCE
July 1971
- 7 MAYES, R.L., KELLY, T.E., JONES, L.R.
Upgrading Seismically Vulnerable Bearings with Lead-Filled
Elastomeric Bearings
ACI Journal
Jan. 1986
- 8 CESTELLI GUIDI, C., MENEGOTTO, M., TREMI-PROIETTI, S.
La precompressione parziale per strutture sismiche
Atti delle Giornate AICAP
Ravenna, maggio 1981
- 9 PRIESTLEY, M.J.N., STOCKWELL, M.J.
Seismic Design of South Brighton Bridge - A Decision Against
Mechanical Energy Dissipators
Bull. of the New Zealand Nat. Soc. for Earth. Eng., Vol.11
June 1978
- 10 ROSENBLUETH, E. (Editor)
Design of Earthquake Resistant Structures
John Wiley & Sons
New York, 1980
- 11 WILSON, E. L., DER KIUREGHIAN, A., BAYO, E. P.
A Replacement for the SRSS Method in Seismic Analysis
Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 9
1981
- 12 WILSON, E.L., ITOH, T.
An Eigensolution Strategy for Large Systems
Computers and Structures, Vol. 16, No. 1-4
1983
- 13 WILSON, E.L., BUTTON, M.R.
Three-dimensional Dynamic Analysis for Multi-component
Earthquake Spectra
Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.10
1982

N.B. Il presente lavoro e' stato condotto con il contributo del Ministero della Pubblica Istruzione.

Tabella 1 - Caratteristiche delle sezioni considerate

PPR	A_s (cm ²)	A_p (cm ²)	ν
0	2850	0	0.07
0.5	1350	400	0.13
0.8	500	650	0.16
1.0	0	850	0.22

$$M_u \approx 185000 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Tabella 2 - Valori caratteristici dei diagrammi momenti-curvature

PPR	M_c	ϕ_c	M_y	ϕ_y	M_u
0	53700	16	247000	174	262800
0.5	68800	21	233100	178	258200
0.8	78200	24	225500	180	253800
1.0	87600	29	220500	181	260800

M in KN . m, ϕ in 1000/m

Tabella 3 - 1° periodo proprio di vibrazione delle strutture analizzate (s).

caso	A	B	C	D
isolatore	SI	SI	NO	NO
interazione terreno	SI	NO	SI	NO
iniziale	1.20	0.96	0.81	0.29
snervamento isolatore	2.42	2.32		
fessurazione	2.43	2.34	0.90	0.48
snervamento 1°	2.49	2.40	1.17	0.82
snervamento 2°			2.72	2.61

Tabella 4 - Risposta delle strutture analizzate allo spettro di El Centro.
(Sa accelerazione spettrale in %g, d in mm).

caso	PPR	Sa	d	evento	Sa	d	evento	Sa	d	evento
A	0, 0.5, 0.8, 1	0.43	170	snerv. isol.	0.17	250	nessuno			
B	0, 0.5, 0.8, 1	0.63	150	snerv. isol.	0.17	230	nessuno			
C	0	0.71	18	fessur.	0.67	75	snerv. sommità	0.40	170	nessuno
	0.5, 0.8, 1	0.71	18	fessur.	0.70	105	snerv. sommità	0.45	160	snerv. base
D	0, 0.5, 0.8, 1	0.73	15	fessur.	0.89	50	snerv. sommità	0.60	105	snerv. base
								0.16	280	nessuno

Tabella 5 - Risposta delle strutture analizzate allo spettro di Bucarest.
(Psa in %g, d in mm).

caso	PPR	Psa	d	evento	Psa	d	evento	Psa	d	evento
A	0	0.61	260	snerv. isol.	0.28	330	fessur.	0.28	350	rottura isol.
	0.5, 0.8, 1	0.61	260	snerv. isol.	0.28	350	rottura isol.			
B	0	0.38	100	snerv. isol.	0.32	235	fessur.	0.32	310	rottura isol.
	0.5	0.38	100	snerv. isol.	0.32	300	fessur.	0.32	310	rottura isol.
	0.8, 1	0.38	100	snerv. isol.	0.32	310	rottura isol.			
C	0, 0.5, 0.8, 1	0.40	19	fessur.	0.45	120	snerv. sommità	0.60	250	snerv. base
D	0, 0.5, 0.8, 1	0.26	5	fessur.	0.27	16	nessuno			

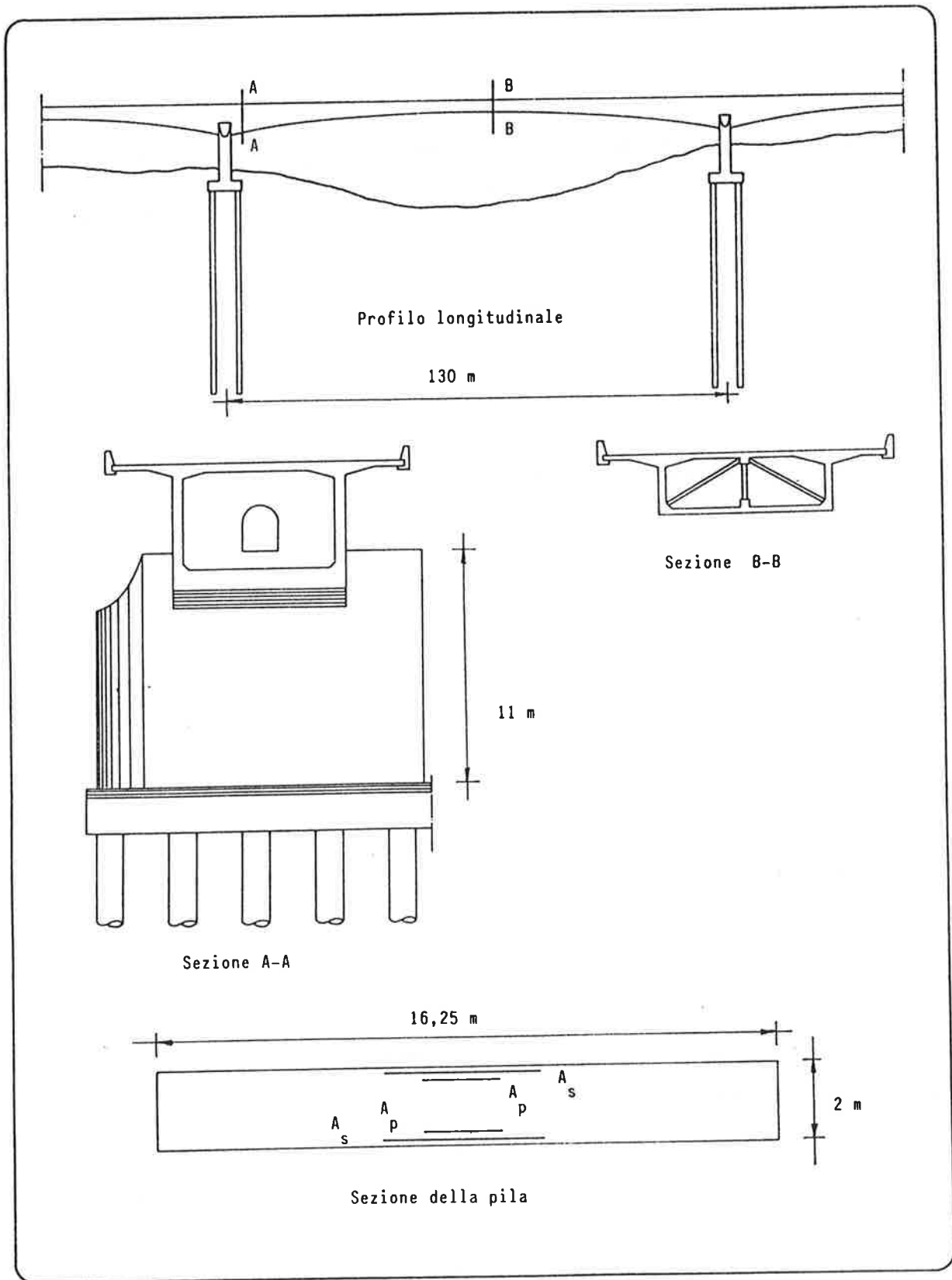


Figura 1 - Caratteristiche geometriche del viadotto analizzato.

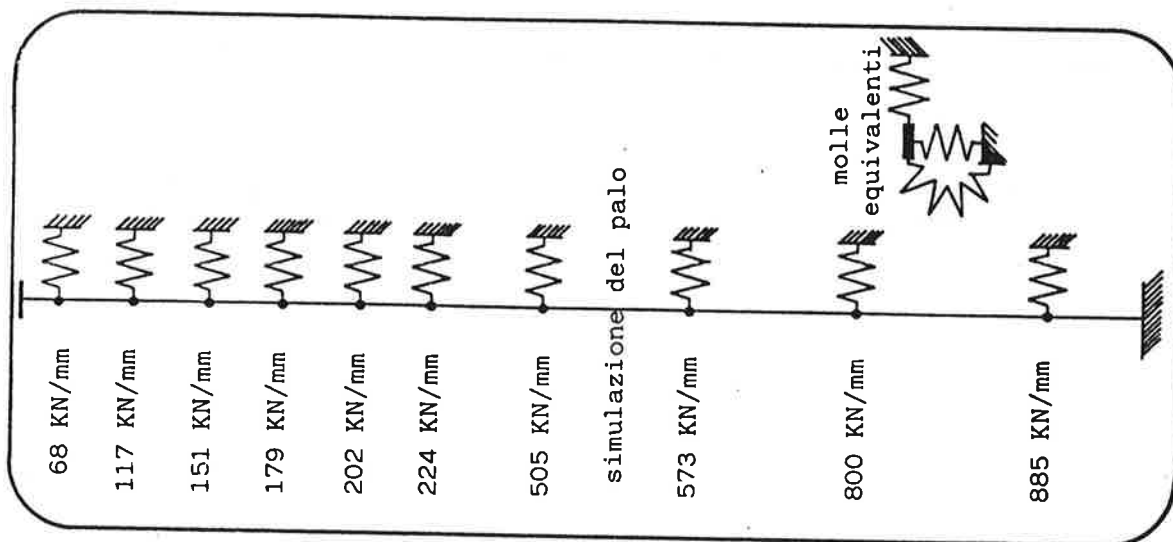


Fig. 2 - Schema dell'interazione terreno struttura.

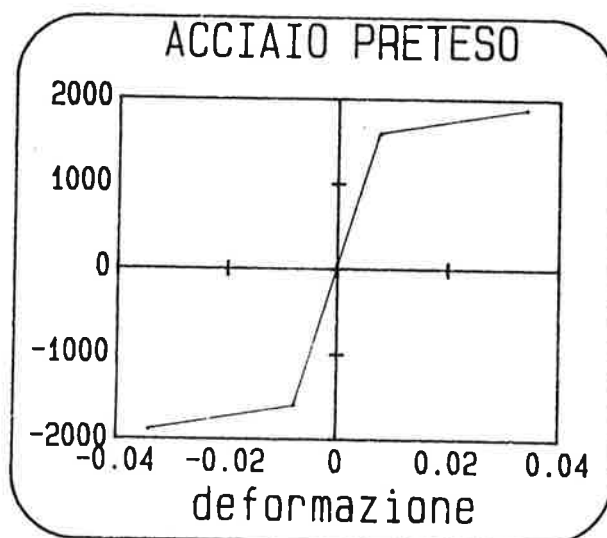
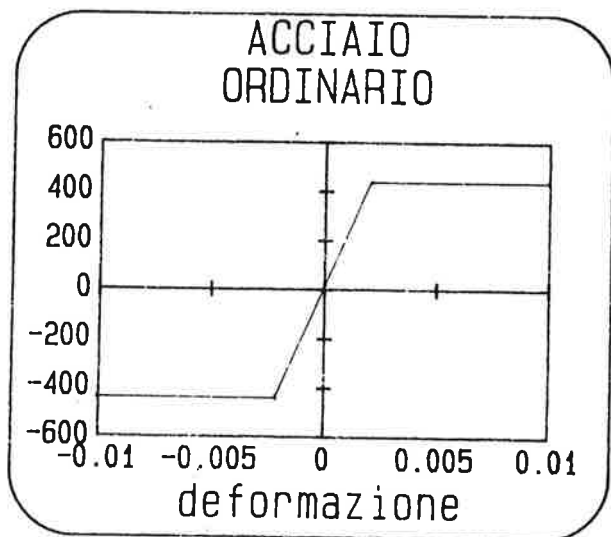
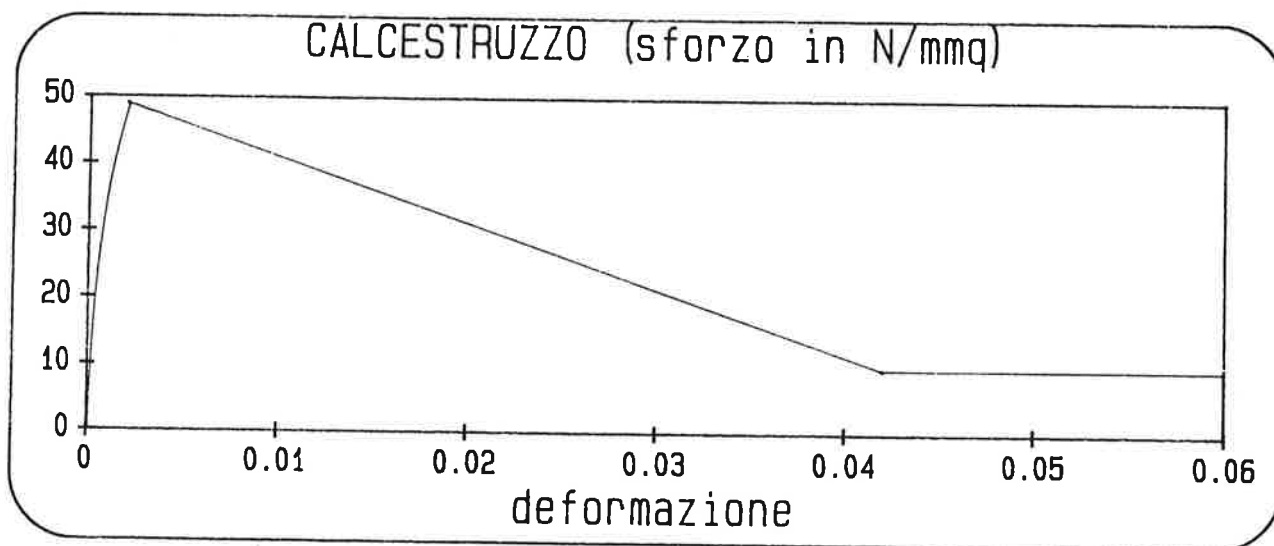


Figura 3 - Proprietà dei materiali.

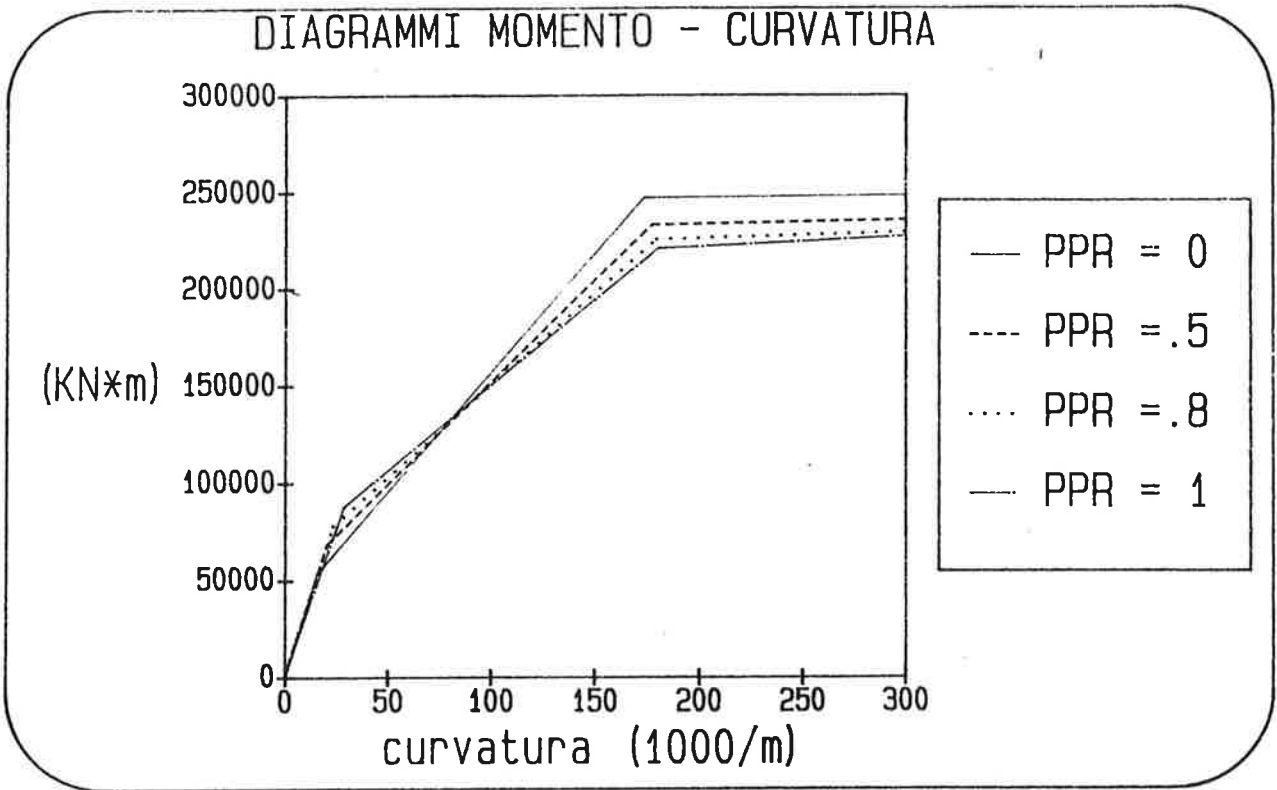


Figura 4 - Diagrammi momento-curvatura nei diversi casi di precompressione.

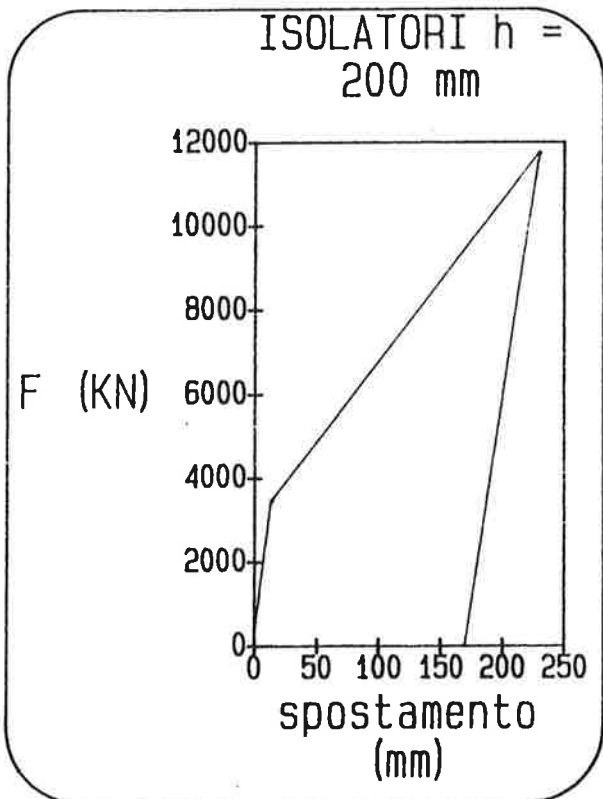


Figura 5 - Diagramma forza-spostamento dell'isolatore elastomerico.

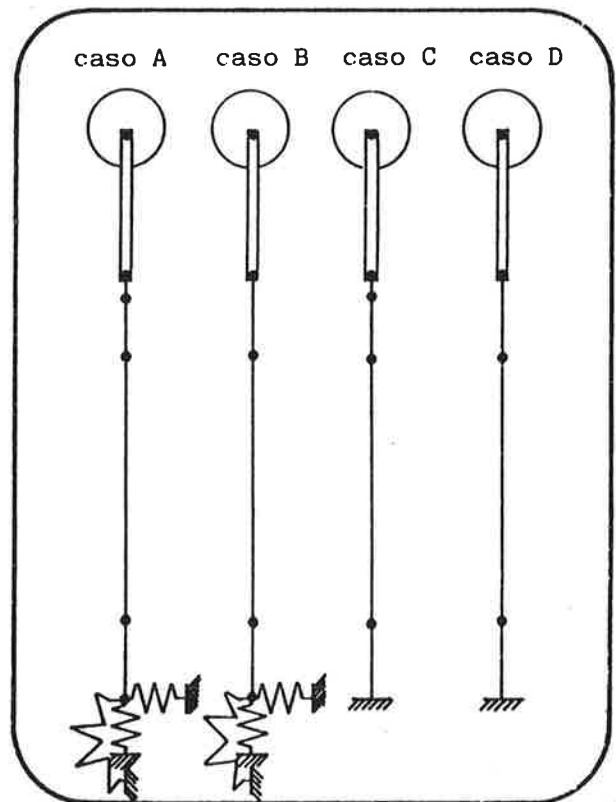


Figura 6 - Schemi strutturali: casi A, B, C, D.

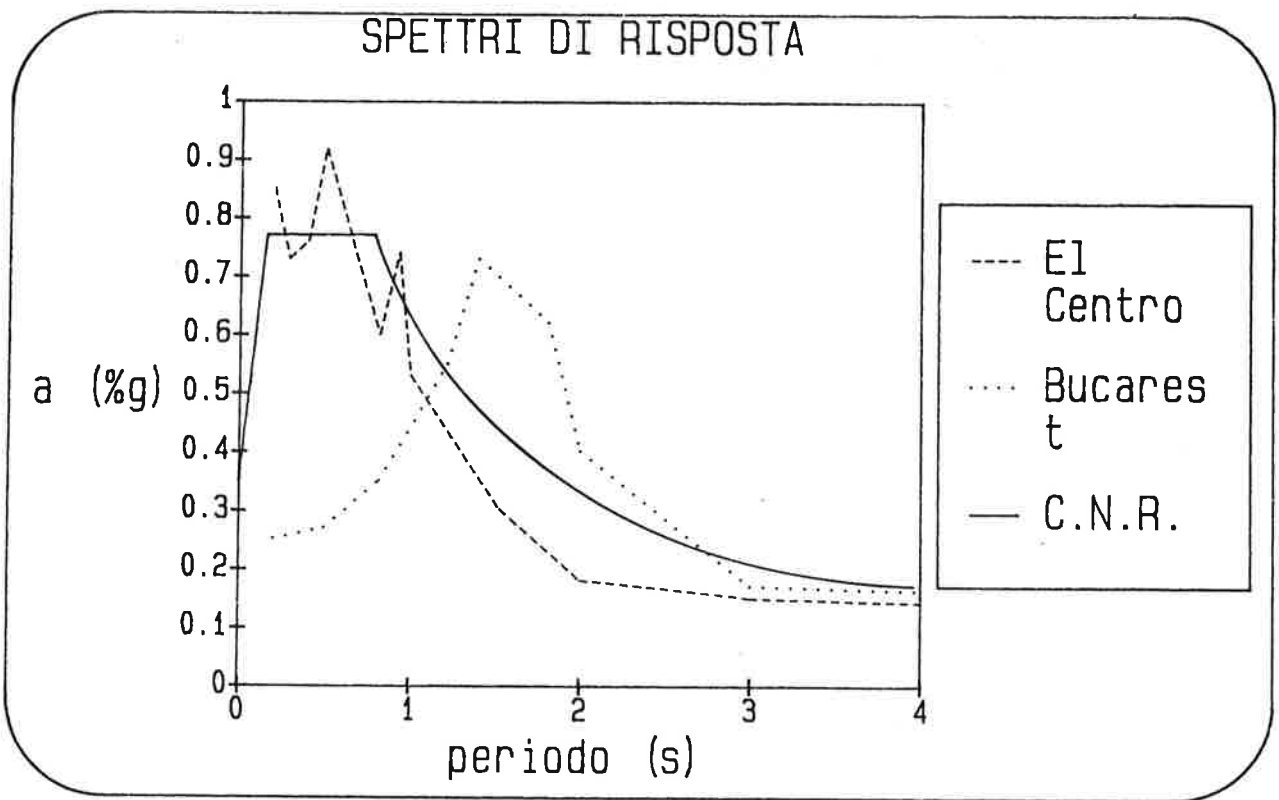


Figura 7 - Spettri di risposta.

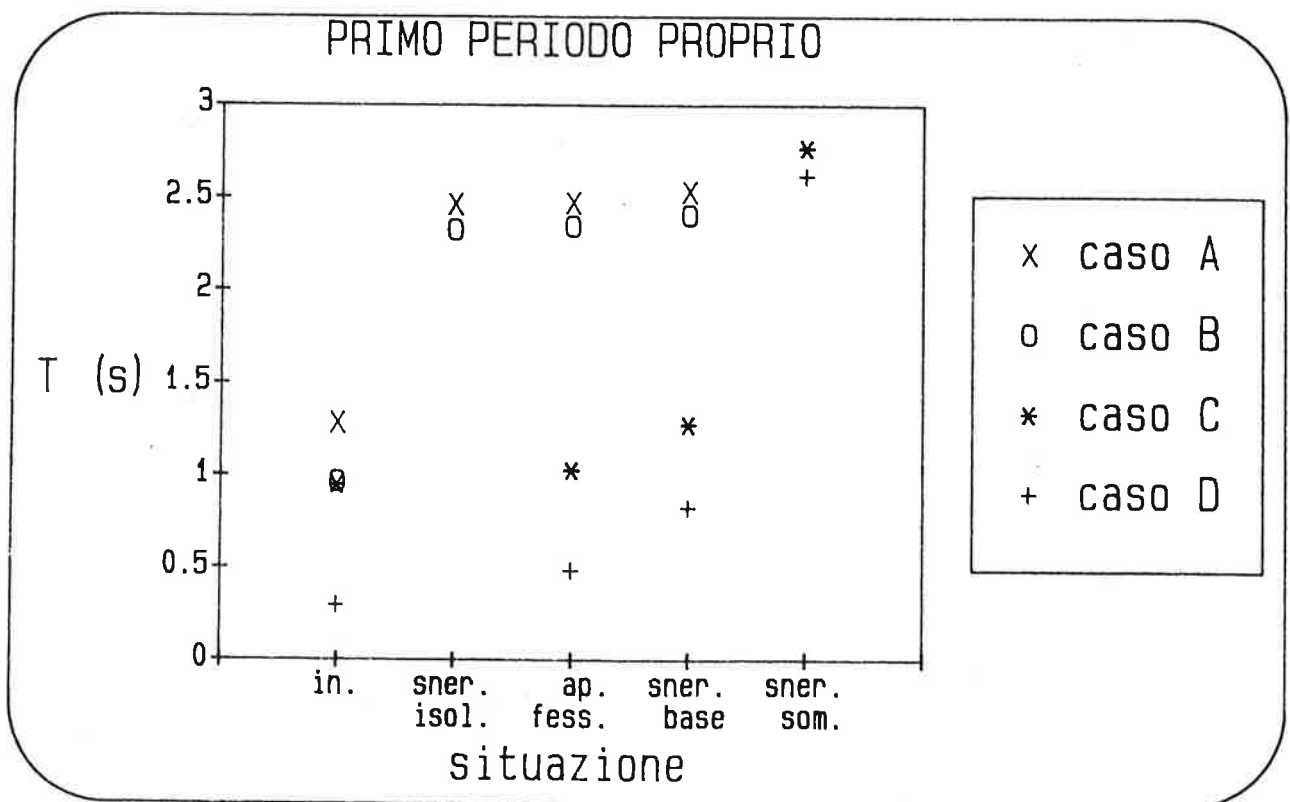


Figura 8 - Periodi propri delle strutture analizzate in funzione della situazione meccanica.

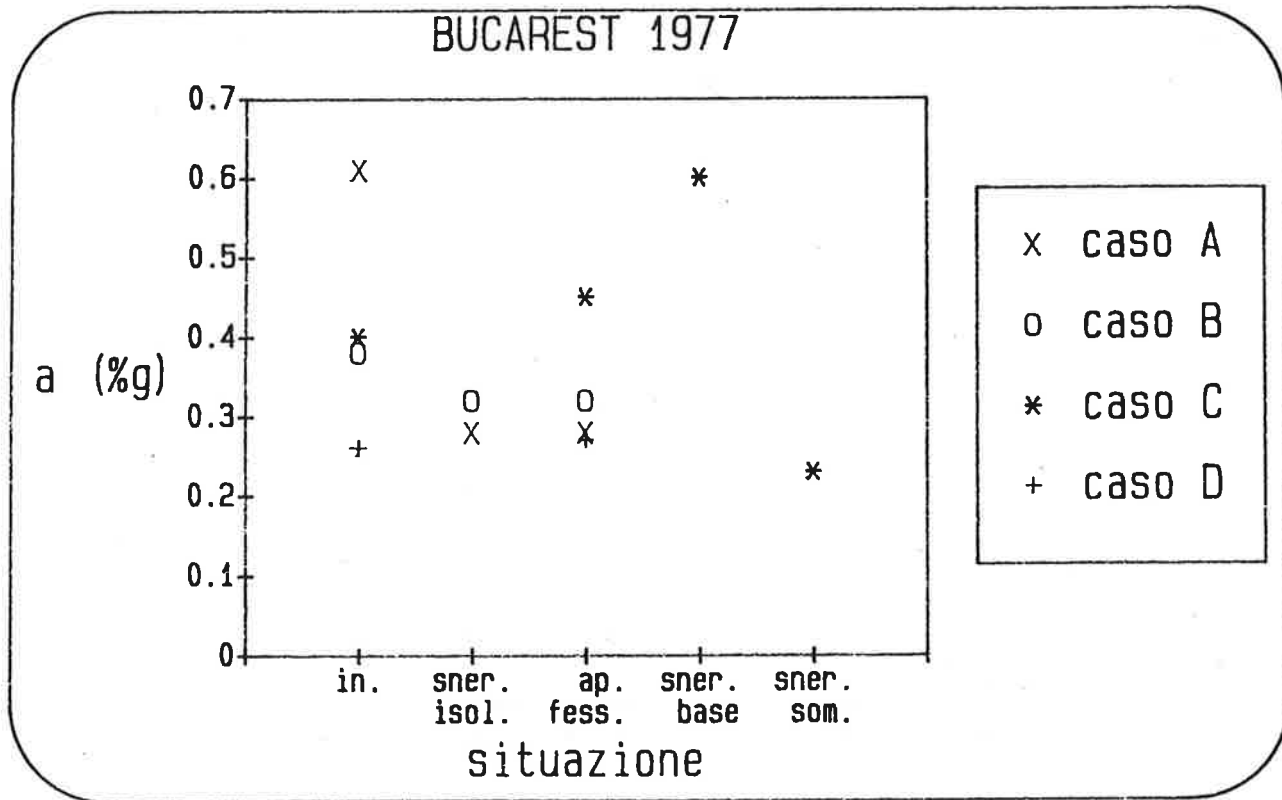
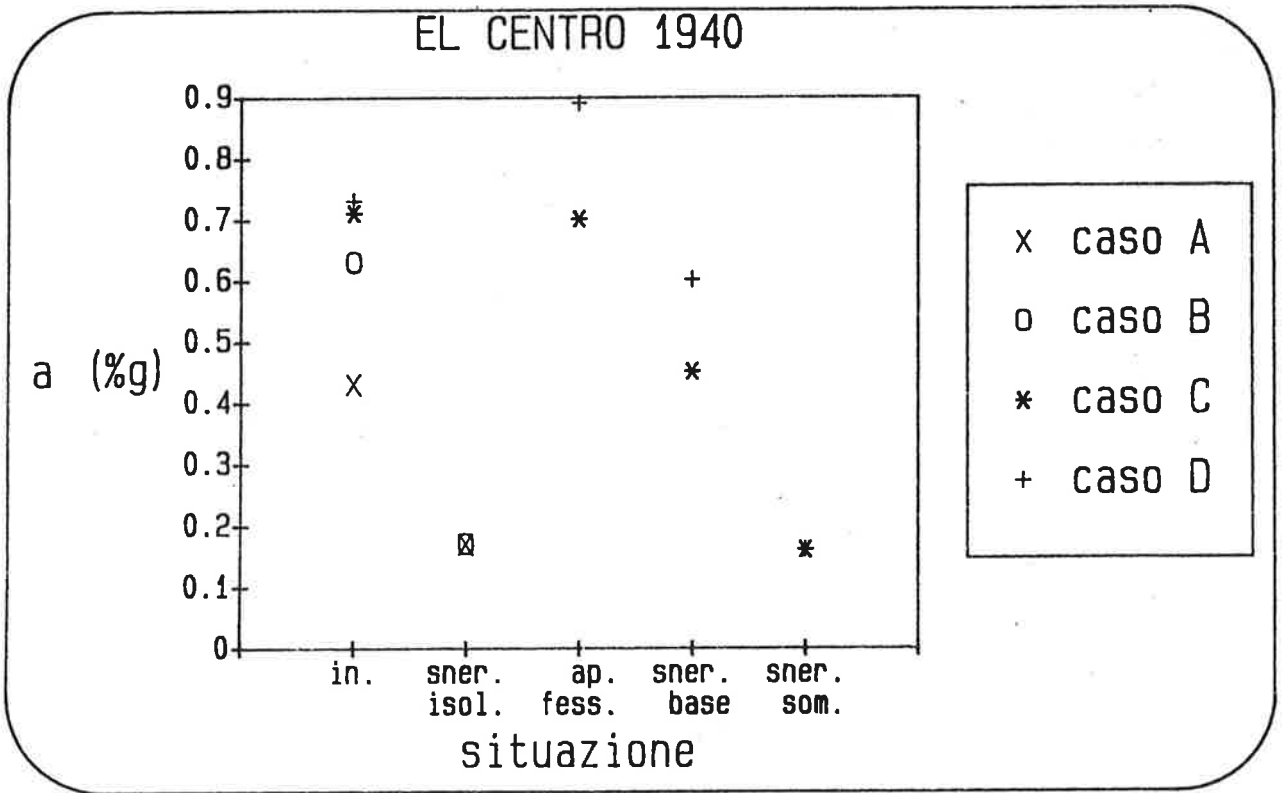


Figura 9 - Amplificazione spettrale delle strutture considerate nelle diverse situazioni meccaniche.

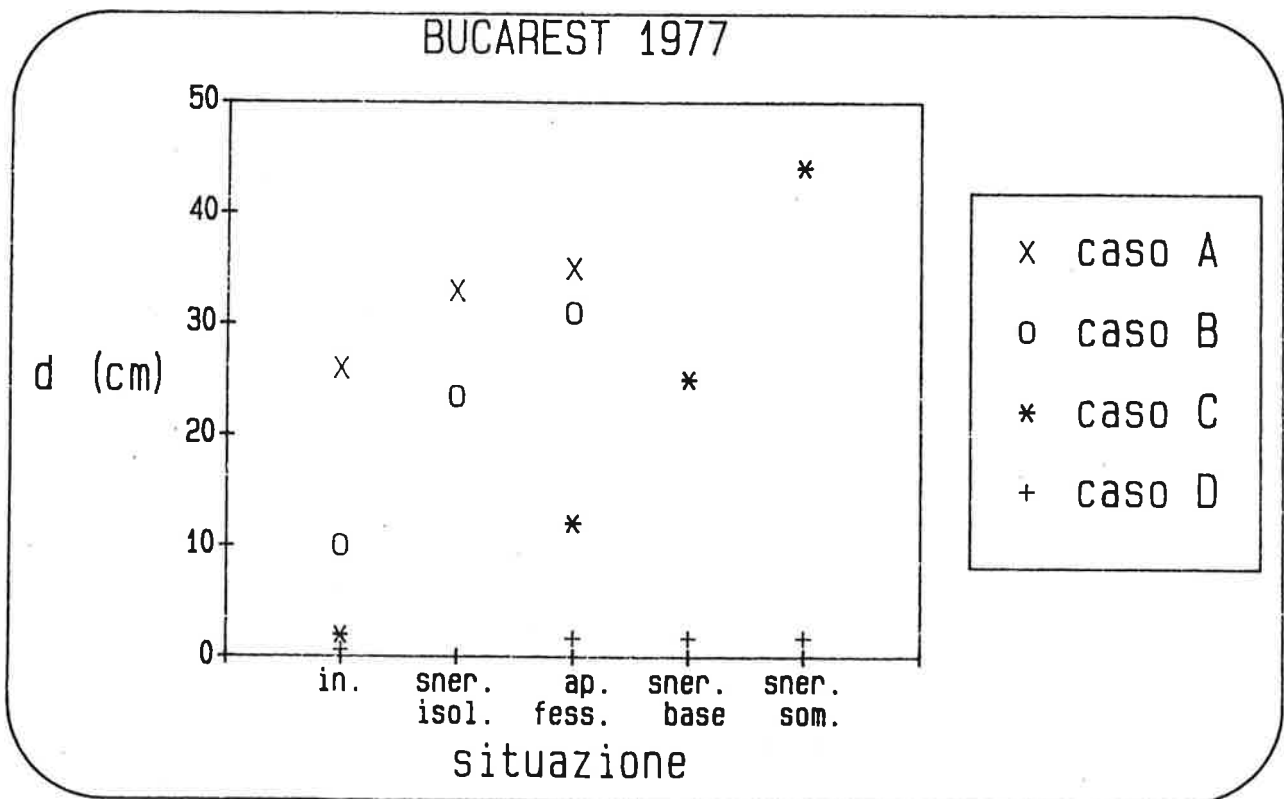
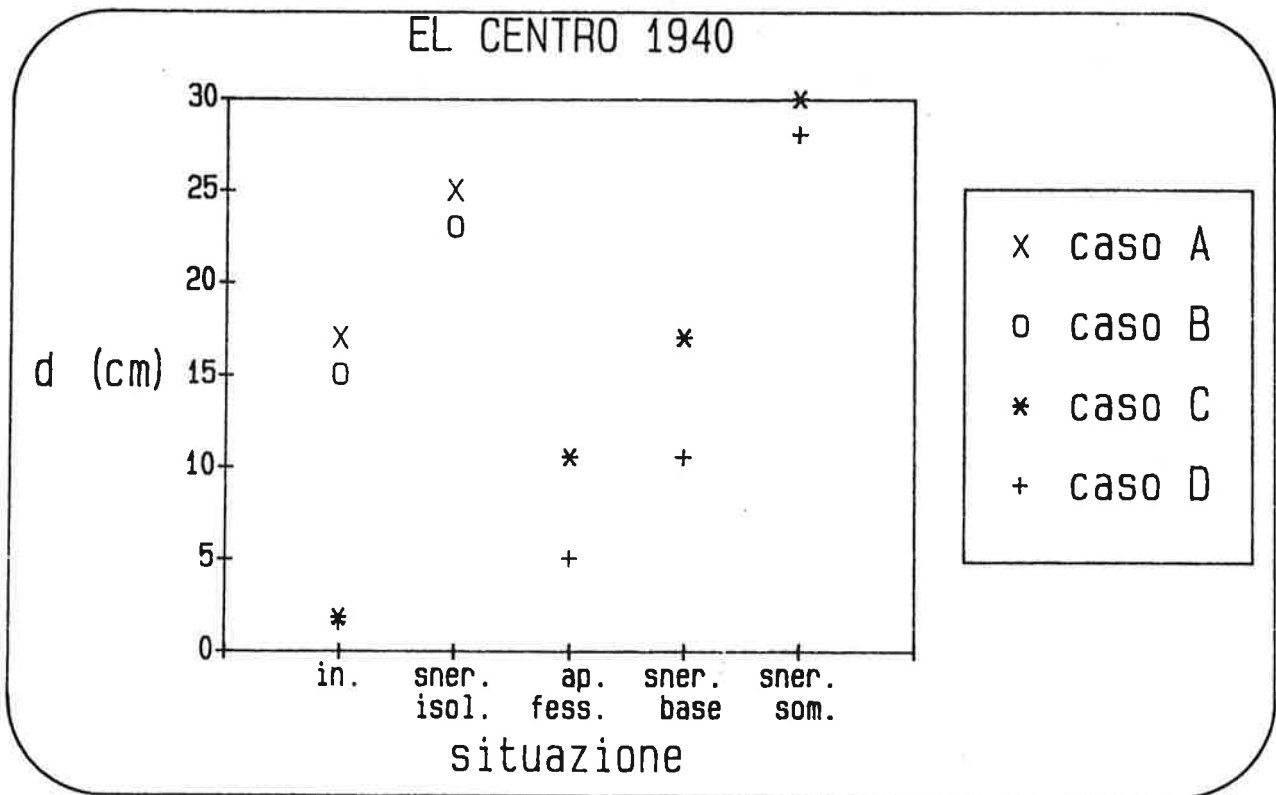


Figura 10 - Spostamento massimo (metodo CQC/11/) delle strutture considerate nelle diverse situazioni meccaniche.

COMPORTAMENTO IN FASE FESSURATA E A ROTTURA DI MURI DI CONTROVENTAMENTO ACCOPPIATI PER EDIFICI ALTI IN ZONA SISMICA

Aldo CAUVIN

Professore Straordinario
di Costruzione di Ponti e Grandi Strutture
Dipartimento di Meccanica Strutturale
Universita' di PAVIA

SOMMARIO

I muri di controventamento accoppiati in CA sono una classica struttura di controventamento per alti edifici e sono pertanto stati ampiamente studiati in campo lineare elastico. Tuttavia, in caso di azioni orizzontali di entita' elevata tali strutture sono soggette a fessurazioni flessionali e per taglio oltre che a plasticizzazioni che possono dar luogo a ridistribuzioni di sollecitazioni di notevole entita'. Allo scopo di meglio conoscere tali fenomeni e' stata studiata una procedura di calcolo in campo non lineare che simula il comportamento strutturale in fase fessurata ed elasto plastica, tenendo conto fra l'altro delle deformazioni per taglio e dell'influenza delle fessurazioni diagonali su tali deformazioni. Il procedimento, viene attualmente utilizzato per eseguire uno studio parametrico che consenta di meglio conoscere, al fine di stabilire regole di progettazione, il comportamento di tali strutture. Sono appunto i risultati preliminari di tale studio che vengono qui presentati. Tali risultati hanno confermato che la tipologia in esame e' in taluni casi assai sensibile agli effetti non lineari dovuti alla fessurazione.

SUMMARY

RC Coupled Shear Walls are a classical way of bracing tall buildings and have been widely studied in the linear elastic field. However, in the case of high horizontal actions, these structures are subject to flexural and shear cracking in addition to local yielding which can produce considerable redistributions of action effects. To get a better knowledge of these phenomena a nonlinear simulation procedure has been studied which can simulate the structural behaviour in the cracked and elasto-plastic phases, taking into account among other things shear deformations and the influence of diagonal cracking on these deformations. The

procedure is now being used to perform a parametric study which could permit to get a better knowledge of these structures, so that design rules can be established. The preliminary results of this study are presented. These results have confirmed that this structural scheme is in many cases sensitive to the non linear effects due to cracking.

1. INTRODUZIONE

Lo schema di controventamento a muri accoppiati (Coupled Shear Walls) viene frequentemente adottato come struttura di irrigidimento di strutture multipiano soggette alla spinta del vento e ad azioni sismiche. In quest'ultimo caso tale schema consente, a prezzo di una minore duttilità e di un incremento delle forze d'inerzia, di ridurre sensibilmente gli spostamenti e quindi, sia i danni alle strutture portate che il pericolo di innescamento di meccanismi di collasso dovuti ad effetti del secondo ordine. Inoltre tale schema strutturale può essere agevolmente calcolato, anche con metodi manuali, ipotizzando un collegamento continuo a taglio fra i due muri accoppiati. Tuttavia, in caso di forti azioni orizzontali si producono in tali strutture fessurazioni di tipo flessionale, che riducono in modo sensibile la rigidità dei muri. Poiché, a causa delle azioni taglianti presenti nelle travi di collegamento, la fessurazione non è presente in ugual misura nei due muri, è lecito attendersi ridistribuzioni di momento fra tali muri.

Inoltre, qualora si adotti uno schema di calcolo a telaio, non appare lecito, sia per quanto riguarda i muri che le travi di collegamento, trascurare le deformazioni dovute al taglio, che si incrementano ulteriormente dopo la formazione di fessurazioni diagonali. È quindi evidente che, anche prima che intervengano plasticizzazioni di sezioni critiche la distribuzione delle sollecitazioni differisca da quella derivante da un'analisi di tipo lineare elastico. Tale fenomeno ha influenza sia sulle condizioni di esercizio (spostamenti orizzontali e apertura delle fessure) sia sull'evoluzione del comportamento strutturale in fase elastoplastica. È infatti evidente che tali fenomeni non possono non avere influenza sull'ordine con il quale si plasticizzano le sezioni critiche, quindi sul tipo di meccanismo di collasso che si può innescare e sul livello di carico corrispondente.

Ancora per quanto riguarda il comportamento allo stato limite ultimo, il procedimento di calcolo deve prevedere anche la rottura fragile per taglio e non solo quella più o meno duttile, per pressoflessione. È infatti la rottura per taglio delle travi di collegamento il tipo di danneggiamento che si riscontra con maggiore frequenza in questo tipo di struttura.

Nel presente lavoro viene descritto un procedimento di calcolo che consente di simulare in via approssimata i fenomeni visti e precisamente:

- Fessurazione per presso-flessione e per taglio in fase elastica
- Plasticizzazione e rottura di sezioni critiche per presso-flessione.
- Rottura fragile per taglio di sezioni critiche.

Vengono inoltre presentati alcuni risultati preliminari di uno studio parametrico in corso avente lo scopo di consentire la formulazione di regole pratiche di calcolo di questa tipologia strutturale.

2. SCELTA DELLO SCHEMA STRUTTURALE

Come e' noto, nell'analisi di muri di controventamento accoppiati si possono utilizzare tre metodi (fig. 1):

-Si puo' immaginare che i muri si comportino come due mensole collegati con continuita' da un vincolo a taglio.

Questo metodo "classico" e' stato ampiamente studiato e utilizzato in passato [14][15] e presenta il vantaggio che e' possibile formulare, per i casi piu' semplici, una soluzione in "forma chiusa", a patto che ci si limiti a una soluzione di tipo lineare elastico. Il procedimento non si presta infatti ad essere esteso all'analisi non lineare.

-Si puo' immaginare che la struttura si comporti come un "telaio equivalente" nel quale le travi di collegamento orizzontali sono rappresentate da aste con i tratti terminali infinitamente rigidi, simulando in tale modo l'influenza della larghezza dei muri sul comportamento strutturale.

Tale schema e' fondato sull'ipotesi che il comportamento d'insieme dei muri possa essere simulato utilizzando elementi monodimensionali.

-La struttura puo' essere infine considerata come un assemblaggio di elementi finiti bidimensionali.

Sebbene quest'ultimo metodo sia teoricamente il piu' "esatto" dei tre, e' necessario suddividere la struttura in un numero elevato di elementi bidimensionali che, se si vuole simulare il comportamento in regime non lineare, sono di notevole complessita'. Questo metodo e' pertanto inadatto come strumento di progettazione di strutture con un elevato numero di piani ovvero tutte le volte in cui e' necessario ripetere l'analisi strutturale numerose volte (come negli studi di tipo parametrico)

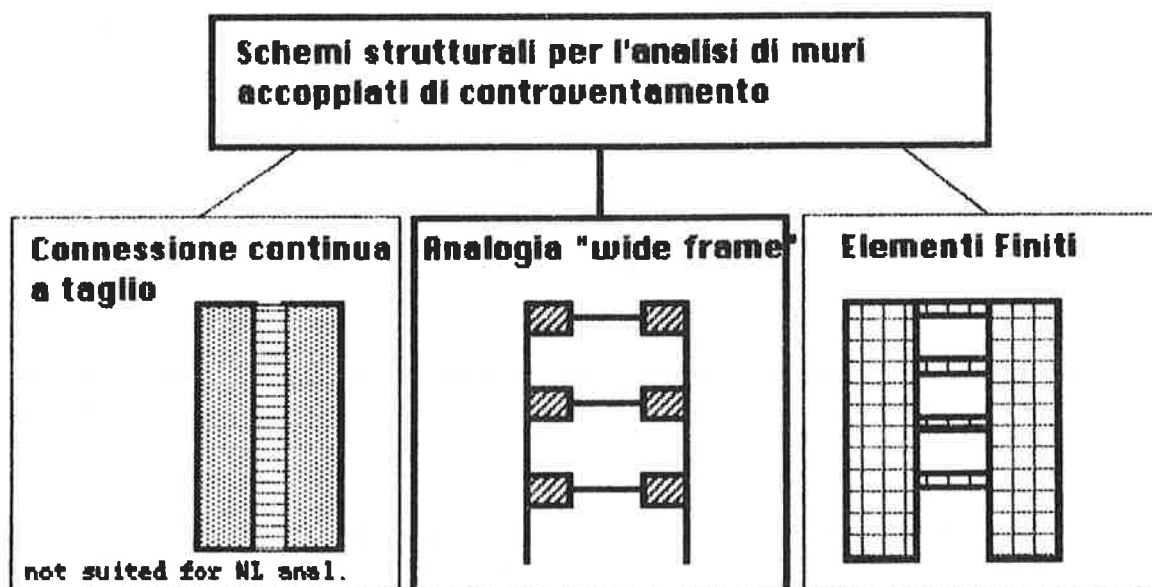


Fig. 1-Metodi di calcolo dei muri di controventamento accoppiati

3. COMPORTAMENTO NON LINEARE DEI MURI DI CONTROVENTAMENTO

I muri accoppiati di controventamento sono soggetti ai seguenti fenomeni di tipo non lineare, che influenzano il comportamento strutturale:

- Fessurazione flessionale dei muri e delle travi di collegamento.
- Fessurazione diagonale per taglio
- Formazione di cerniere plastiche per presso flessione
- Rottura locale dovuta al raggiungimento della rotazione plastica limite di dette cerniere.
- Rottura locale per taglio.

Come conseguenza di tali fenomeni, in diversi casi, l'analisi strutturale di tipo lineare elastico porta a risultati assai lontani dalla realta' e, quel che piu' conta, a sfavore di stabilita'. Cio' e' vero non solo quando si effettua la verifica allo stato limite ultimo, in cui entrano in gioco i fenomeni plastici, ma anche in condizioni di esercizio, a causa dell'importanza, per questi tipi di strutture, del fenomeno fessurativo.

In effetti, la verifica agli stati limite fondata sull'analisi lineare elastica e' una procedura convenzionale e, in un certo senso, contraddittoria in quanto, mentre le sollecitazioni agenti sono calcolate ipotizzando un comportamento lineare elastico dei materiali, la non linearita' delle leggi costitutive viene considerata nel calcolo delle sollecitazioni resistenti.

Notiamo inoltre che, nel caso specifico in esame, non possono essere ignorate le deformazioni per taglio e quindi l'influenza su tali deformazioni della fessurazione diagonale.

Esaminiamo ora il metodo di analisi utilizzato nonche' i criteri adottati nella simulazione dei fenomeni visti.

4. METODO DI ANALISI.

Il programma di calcolo e' fondato su un procedimento di tipo incrementale iterativo, nel senso che i carichi vengono incrementati passo passo secondo una generica legge di carico (che e', almeno per il momento monotonicamente crescente). La struttura viene ricalcolata ad ogni incremento di carico, utilizzando le rigidzze aggiornate al passo di carico precedente. Una correzione di tipo iterativo puo' essere effettuata all'interno di ogni passo utilizzando il ben noto metodo di Newton-Raphson.

5. FESSURAZIONE DI TIPO FLESSIONALE

Ogni elemento monodimensionale viene diviso, se necessario, in conci di breve lunghezza. Per ogni concio viene introdotto il momento d'inerzia della sezione fessurata, quando, in corrispondenza dell'elemento stesso, viene raggiunta al lembo teso, la resistenza a trazione del calcestruzzo.

Nel calcolo del momento d'inerzia della sezione fessurata si tiene conto dell'effetto irrigidente del calcestruzzo in trazione fra una fessura e l'altra (fenomeno di "tension stiffening") introducendo

un'area addizionale "virtuale" di acciaio teso A_s^* tale che possa reagire con una forza costante $K_1 b(a-x)$ dove K_1 e' il valore medio dello sforzo di trazione fra una fessura e l'altra (fig.2). Il procedimento, proposto a suo tempo da chi scrive, e' illustrato in dettaglio in [2]

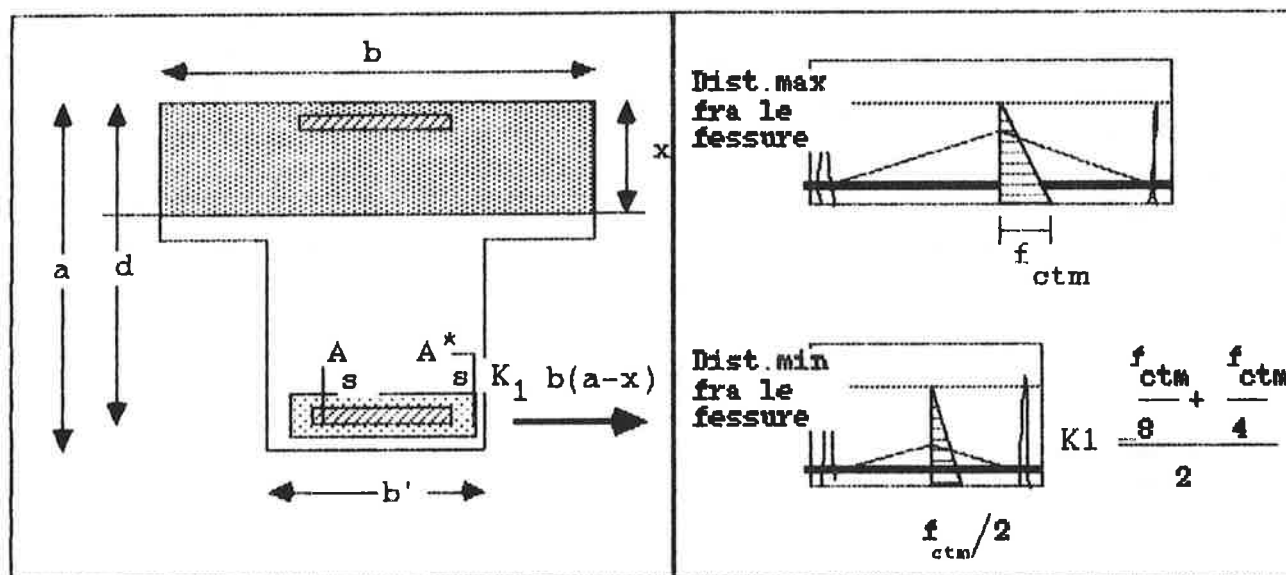


Fig.2-Simulazione del fenomeno di "Tension Stiffening"

6. FESSURAZIONE PER TAGLIO

La riduzione della rigidezza per taglio a causa della formazione di fessure diagonali viene simulata introducendo un valore ridotto del modulo di elasticità tangenziale G quando si suppone che debbano formarsi queste

fessure. Il valore del modulo tangente prima della formazione delle fessure e' dato dalla ben nota espressione:

$$G = E_c / 2(1 + \nu) \quad (1)$$

dove E_c e' il modulo di Young e ν il modulo di Poisson.

Dopo il formarsi delle fessure si suppone che l'elemento si comporti secondo un schema "a traliccio" (Fig.3) e viene nei calcoli assunto un valore ridotto di G dato dall'espressione seguente:

$$G_{eq} = \rho_v E_s C / (1 + 4n\rho_v) \quad (2)$$

dove ρ_v e' la percentuale trasversale d'armatura, χ il fattore di forma della sezione, n il coefficiente d'omogeneizzazione.

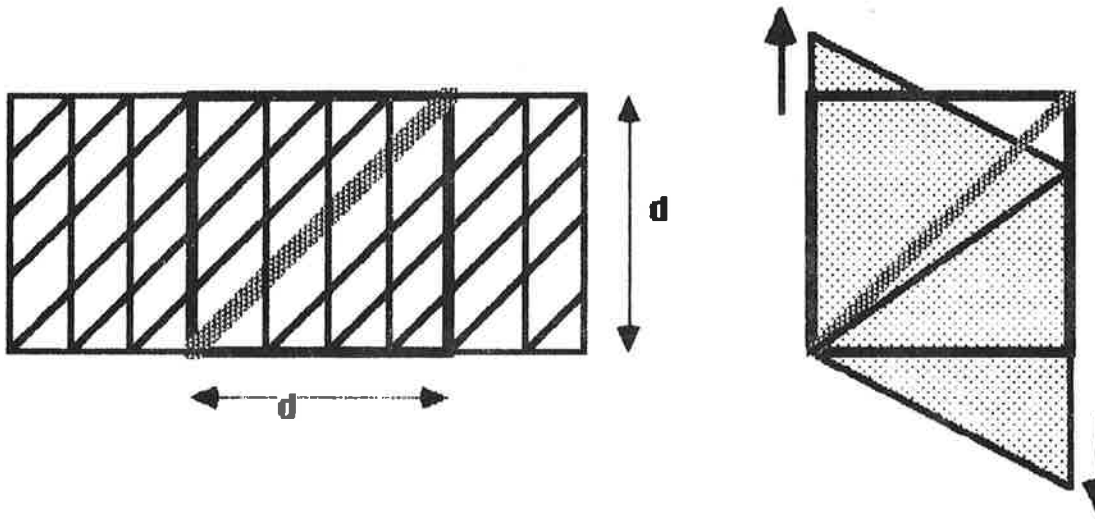


Fig.3-Scorrimento dell'elemento dovuto al taglio secondo il meccanismo a traliccio

Come conseguenza la rigidezza a taglio e' data dall'espressione seguente:

$$K_v = G_{eq} b_w d / \chi \quad (3)$$

dove b_w e' la larghezza dell'anima e d l'altezza efficace della sezione.

Il valore del taglio corrispondente alla formazione delle fessure diagonali potrebbe essere determinato analiticamente valutando l'entita' delle tensioni principali e tenendo conto della resistenza a trazione del calcestruzzo; tuttavia i valori ottenuti sperimentalmente sono di norma assai minori.

Di conseguenza e' parso opportuno usare un'espressione semi-empirica fondata su un gran numero di prove sperimentali e precisamente quella proposta dal Codice ACI [7]

$$V_{cr} = b_w d (0.166 + 0.006N/A_c) \sqrt{f_{ck}} \text{ [MPa]} \quad (4)$$

dove N e' il carico assiale A_c l'area della sezione di calcestruzzo, ed f_{ck} il valore caratteristico della resistenza del calcestruzzo. Come alternativa si potrebbe usare l'espressione, un po' piu' complicata, suggerita dal Model Code del CEB [1].

7. PLASTICIZZAZIONE E ROTTURA PER PRESSO-FLESSIONE

La sperimentazione ha rivelato che in elementi

monodimensionali in CA con adeguata armatura trasversale., il taglio ha scarsa influenza sulla resistenza a presso-flessione. Di conseguenza resistenza ultima a taglio e pressoflessione possono essere studiati separatamente.

Per quanto riguarda la presso-flessione, il comportamento strutturale in fase elasto-plastica puo' essere simulato sia in modo discreto, introducendo cerniere plastiche inelastiche e a rotazione limitata in quelle sezioni critiche dove e' stato superato il momento plastico M_{yu} (che viene ricalcolato ad ogni incremento di carico), ovvero in maniera "continua", riducendo gradualmente il modulo "elastico equivalente" dell'elemento secondo un'espressione di tipo semi empirico [2][3].

7. ROTTURA PER TAGLIO E CARICO ASSIALE

Ad ogni passo di carico viene anche calcolata la resistenza ultima a taglio tenendo conto del carico assiale concomitante. Se questa resistenza viene superata prima di raggiungere la resistenza ultima a presso-flessione viene simulata una rottura fragile a taglio nell'elemento in cui l'evento si verifica, riducendo in modo drastico il modulo elastico di quell'elemento. In pratica e' come se ai fini del calcolo degli incrementi di sollecitazione, nei passi di carico successivi, quell'elemento non esistesse piu'.

Si noti che, secondo la filosofia del CEB, il verificarsi di una rottura fragile localizzata (per taglio ovvero per raggiungimento della rotazione limite in una cerniera plastica) corrisponde al raggiungimento dello stato limite ultimo (per inservibilita' della struttura). Tuttavia, ai fini di una progettazione di tipo sismico, interessa anche pervenire in ogni caso al collasso globale (stato limite ultimo inteso come pericolo di perdita di vite umane e non solamente come inservibilita' della struttura). Per tale motivo la simulazione numerica prosegue fino al prodursi di un meccanismo di collasso.

8. PROGRAMMA DI INDAGINE NUMERICA

La procedura illustrata nei paragrafi precedenti si presta assai bene, data la sua semplicita' e rapidita' computazionale all'effettuazione di studi parametrici su strutture realistiche. Tali studi consentono di studiare, come gia' accennato, i fenomeni seguenti:

-ridistribuzioni delle sollecitazioni in fase non lineare elastica dovute ai fenomeni fessurativi sia per presso-flessione che per taglio con valutazione dell'importanza relativa dei due fenomeni.

-Influenza dei fenomeni fessurativi sul livello di carico al quale le sezioni critiche entrano in crisi e sull'ordine in cui i fenomeni di plasticizzazione e di rottura hanno luogo fino al formarsi del meccanismo di collasso.

-Valutazione, nelle varie fasi di carico, degli incrementi di spostamento conseguenti a un comportamento non lineare.

Uno studio di questo tipo e' in corso di effettuazione su tre serie di muri di controventamento accoppiati a sezione variabile, rispettivamente di 10, 20 e 30 piani con interpiano costante di 3 m. (Figg. 4 e 5)

Queste strutture vengono analizzate per valori diversi dei seguenti parametri:

--Carichi verticali di progetto agenti sui muri

--Carichi orizzontali di progetto (che vengono variati sia come intensità che come distribuzione: costante a simulazione di azioni prodotte dal vento e triangolare con valore massimo in sommità, a simulazione, come carichi statici equivalenti di azioni sismiche)

--Rigidezza delle travi di collegamento orizzontali

I muri, le cui armature sono state progettate sulla base di un'analisi lineare elastica vengono analizzate per livelli di carico assai superiori a quelli di progetto in modo da simularne il collasso.

Particolare importanza assume il livello di carico corrispondente alla formazione della prima cerniera plastica (stato limite di prima plasticizzazione)

A tale livello infatti vengono evidenziate le ridistribuzioni dovute ai fenomeni fessurativi senza che i risultati siano influenzati da ridistribuzioni plastiche.

9. RISULTATI PRELIMINARI

Sulle figg. 6 e 7 vengono riportati, per la struttura da 10 piani con trave di collegamento relativamente flessibile ($h=50$ cm), i valori dei momenti flettenti nei muri, dei tagli nelle travi di collegamento e degli spostamenti orizzontali di piano in corrispondenza dello stato limite di prima plasticizzazione, sia in regime lineare che non lineare, allo scopo di mettere in evidenza gli effetti della fessurazione sulla distribuzione delle sollecitazioni.

Sulle figure da 8 a 11 le medesime grandezze sono riportate per la struttura da 30 piani, soggetta allo stesso carico orizzontale di piano.

Come è facile constatare, si ha una riduzione assai sensibile (rispetto ai risultati del calcolo lineare elastico) del momento flettente nel muro "sopravvento", cui corrisponde un incremento di entità minore nel muro "sottovento". Ciò si spiega agevolmente con l'incremento di carico assiale in quest'ultimo muro (e il corrispondente decremento nell'altro) dovuto alle azioni taglianti presenti nelle travi di collegamento e prodotte dalla spinta orizzontale.

Di conseguenza, nel muro sopravvento sono presenti estese fessurazioni che ne riducono drasticamente la rigidezza, con conseguente trasferimento di parte del momento flettente all'altro muro.

È inoltre importante notare il notevole incremento dell'azione tagliante nelle travi di collegamento.

10. CONCLUSIONI

I risultati preliminari di uno studio parametrico in regime non lineare di muri di controventamento accoppiati ha messo in evidenza le forti ridistribuzioni delle sollecitazioni che possono avvenire per effetto della diversa fessurazione nei muri.

Poiché, nella progettazione di strutture di questo tipo in zona sismica, assume particolare importanza la progettazione delle travi di collegamento, nel senso che si debbono evitare in esse rotture per taglio fragili e quindi poco dissipative oltre che distruttive, è

oltremodo interessante notare che gli effetti non lineari visti hanno come conseguenza un incremento non trascurabile dell'azione tagliante in tali travi.

Non pare quindi che in una corretta progettazione tali fenomeni possano essere ignorati

Interessante e' inoltre notare che la resistenza a trazione del calcestruzzo ha scarsa rilevanza sul fenomeno, che quindi si ripete pressoché invariato nei cicli successivi di carico (ipotizzando un'azione orizzontale ripetuta e alterna che mantenga però la struttura in fase elastica e quindi senza degradazione dei materiali).

Ulteriori sviluppi della ricerca consentiranno di approfondire gli effetti delle deformazioni per taglio, che hanno scarsa rilevanza negli esempi presentati.

Inoltre sarà possibile approfondire il comportamento strutturale in fase elasto-plastica con possibile estensione al caso di carichi ripetuti e alterni, tenendo quindi conto della degradazione della rigidità dei materiali nei successivi cicli di carico.

11. BIBLIOGRAFIA

1. CEB-FIP "Model Code" Volume 2, Chapter 11; CEB Bulletin N.124/125 E, April 1978
2. CAUVIN A, Nonlinear Computer Program: idealization of constitutive laws. Second order effects and creep. Behaviour in torsion; Lessons 8, 9, 10 of Course: "Nonlinear analysis and design of r.c. and prestressed structures". CEB, Università di Pavia, Institut für Bautechnik, Berlin, Pavia, September 1981
3. CAUVIN A, Analisi non lineare di telai piani in CA. Giornale del Genio Civile; fascicolo 1, 2, 3-1978
4. CAUVIN A, Analisi non lineare di graticci piani in CA. Giornale del Genio Civile; fascicolo 4, 5, 6-1983
5. CAUVIN A, Practical Applications of an Incremental Nonlinear Analysis Program to Design of Tall r.c. Frames and Coupled Shear Walls. Presented at: Third International Conference on Tall Buildings, Chicago, January 6, 1986.
6. PARK R., PAULAY T., Reinforced Concrete Structures. Jhon Wiley & Sons, 1975 Edition.
7. ACI COMMITTEE 318, Building Code requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83). ACI Detroit, 1983
8. ACI-ASCE Committee 326, Shear and diagonal tension. Journal ACI, Vol 59, 1962
9. FENWICK R.C., PAULAY T., Mechanism of shear resistance of Concrete beams. Journal of the Structural Division ASCE, Vol. 94, ST10, October 1968
10. LEONHARDT F., Reducing the shear Reinforcement in Reinforced Concrete Beams and Slabs. Magazine of Concrete Research Vol. 17, N. 53, 1965.
11. COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT, Structural Design of Tall Concrete and Masonry Buildings (Volume CB). ASCE, 1978
12. MAC LEOD IAIN, Lateral Stiffness of Shear Walls with Openings. Tall Buildings- Proceedings of a Symposium on Tall Buildings held at the University of Southampton, April 1966. Pergamon Press.
13. MICHAEL D., The effect of Local Wall Deformations on the Elastic Interaction of Cross Walls coupled by Beams. Tall Buildings- Proceedings of a Symposium on Tall Buildings held at the University of Southampton, April 1966. Pergamon Press.

14. BECK H., Contribution to the analysis of coupled shear walls. ACI Journal, 33, 1055, 1962
15. ROSMAN R., Approximate analysis of Shear Walls subject to lateral loads. ACI Journal, 35, 717, 1964

12. RICONOSCIMENTI

L'autore esprime i suoi ringraziamenti al Prof. Giorgio Macchi per il suo costante appoggio e per i suoi consigli. Il lavoro e' stato eseguito con il parziale sostegno finanziario del CNR e del Ministero della Pubblica Istruzione. I calcoli non lineari sono stati eseguiti con la collaborazione degli studenti del quinto anno del corso di Ingegneria Civile Spada e Perregrini.

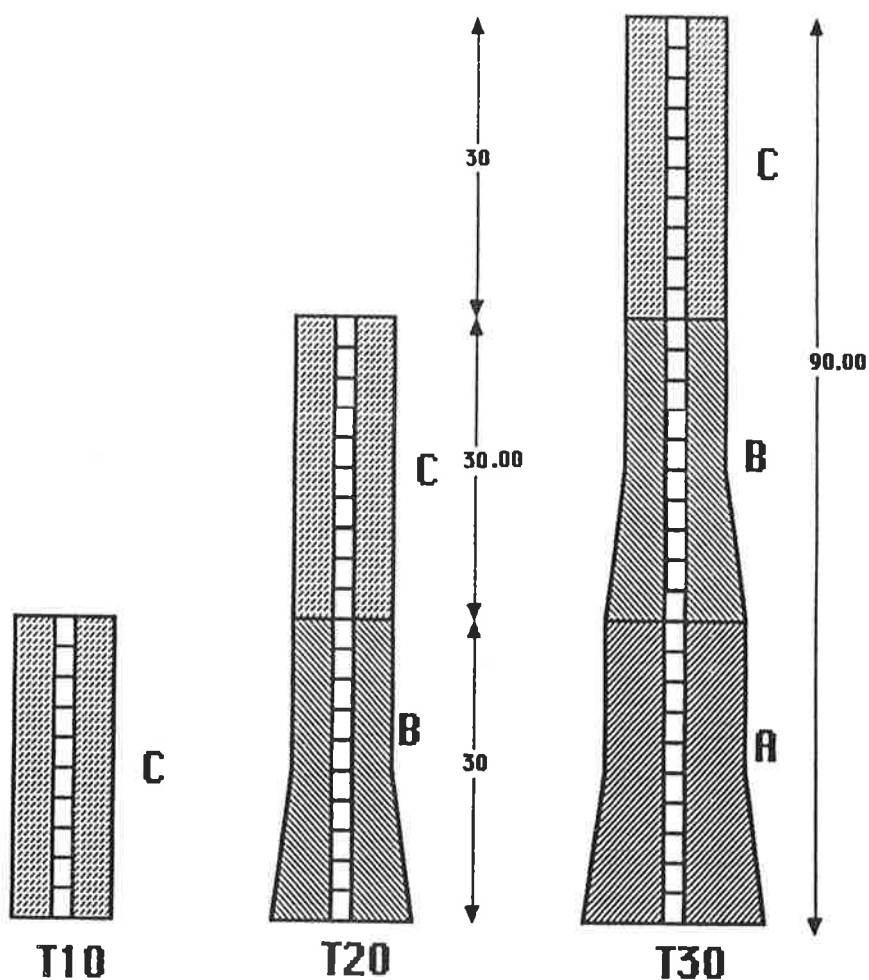


Fig.4-Schema delle tre serie di muri accoppiati(Interpiano=3 m)

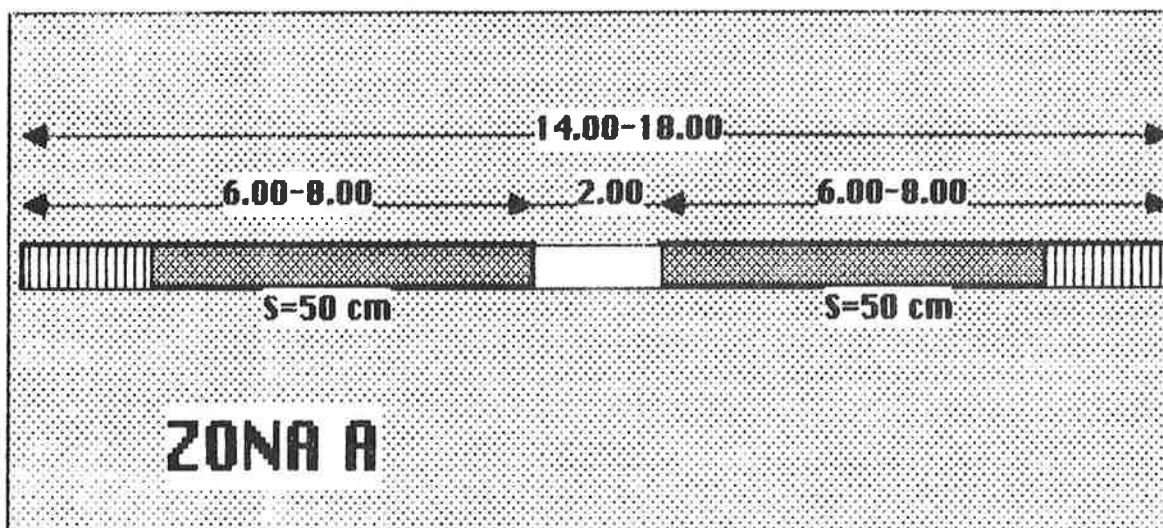
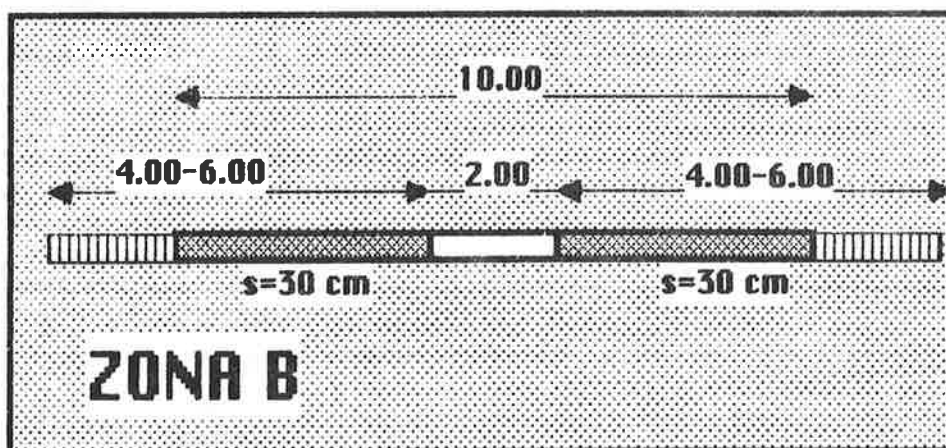
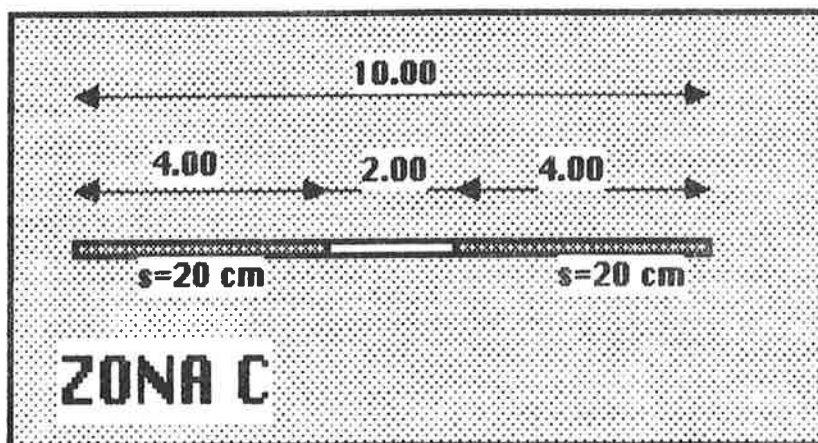


Fig.5-Sezioni trasversali dei muri

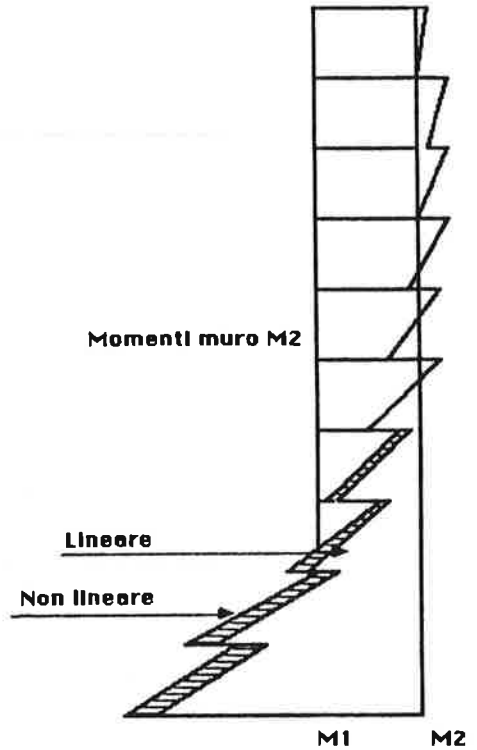
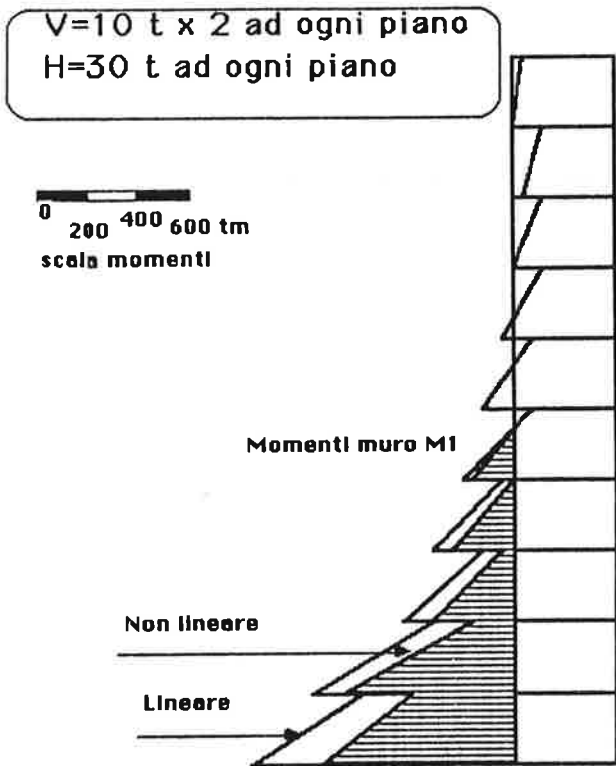


Fig.6-Diagrammi del momenti nei muri-Struttura T10/1

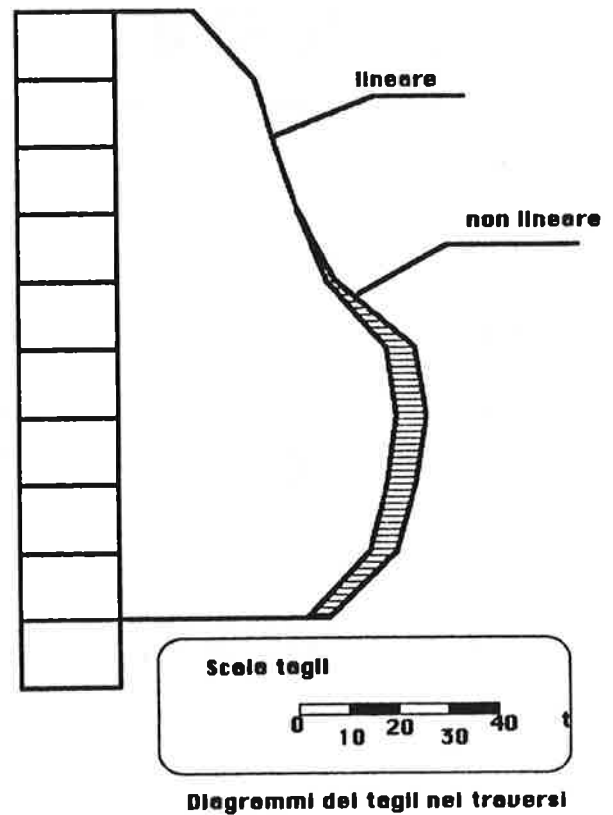
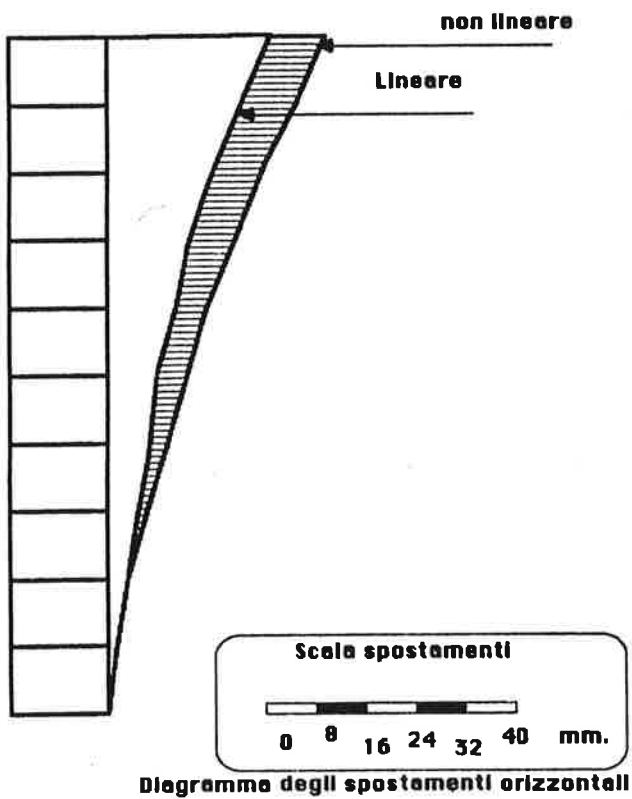


Fig.7-Struttura T10/1-Diagrammi degli spostamenti e del tagli nel traversi

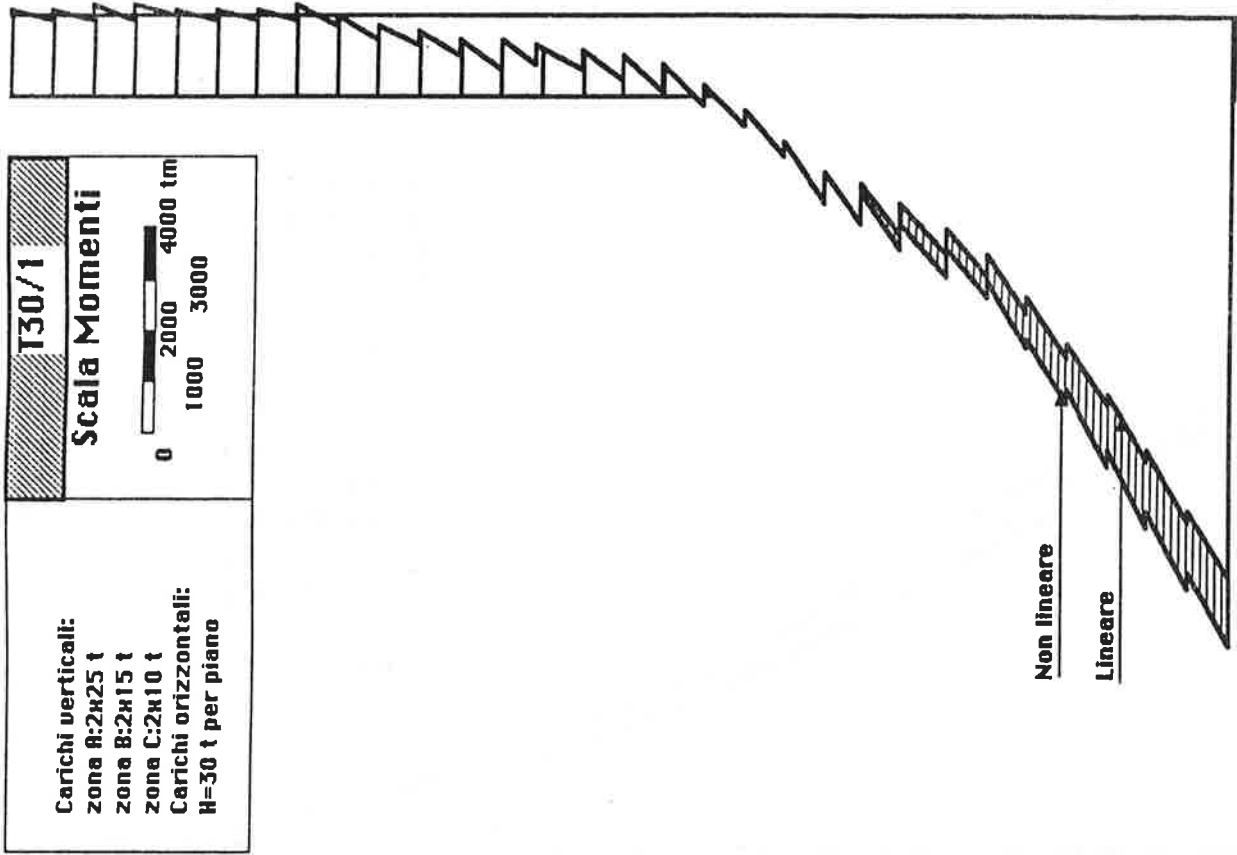


Fig.9-Struttura T30/1-Momenti flettenti nel muro sottovoento

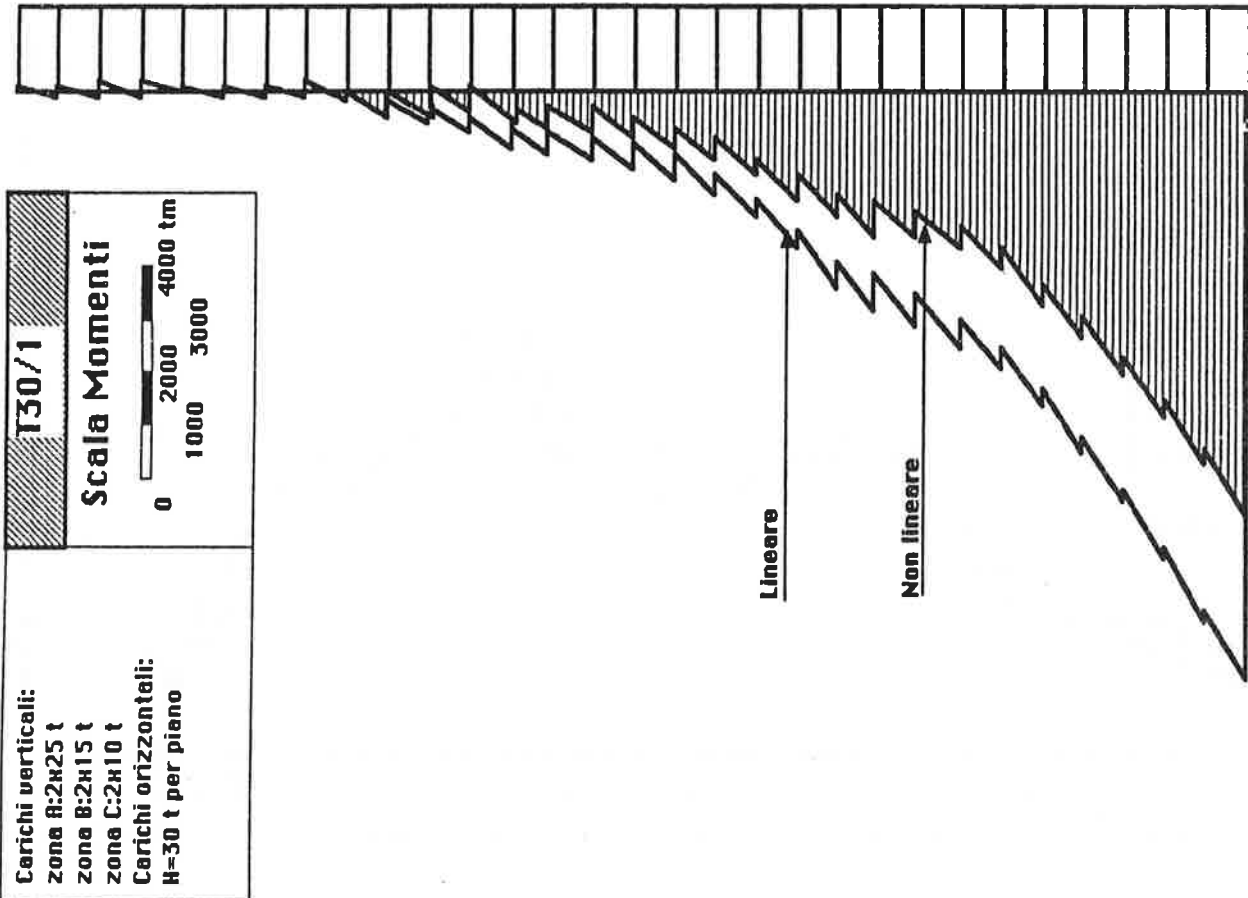


Fig.8-Struttura T30/1-Momenti flettenti nel muro sopravvento

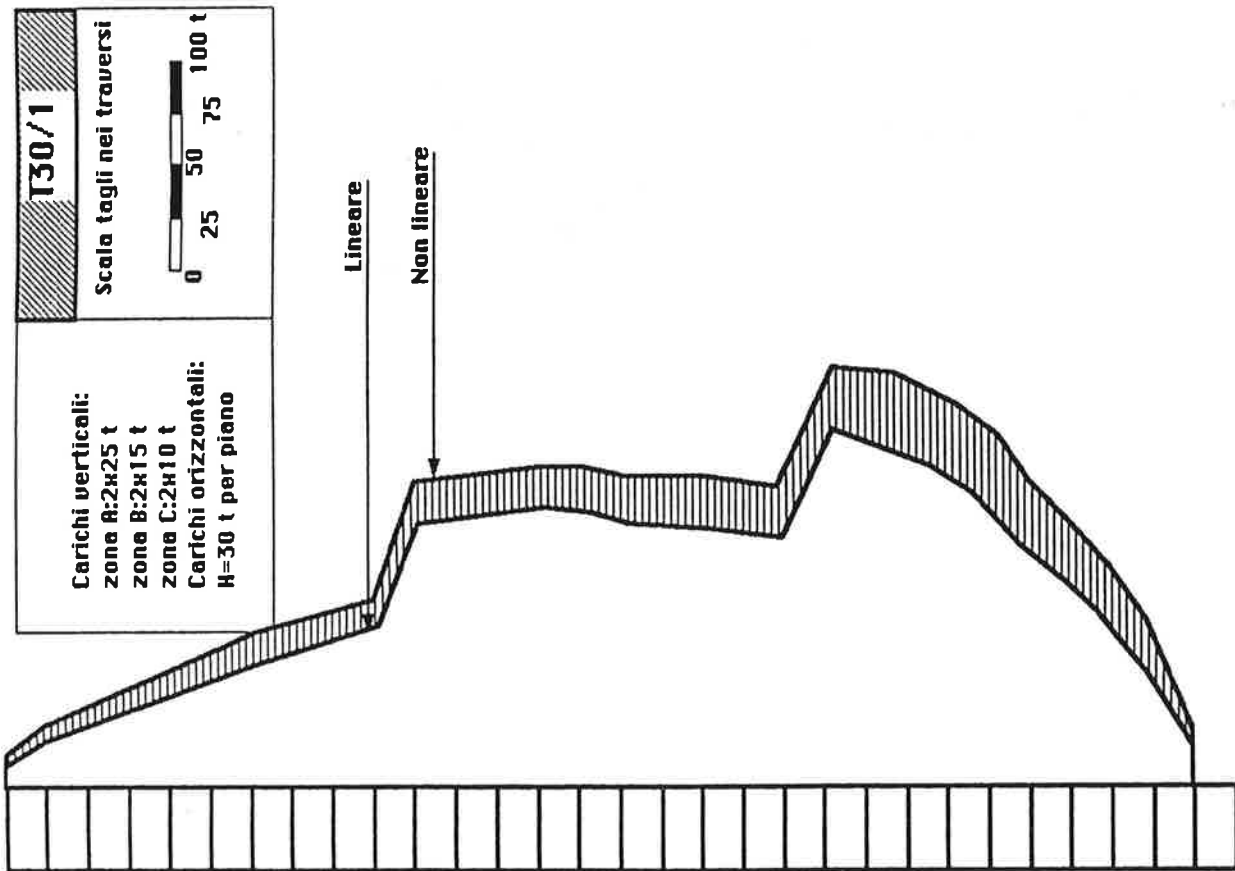


Fig. 10 - Struttura T30/1 - Azioni taglianti nei traversi di collegamento

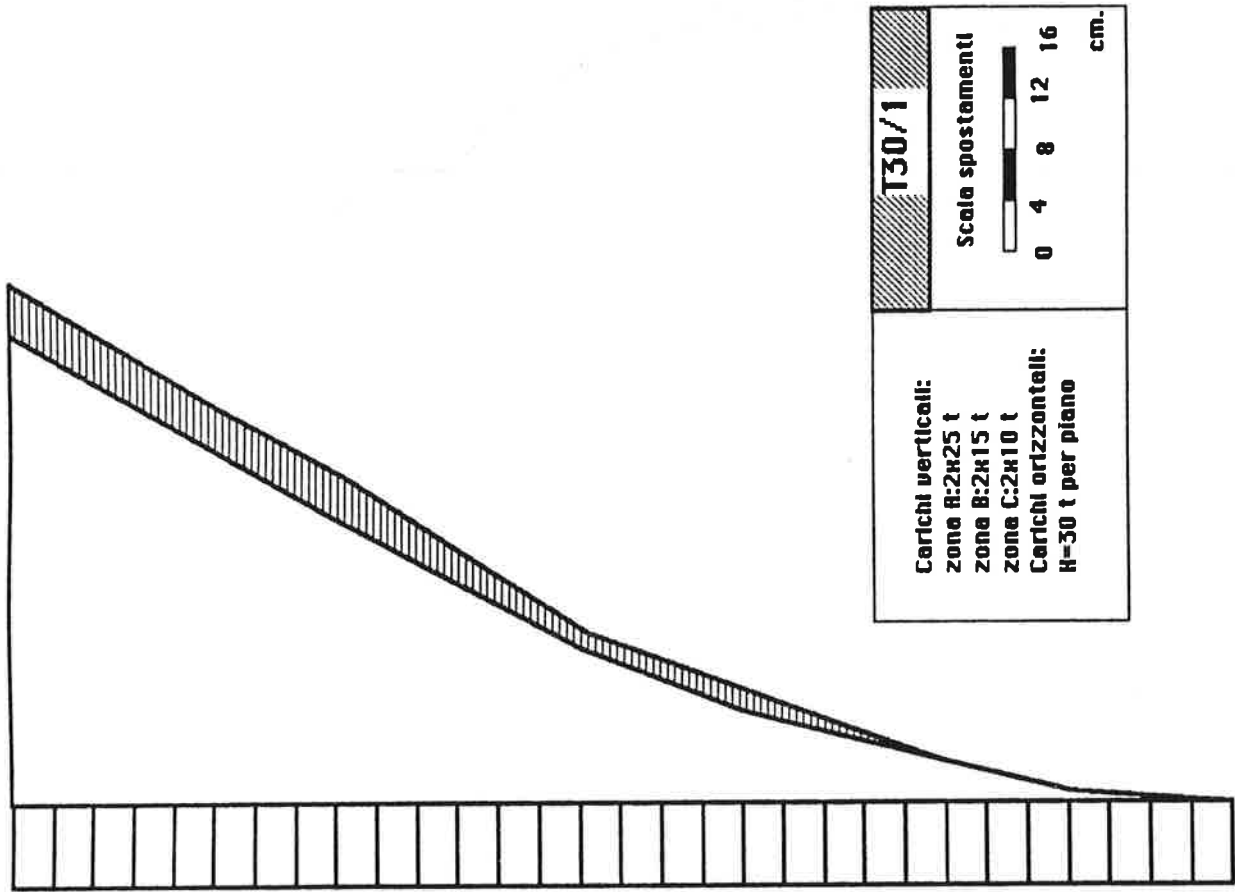


Fig. 11 - Struttura T30/1; spostamenti orizzontali

COMPORAMENTO DI PARETI STRUTTURALI IN CALCESTRUZZO ARMATO
SOGGETTE AD AZIONI CICLICHE DI NOTEVOLE INTENSITA'

Vincenzo COLOTTI e Alfonso VULCANO

Dipartimento di Strutture - Università della Calabria
ARCAVACATA DI RENDE (COSENZA)

SOMMARIO

Viene proposto un modello che simula il comportamento flessionale di pareti strutturali in c.a. sulla base di una schematizzazione in elementi monoassiali in parallelo, la cui risposta è descritta in funzione dei legami costitutivi dei materiali e dell'evoluzione del legame di aderenza. Alcuni tests numerici mostrano l'efficacia e l'affidabilità del modello alla luce di risultati sperimentali ottenuti in presenza di carichi monotoni e ciclici.

SUMMARY

An analytical model is proposed which simulates the flexural behaviour of R/C structural walls by an idealization consisting of uniaxial elements connected in parallel, whose response is described on the base of the constitutive laws of the materials and the bond degradation. Some numerical tests show the effectiveness and reliability of the model in the light of experimental results obtained under monotonic and cyclic loading.

1. INTRODUZIONE

Nella progettazione di costruzioni antisismiche si ammette, per ovvie considerazioni economiche, che anche gli elementi strutturali possano subire deformazioni plastiche per effetto di azioni sismiche di notevole intensità. In questi casi la sopravvivenza della struttura è essenzialmente affidata alla capacità di tali elementi di dissipare per isteresi buona parte dell'energia trasmessa dal sisma. Inoltre, al fine di garantire la funzionalità delle costruzioni stesse e/o il contenimento dei danni subiti dagli elementi non strutturali, è opportuno limitare la deformabilità della struttura.

Nel caso di edifici alti in c.a. sistemi strutturali particolarmente efficaci nei confronti di azioni sismiche di notevole intensità sono quelli costi-

tuiti da sistemi misti telaio-parete e/o da pareti accoppiate (I). Nella pratica progettuale il dimensionamento di tali sistemi viene solitamente effettuato sulla base di un'analisi elastica, schematizzando anche le pareti come elementi monodimensionali dotati di deformabilità flessionale e tagliante. Tale schematizzazione risulta, però, scarsamente rappresentativa di una serie di fenomeni osservati nel corso di prove sperimentali eseguite su pareti strutturali soggette a carichi monotoni e ciclici di notevole intensità (II, III, IV).

Infatti, il modello monodimensionale, anche se impiegato nell'ambito di un'analisi non lineare (V, VI), non consente di descrivere adeguatamente il cosiddetto "rocking effect", essenzialmente dovuto alla migrazione dell'asse neutro della sezione trasversale della parete verso la zona compressa, nonché al deterioramento del legame di aderenza per le armature tese in corrispondenza della zona di ancoraggio alla base della parete stessa. A causa di tali fenomeni l'estremità tesa della parete subisce componenti di spostamento verso l'alto ben maggiori di quelli, verso il basso, subite dall'estremità compressa. Nei sistemi misti telaio-parete ciò comporta, soprattutto per le ossature collegate da travi a zone tese della parete, l'insorgenza di sollecitazioni flessio-taglianti in tali travi, di tenso-flessione nei pilastri ad esse collegati e di presso-flessione nella parete. Tali sollecitazioni, in presenza di azioni cicliche di notevole intensità, possono risultare tanto importanti da modificare in misura rilevante non solo lo stato tensionale, ma anche la capacità portante, la rigidità e la duttilità degli elementi strutturali interessati.

Pertanto, risulta opportuno operare con un modello in grado di descrivere adeguatamente i fenomeni suddetti, ma che al tempo stesso risulti relativamente semplice in modo da poter essere realisticamente utilizzabile anche per l'analisi non lineare di strutture complesse (per es., sistemi misti telaio-parete). Date le finalità della ricerca, viene esclusa la possibilità di utilizzare modelli agli elementi finiti (VII), il cui uso comporterebbe un notevole impegno di calcolo. Si opta, invece, per l'uso di un "macro-modello" che, pur non fornendo informazioni di dettaglio sulla risposta, consenta di condurre l'analisi con un ragionevole impegno di calcolo. Seguendo un approccio di questo ultimo tipo, dopo alcune prove sperimentali su un edificio in c.a. di 7 piani realizzato con sistema telaio-parete, Kabeyasawa et al. (III) hanno sviluppato un modello che tiene conto dei fenomeni prima citati. Il generico concio di parete è schematizzato mediante tre elementi verticali in parallelo delimitati da travi rigide: due pendoli laterali ed un elemento centrale costituito da tre molle (orizzontale, verticale e rotazionale). Anche se i risultati numerici ottenuti concordano con quelli sperimentali, molte incertezze permangono in merito alla scelta delle proprietà meccaniche per gli elementi costituenti il modello citato, scelta effettuata per lo più su base empirica.

Al fine di limitare le incertezze suddette, nel presente lavoro viene proposto un modello che, in particolare, simula il comportamento flessionale del generico concio di parete sulla base di una schematizzazione in elementi monoassiali in parallelo. La risposta del singolo elemento è descritta a sua volta da un modello costituito da due elementi in serie con caratteristiche definite in funzione dei legami costitutivi dei materiali e dell'evoluzione del legame di aderenza. Dopo la descrizione del modello proposto e della procedura numerica adottata per valutarne la risposta, vengono illustrati alcuni tests numerici che mostrano l'efficacia e l'affidabilità del modello alla luce di alcuni risultati sperimentali ottenuti da Vallenas et al. (II).

2. MODELLAZIONE

2.1 Modellazione della parete

Come già detto, nel formulare il modello di parete si è ritenuto opportuno operare con una schematizzazione relativamente semplificata del comportamento strutturale, tale da rendere possibile la descrizione della risposta riferendosi a grandezze statiche e cinematiche globalmente significative. Si rinuncia, quindi, ad una descrizione locale della risposta in cambio di notevoli vantaggi dal punto di vista dell'economia dell'analisi.

Particolarmente vantaggiose sono quelle condizioni legate alla geometria strutturale e/o al tipo di carico, per le quali le tensioni principali presentano direzioni preferenziali. In tali casi, infatti, è possibile schematizzare il comportamento strutturale riferendosi ad un opportuno assemblaggio di elementi monoassiali disposti lungo dette direzioni. In particolare, un generico concio di parete soggetto a presso-flessione (retta) può essere schematizzato come un insieme di elementi monoassiali in parallelo; schematizzazione analoga può essere adottata anche in presenza di sforzi di taglio, purchè gli effetti flessionali risultino prevalenti (come accade, per es., per le pareti di controvento di edifici alti, piuttosto snelle). Il verificarsi di quest'ultima condizione comporta, fra l'altro, di conseguire duttilità più elevate.

E' opportuno, però, rilevare che la validità dei risultati ottenuti seguendo un approccio di questo tipo è limitata ai casi in cui sono rispettate le condizioni sulla base delle quali il modello stesso è stato formulato.

In fig.1 è rappresentato il modello proposto per simulare la risposta del generico concio di parete (per es., un concio per ogni interpiano). Gli sforzi assiali e flessionali sono assorbiti dagli elementi monoassiali verticali, collegati in testa ed al piede da travi rigide: si può ritenere che i due elementi esterni simulino la risposta degli elementi di bordo della parete ("boundary elements") aventi rigidità K_1 e K_2 , mentre il pannello centrale può essere inteso come discretizzato in un certo numero di elementi (almeno due) di rigidità

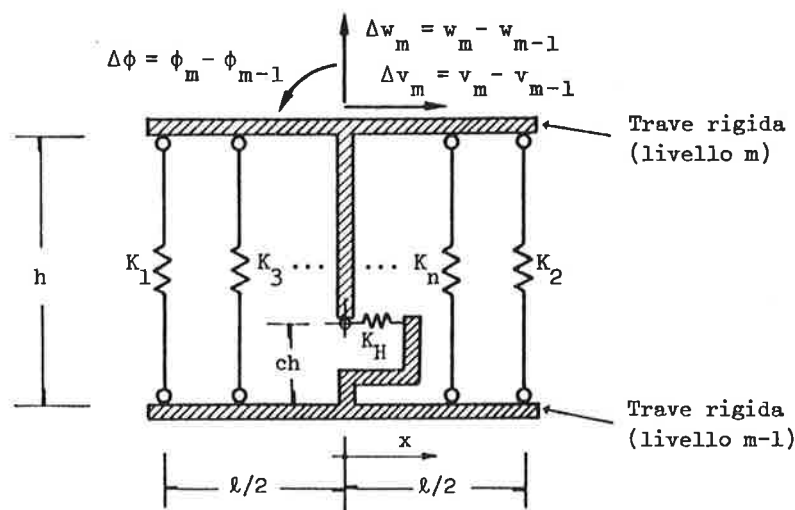


Fig. 1 - Modello proposto per il generico concio di parete

za K_i ($i=3, \dots, n$). Lo sforzo di taglio viene, invece, assorbito dalla molla orizzontale di rigidezza K_H . Il cinematismo del modello è definito dalle tre componenti di spostamento v, w, ϕ in corrispondenza dei vari livelli. Si osservi che la rotazione relativa $\Delta\phi$ fra due livelli consecutivi s'intende intorno al punto posto ad altezza ch sull'asse del concio, essendo c ($0 \leq c \leq 1$) un parametro adimensionale il cui valore viene opportunamente assunto in funzione della legge di distribuzione del momento flettente, che viene supposto dello stesso segno lungo il concio.

Il modello proposto può essere considerato una variante del modello di Kabeyasawa et al. già citato, dal quale differisce innanzitutto per la diversa schematizzazione del comportamento flessionale della parete: in particolare, gli elementi monoassiali interni, rappresentativi della risposta flessionale del solo pannello, sostituiscono le molle verticali e rotazionali introdotte da Kabeyasawa et al. nell'elemento centrale. Inoltre, Kabeyasawa et al. assumono il modello isteretico in fig.2 per gli elementi monoassiali, mentre si riferiscono al modello in fig.3 per entrambe le molle orizzontale e rotazionale: i parametri caratteristici delle varie curve sono definiti sulla base di una serie di assunzioni empiriche. Nel presente lavoro, viene assunto per la molla orizzontale un modello isteretico dello stesso tipo di quello in fig.3, mentre la risposta degli elementi monoassiali viene simulata mediante il modello illustrato in fig.4, precedentemente proposto in forma semplificata in (VIII) e successivamente generalizzato in (IX).

Quest'ultimo modello risulta costituito da due elementi in serie, rispettivamente rappresentativi in misura globale dei contributi dei tratti di calcestruzzo praticamente integro ed aderente alle armature (elemento 1), e di quelli in cui le armature non sono più in aderenza con il calcestruzzo ormai fessurato (elemento 2). Ciascun elemento, a sua volta, presenta due molle A e C in parallelo che simulano, nei tratti suddetti, il comportamento medio dell'acciaio e del calcestruzzo, rispettivamente. La lunghezza dei due elementi in serie, definita dal parametro adimensionale λ , viene fatta evolvere in modo da descrivere l'effetto di "tension stiffening".

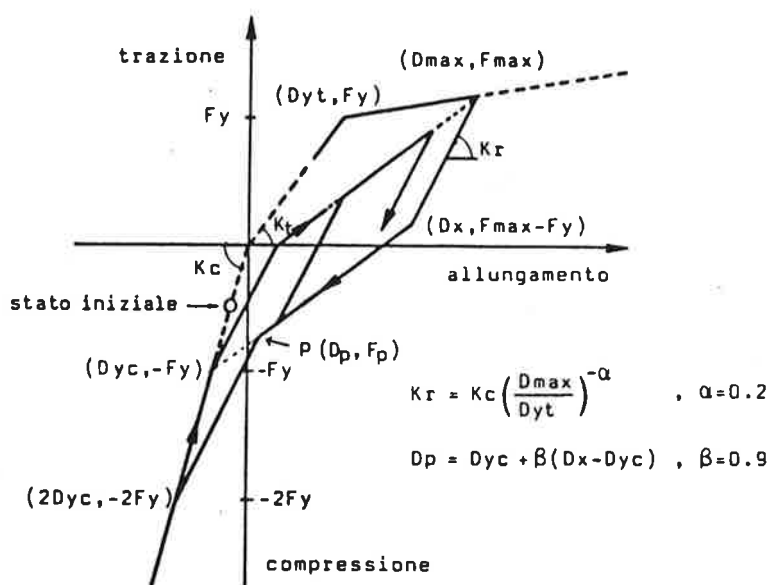


Fig. 2 - "Axial-Stiffness Hysteresis Model"(III)

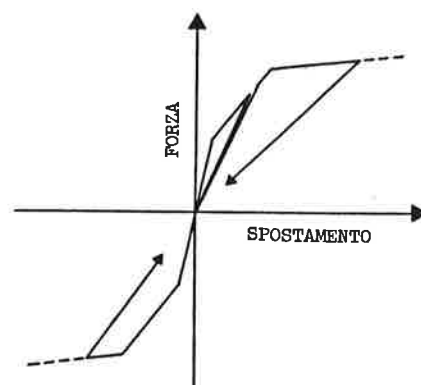


Fig. 3 - "Origin - Oriented Hyst. Model" (III)

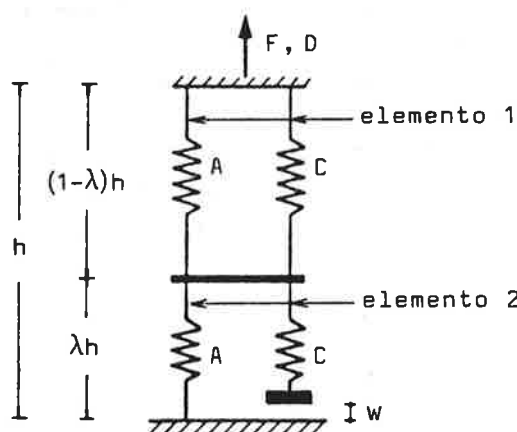


Fig. 4 - Modello adottato per simulare la risposta degli elementi monoassiali (VIII, IX)

Tale modello presenta il vantaggio di operare direttamente sulla base del comportamento isteretico dei due materiali e dell'evoluzione del legame di aderenza, potendo così limitare al minimo le assunzioni empiriche.

2.2 Modellazione del comportamento dei materiali e dell'evoluzione del legame di aderenza

Al fine di ottenere una maggiore accuratezza vengono assunte leggi piuttosto raffinate per descrivere i principali fenomeni che interessano i materiali ed il loro legame di unione: fessurazione e degradazione di resistenza/rigidità per il calcestruzzo, insorgenza di tensioni di contatto per il richiudersi di fessure, incrudimento ed effetto Bauschinger per l'acciaio, degradazione del legame di aderenza ed effetto di "tension stiffening".

2.2.1 Legame σ - ϵ dell'acciaio

Tra i vari legami σ - ϵ proposti per l'acciaio, quello formulato originariamente in (X) e successivamente usato in (XI) offre un buon compromesso tra accuratezza ed efficienza numerica. Tale legame, rappresentato in fig. 5a, è espresso mediante la legge:

$$\bar{\sigma} = b\bar{\epsilon} + (1-b)\bar{\epsilon}/(1+|\bar{\epsilon}|^R)^{1/R} \quad (1)$$

in cui

$$\bar{\sigma} = \sigma/\sigma_y \quad , \quad \bar{\epsilon} = \epsilon/\epsilon_y \quad (2a)$$

per la curva di primo carico, e

$$\bar{\sigma} = (\sigma - \sigma_i)/2\sigma_y \quad , \quad \bar{\epsilon} = (\epsilon - \epsilon_i)/2\epsilon_y \quad (2b)$$

per le curve di carico susseguenti alla prima inversione.

La (1) rappresenta la curva di transizione fra due asintoti, le cui direzioni sono individuate dalla schematizzazione bilineare della curva di primo carico. I simboli che compaiono nelle (1) e (2) hanno il seguente significato: σ_y , ϵ_y sono le coordinate del punto in cui s' incontrano i due asintoti rela-

tivi alla curva di primo carico, punto assimilabile in prima approssimazione a quello di snervamento;

- σ_i , ϵ_i sono le coordinate del più recente punto d'inversione del carico;
- b è il rapporto d'incrudimento;
- R è un parametro che, in funzione della precedente escursione in campo plastico, determina la forma della curva di transizione tra i due asintoti.

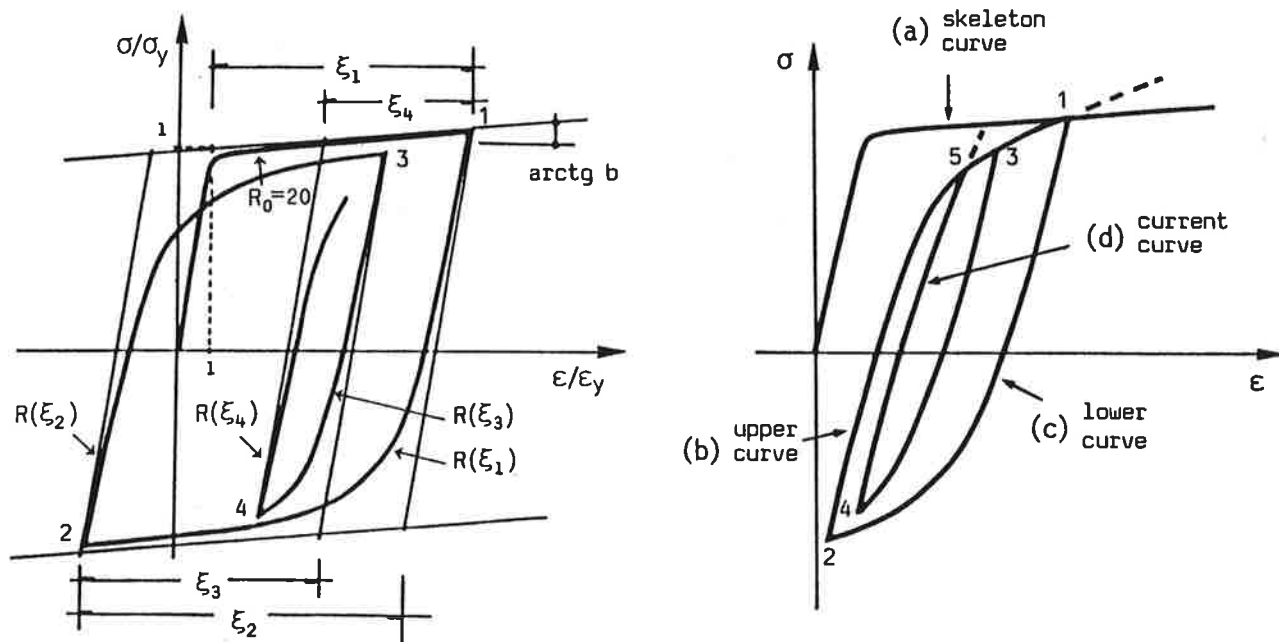
In particolare, R è valutato, sulla base di quanto proposto in (XI), tramite l'espressione:

$$R = 20 - 18.5 \xi / (0.15 + \xi) \quad (3)$$

in cui il parametro adimensionale ξ viene aggiornato per ciascun ramo di carico secondo quanto indicato in fig. 5a.

Le espressioni (1)-(3) risultano da sole sufficienti per descrivere cicli di carico piuttosto regolari (per es., cicli di ampiezza crescente). Al contrario, nel caso di storie di carico generalizzate, per ottenere una descrizione realistica del comportamento del materiale occorre introdurre una serie di regole aggiuntive. Una rappresentazione semplificata, che non comporta una sensibile riduzione del grado di accuratezza, è quella adottata in (XII, XIII), basata sulla memorizzazione dei parametri che definiscono le sole curve indicate in fig. 5b. Nella generica fase di ricarico, la curva corrente d) è seguita fino al punto in cui essa interseca la curva b). Dopo segue la curva b) fino al punto d'incontro con la curva skeleton a) e successivamente viene percorsa quest'ultima. Analogamente, nella generica fase di scarico, il percorso lungo la curva corrente d) è limitato inferiormente dalle curve c) ed a).

Tale insieme di regole semplificate, a meno di casi particolari, riproduce con sufficiente accuratezza le "curve esatte" ottenibili mediante l'adozione di regole più numerose e complesse.



a) Modello proposto in (X, XI)

b) Curve di controllo per carichi generalizzati

Figg. 5 - Legame σ - ϵ assunto per l'acciaio

2.2.2 Legame σ - ϵ del calcestruzzo

Varie espressioni analitiche sono state proposte per simulare le curve sperimentali, generalmente ottenute per provini di calcestruzzo sottoposti a carichi monoassiali di compressione di tipo monotono o ripetuti (XIV).

Nel seguito si farà riferimento al modello proposto da Bolong et al. (XV) sulla base di prove sperimentali effettuate su travi in c.a. (fig. 6a). Tale modello si distingue da molti altri disponibili in letteratura non tanto per le differenti espressioni analitiche usate per descrivere i vari rami di carico, quanto per la possibilità di tener conto, fra gli altri fenomeni, anche dell'insorgenza di tensioni di contatto dovuta alla chiusura progressiva delle fessure. Va osservato, però, che detto modello è stato formulato riferendosi a cicli deformativi alternati di ampiezza non decrescente e, quindi, l'estensione a storie di carico generalizzate non è da considerarsi immediata. Comunque, nel presente lavoro è stato necessario introdurre alcune regole che, sebbene semplificate, si ritiene possano descrivere con sufficiente accuratezza anche particolari situazioni di carico come quelle illustrate in fig. 6c, non previste nel modello di Bolong et al.. Vengono qui di seguito riportate le equazioni delle curve che descrivono i vari rami di carico:

a) curva inviluppo di primo carico

$$\sigma = 2\sigma_0\epsilon/(\epsilon+\epsilon_0) \quad , \quad \epsilon \leq \epsilon_0 \quad (4)$$

$$\sigma = \sigma_0\{1 - [200(\epsilon-\epsilon_0)]^2\} \quad , \quad \epsilon_0 \leq \epsilon \leq \epsilon_1 \quad (5)$$

$$\sigma = 0.3 \sigma_0 \quad , \quad \epsilon_1 \leq \epsilon \leq \epsilon_u \quad (6)$$

b) curve relative alla fase di scarico

$$\sigma = \sigma_i(\epsilon - 0.2\epsilon_i)/(1.8\epsilon_i - \epsilon) \quad , \quad \epsilon_i \leq \epsilon_0 \quad (7)$$

$$\sigma = \sigma_i(2\epsilon - \epsilon_i)/(3\epsilon_i - 2\epsilon) \quad , \quad \epsilon_i > \epsilon_0 \quad (8)$$

c) curve relative alla fase di ricarico

$$\sigma = \sigma_n[1 - 2\epsilon/(\epsilon + \epsilon_r)] \quad , \quad \epsilon_r \leq \epsilon \leq 0 \quad (9)$$

$$\sigma = \sigma_n(1 - \epsilon/\epsilon_0) + 2\sigma_0\epsilon/(\epsilon + \epsilon_0) \quad , \quad \epsilon_i \leq \epsilon_0 \text{ e } 0 \leq \epsilon \leq \epsilon_0 \quad (10a)$$

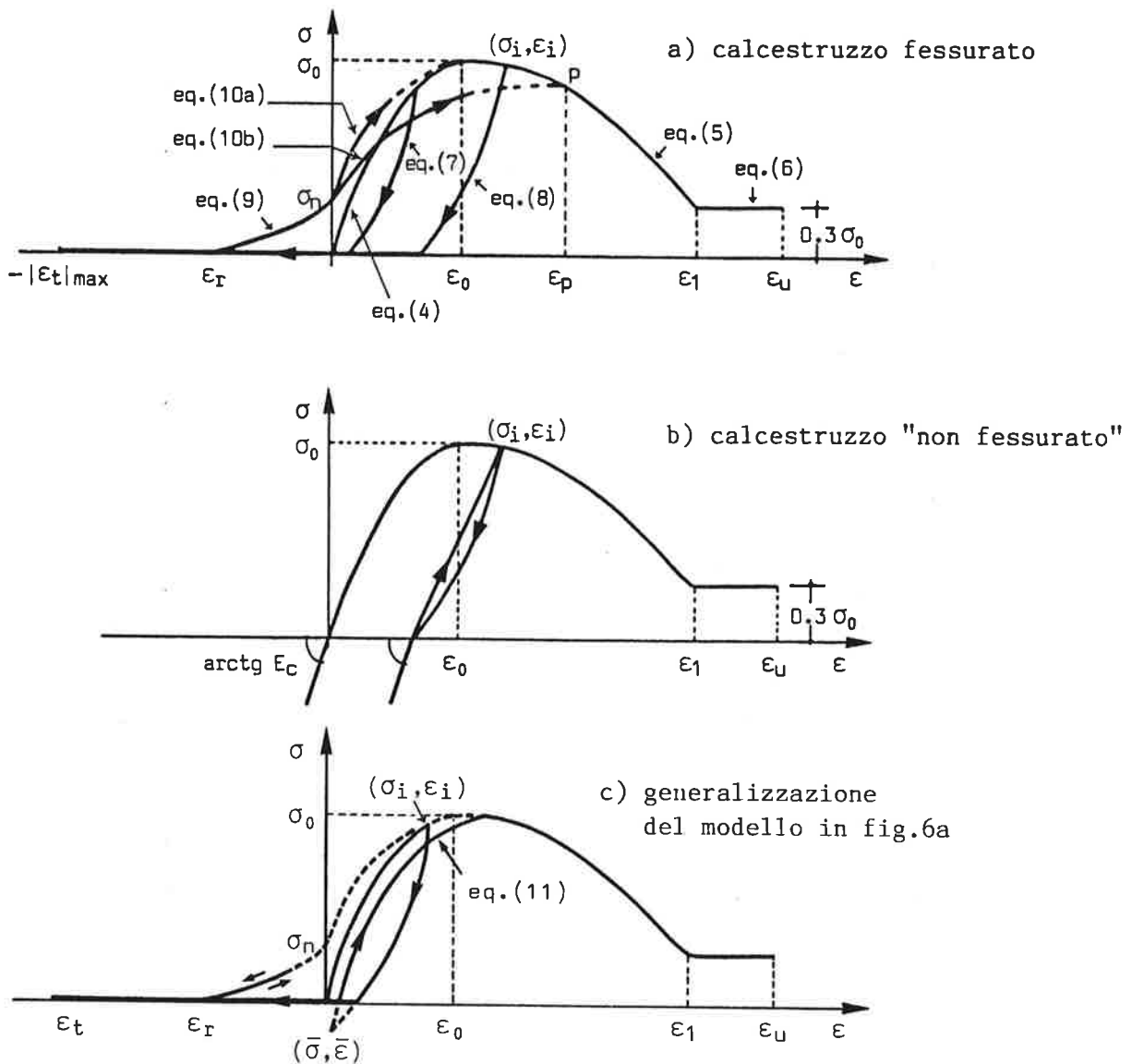
$$\sigma = \sigma_n(1 - \epsilon/\epsilon_i) + 4\sigma_i\epsilon\epsilon_0/[(\epsilon + \epsilon_i)(\epsilon_0 + \epsilon_i)] \quad , \quad \epsilon_i \geq \epsilon_0 \text{ e } 0 \leq \epsilon \leq \epsilon_p \quad (10b)$$

$$\sigma = \bar{\sigma} + 2(\sigma_0 - \bar{\sigma})(\epsilon - \bar{\epsilon})/(\epsilon_0 + \epsilon - \bar{\epsilon}) \quad , \quad \epsilon_i \leq \epsilon_0 \quad \bar{\epsilon} > 0 \quad (11)$$

Quest'ultima equazione viene proposta nel presente lavoro al fine di generalizzare quella introdotta da Bolong et al. per descrivere le curve di ricarico a partire da punti di incipiente apertura di fessure ($\bar{\sigma} = 0$; $\bar{\epsilon} = 0.2 \epsilon_i$). Il significato dei simboli che compaiono nelle (4)-(11) è deducibile dalle figg. 6a,c. La deformazione ϵ_r , in corrispondenza della quale iniziano a manifestarsi gli effetti di contatto, e la tensione di contatto σ_n corrispondente a $\epsilon = 0$ (cfr. le (9) e (10)) sono, rispettivamente, valutate attraverso le seguenti relazioni:

$$\epsilon_r = - |\epsilon_t|_{\max} [0.1 + 0.9 \epsilon_0 / (\epsilon_0 + |\epsilon_t|_{\max})] \quad (12a)$$

$$\sigma_n = 0.3 \sigma_0 [2 + (|\epsilon_r|/\epsilon_0 - 4) / (|\epsilon_r|/\epsilon_0 + 2)] \quad (12b)$$



Figg. 6 - Legami σ - ϵ assunti per il calcestruzzo

avendo indicato con $|\epsilon_t|_{max}$ il massimo allungamento percentuale.

E' importante precisare che, ai fini della modellazione dell'elemento monoassiale, il legame proposto da Bolong et al. viene utilizzato così come appena presentato per descrivere il comportamento della molla C che fa capo all'elemento 2 (molla rappresentativa del calcestruzzo fessurato). Invece, per l'analoga molla relativa all'elemento 1, coerentemente con l'ipotesi di calcestruzzo praticamente integro ed aderente alle armature (calcestruzzo "non fessurato"), viene adottato il legame riportato in fig. 6b. Tale legame si differenzia da quello in fig. 6a soprattutto per l'introduzione, relativamente alle fasi di carico e scarico in trazione, di rami lineari caratterizzati da un modulo elastico E_{ct} assunto, per semplicità, pari a quello iniziale in compressione $E_c = 2\sigma_0/\epsilon_0$; inoltre, per la fase di ricarico in compressione, vengono assunti rami lineari convergenti verso il precedente punto d'inversione (σ_i, ϵ_i) . Si ritiene che l'assunzione dei suddetti rami lineari non comporta errori apprezzabili, in quanto, come sarà appresso evidenziato, il contributo alla risposta del modello da parte dell'elemento 1 tende a smorzarsi al crescere dell'allungamento percentuale.

2.2.3 Evoluzione del legame di aderenza

Più che considerare il legame di aderenza a livello locale viene valutata l'influenza di detto legame sull'effetto irrigidente fornito dal calcestruzzo teso fessurato (effetto di "tension stiffening"). Infatti, tale effetto dipende dal processo di formazione e propagazione delle fessure, a sua volta strettamente legato alle modalità secondo cui evolve il legame di aderenza.

Per la valutazione dell'effetto di "tension stiffening" è stata utilizzata l'espressione adottata da Rizkalla e Hwang (XVI) che viene riscritta nella forma:

$$\epsilon_m = \epsilon_a \left[1 - \frac{\sigma_{ct} \sigma_{af} (\sigma_{ay} - \sigma_a)}{\rho \sigma_a^2 (\sigma_{ay} - \sigma_{af})} \right] \quad , \quad \epsilon_{af} \leq \epsilon_a \leq \epsilon_{ay} \quad (13)$$

avendo adottato la seguente simbologia:

- ϵ_m è il valore corrente della deformazione media dell'asta;
- σ_{ct} è la resistenza a trazione del calcestruzzo;
- ϵ_a e σ_a sono, rispettivamente, la deformazione e la tensione relative all'acciaio, calcolate supponendo che il carico sia assorbito dalla sola armatura (come accade effettivamente nelle sezioni fessurate);
- ϵ_{af} e σ_{af} sono grandezze analoghe a ϵ_a e σ_a , rispettivamente, ma calcolate per il carico di prima fessurazione ($\epsilon_{af} = \sigma_{af} / E_a$; $\sigma_{af} = \sigma_{ct} (1 / \rho + n)$);
- $n = E_a / E_{ct}$ è il rapporto fra il modulo elastico dell'acciaio e quello del calcestruzzo teso ($E_{ct} = E_c$);
- $\rho = A_a / A_c$ è il rapporto d'armatura;
- ϵ_{ay} e σ_{ay} sono, rispettivamente, la deformazione e la tensione di snervamento dell'acciaio.

Si osservi che per la (13), se $\sigma_a = \sigma_{ay}$, risulta $\epsilon_m = \epsilon_a$, ossia l'effetto di "tension stiffening" viene trascurato non appena viene attinta la tensione di snervamento nell'acciaio.

Per tener conto dell'effetto di "tension stiffening" si è operato sul parametro λ che definisce la lunghezza delle molle in serie costituenti il modello in fig. 4, in modo da soddisfare l'uguaglianza fra la rigidezza di tale modello e la rigidezza a trazione dell'elemento monoassiale rappresentato:

$$\left\{ \frac{(1-\lambda)h}{E_{ct}A_c + E_aA_a} + \frac{\lambda h}{E_aA_a} \right\}^{-1} = \frac{E_aA_a}{h} \frac{\epsilon_a}{\epsilon_m} \quad (14)$$

in cui il rapporto ϵ_a / ϵ_m può essere espresso mediante la (13) limitatamente al campo di validità della stessa. Risolvendo la (14) rispetto a λ e osservando che, in corrispondenza degli stati in cui il calcestruzzo non è ancora fessurato oppure l'acciaio risulta plasticizzato, il modello si particolarizza, rispettivamente, nell'elemento 1 o nell'elemento 2, si può assumere:

$$\lambda = \frac{\epsilon_m}{\epsilon_a} (1 + n\rho) - n\rho \quad , \quad \epsilon_{af} \leq \epsilon_a \leq \epsilon_{ay} \quad (15a)$$

$$\lambda = 0 \quad , \quad \epsilon_a < \epsilon_{af} \quad (15b)$$

$$\lambda = 1 \quad , \quad \epsilon_a \geq \epsilon_{ay} \quad (15c)$$

Quanto detto precedentemente si riferisce alla curva di primo carico a

trazione. Nel caso di carichi ciclici, se avviene uno scarico a partire da un generico sforzo di trazione, il valore di λ viene supposto costante, pari a quello assunto in corrispondenza della massima deformazione attinta precedentemente in trazione; quando tale deformazione viene superata in un successivo ricarico, il valore di λ viene aggiornato sulla base delle (15) e (13).

3. METODO DI ANALISI

Sulla base del modello illustrato nel precedente paragrafo, la parete viene discretizzata in un numero finito di conci (per es., tanti quanti sono gli interpiani). La matrice di rigidezza elastica K_e del generico concio è, quindi, definita dalla relazione di equivalenza in termini energetici:

$$\frac{1}{2} \Delta u_e^T K_e \Delta u_e \equiv \frac{1}{2} \left\{ \sum_{i=1}^n K_i (\Delta w_m + \Delta \phi_m x_i)^2 + K_H \Delta v_m^2 \right\} \quad (16)$$

essendo $\Delta u_e^T \equiv \{\Delta v_m, \Delta w_m, \Delta \phi_m\}$ il vettore delle componenti di spostamento relativo fra due livelli consecutivi, mentre x_i è l'ascissa del generico elemento monoassiale rispetto all'asse del concio (v. fig. 1).

Attesa la non linearità di comportamento del modello, la risposta viene valutata seguendo una procedura incrementale "step-by-step". Nell'ambito di ciascun passo dell'analisi si suppone, quindi, noto lo stato iniziale e l'incremento del vettore di carico p ; lo stato finale viene determinato mediante una tecnica del tipo "initial stress" utilizzando una procedura iterativa alla Newton-Raphson. Assegnato un vettore u di primo tentativo per definire la configurazione finale della parete discretizzata, è possibile risalire allo stato tensionale nel singolo elemento che fa capo al generico concio.

Quest'ultima operazione risulta abbastanza diretta per la generica molla orizzontale, la cui risposta può essere descritta riferendosi a tre componenti in parallelo: due a comportamento elasto-plastico perfetto con curve di scarico orientate verso l'origine ed una semplicemente elastica per rappresentare il terzo ramo (incrudente) della curva trilineare originaria (v. fig. 3).

Meno diretta, invece, è la valutazione dell'incremento di forza $\Delta F = \Delta F(\Delta D)$ corrispondente all'incremento di spostamento ΔD subito nel passo dal generico elemento monoassiale. Infatti, essendo quest'ultimo schematizzato mediante due elementi in serie (v. fig. 4), devono essere soddisfatte le seguenti condizioni di congruenza e di equilibrio, rispettivamente:

$$\Delta D = \Delta D_1 + \Delta D_2 \quad ; \quad \Delta F_1(\Delta D_1) = \Delta F_2(\Delta D_2) = \Delta F \quad (17a,b)$$

avendo usato gli indici 1 e 2 per le grandezze che si riferiscono ai due elementi suddetti. Tenendo conto della non linearità del sistema di equazioni (17), la soluzione viene cercata per via iterativa adottando il processo iterativo illustrato in fig. 7. Per accelerare la convergenza, nel generico ciclo iterativo j^{mo} il fattore d'iterazione H viene aggiornato sulla base delle rigidezze tangenti $K_1^{(j)}$ e $K_2^{(j)}$ dei due elementi in serie. Il processo viene arrestato quando il valore assoluto del residuo $r^{(j)}$ dell'equazione (17b) rientra in una prefissata tolleranza tol . Il riconoscimento a priori di determinati punti singolari (per es., quelli d'inversione del carico) ed un'appropriata stima di H (secondo i criteri illustrati successivamente) assicurano la convergenza del procedimento sotto generiche storie di spostamento.

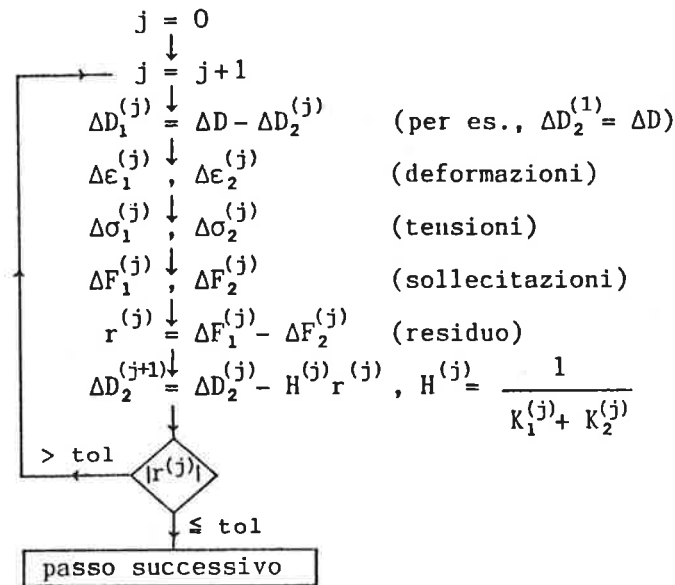


Fig. 7 - Schema del processo iterativo adottato nel singolo passo dell'analisi per determinare la risposta del generico elemento monoassiale

Si osservi che, per il tipo di modellazione adottato per gli elementi monoassiali, il ricorso alla procedura iterativa appena descritta è necessario solamente nei passi in cui $0 < \lambda < 1$. Infatti, come detto nel precedente paragrafo, per $\lambda = 0$ o $\lambda = 1$ il modello si particolarizza, rispettivamente, nell'elemento 1 o nell'elemento 2, e la sua risposta risulta valutabile in forma esplicita.

In definitiva, una volta noto lo stato tensionale per il generico elemento, si può risalire per assemblaggio al vettore $S[U]$, che rappresenta la reazione strutturale della parete discretizzata. La soluzione in termini di spostamenti viene cercata mediante il seguente schema iterativo:

$$r_k = s_k - p \quad (18a)$$

$$u_{k+1} = u_k - H r_k \quad (18b)$$

in cui l'indice k si riferisce al generico ciclo iterativo, ed H è un'opportuna matrice d'iterazione, simmetrica e definita positiva. Il processo iterativo si arresta quando un'appropriata misura del vettore residuo r_k diventa minore di una tolleranza prefissata. Si dimostra (XVII) che, sotto ipotesi niente affatto restrittive, il processo iterativo (18) converge se si assume

$$H = \{(1 - \delta) K_m + \delta K_t\}^{-1}, \quad 0 \leq \delta < 0.5 \quad (19)$$

in cui K_m è una matrice di rigidità massimizzante (per es., quella elastica iniziale nell'ipotesi di comportamento elasto-plastico perfetto) e K_t è una generica matrice tangente della parete discretizzata.

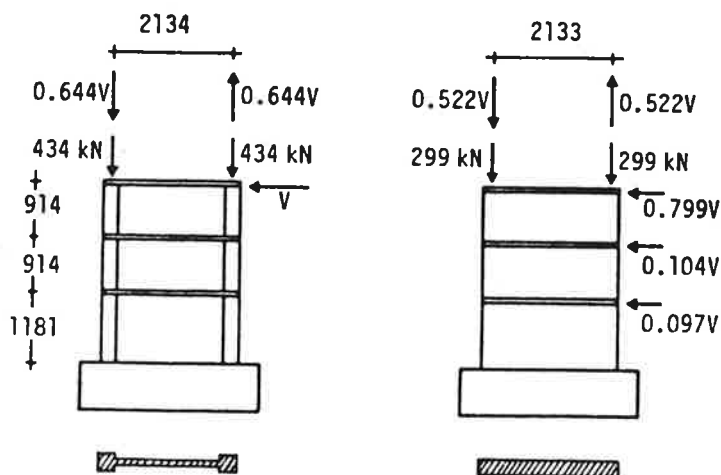
Si osservi che l'uso di un'unica matrice d'iterazione nel corso dell'analisi, pur assicurando la convergenza, potrebbe comportare che questa risulti non sempre rapida. Viceversa, per accelerare la convergenza può risultare opportuno, almeno in alcune fasi di carico, aggiornare la matrice H assumendola, per es., pari a K_t^{-1} . Quest'ultima scelta, però, oltre a richiedere la rifattorizzazione della matrice d'iterazione, non assicura la convergenza in tutte le fasi di carico (cfr. la (19)).

4. ANALISI DELLA RISPOSTA DEL MODELLO

In un precedente lavoro (VIII) è stata evidenziata la difficoltà di controllare, mediante un modello del tipo proposto da Kabeyasawa et al., le due aliquote flessionale e tagliante di deformazione in presenza di azioni di notevole intensità. Più che approfondire tale aspetto, nel presente paragrafo si vuole saggiare l'efficacia e l'affidabilità del modello descritto nel par.2 concentrando l'attenzione soprattutto sul contributo flessionale alla risposta, che, come si è detto precedentemente, viene supposto prevalente su quello tagliante. Quest'ultimo è, comunque, messo in conto utilizzando il modello isteretico in fig.3, già descritto nel par.2.

Sulla base di quanto esposto nei paragrafi precedenti è stato messo a punto un programma di calcolo che consente di simulare il comportamento di pareti strutturali in c.a. soggette a generiche storie di carico. Sono state, quindi, effettuate alcune prove numeriche con riferimento ad un gruppo di pareti per le quali sono disponibili i risultati sperimentali in presenza di carichi monotoni e ciclici (II). I modelli sperimentali rappresentano, in scala 1/3, i tre piani inferiori di due tipi di parete. Quest'ultimi si differenziano oltre che per la diversa sezione trasversale (specimens 3 e 4, con elementi di bordo emergenti; specimens 5 e 6, con sezione rettangolare), anche perchè si riferiscono a due edifici prototipo con un diverso numero di piani (10 e 7, rispettivamente), progettati in modo da indurre nelle pareti tensioni tangenziali dello stesso ordine di grandezza. Nelle figg.8 sono schematicamente riportate le condizioni di carico per i due tipi di parete, per ognuno dei quali il rapporto momento flettente/taglio (M/V) risulta costante ad ogni livello durante il processo di carico.

Tutte le pareti sono state discretizzate schematizzando ogni interpiano mediante il modello proposto per il generico concio (v. fig. 1). Per descrivere la risposta del pannello centrale sono stati considerati solo due elementi monodimensionali ($n=4$). D'altra parte, come sarà messo in evidenza successivamente, tale assunzione fornisce risultati soddisfacenti con il più contenuto impegno di calcolo.



a) Specimens 3,4

b) Specimens 5,6

Figg.8 - Condizioni di carico per le pareti test (II)

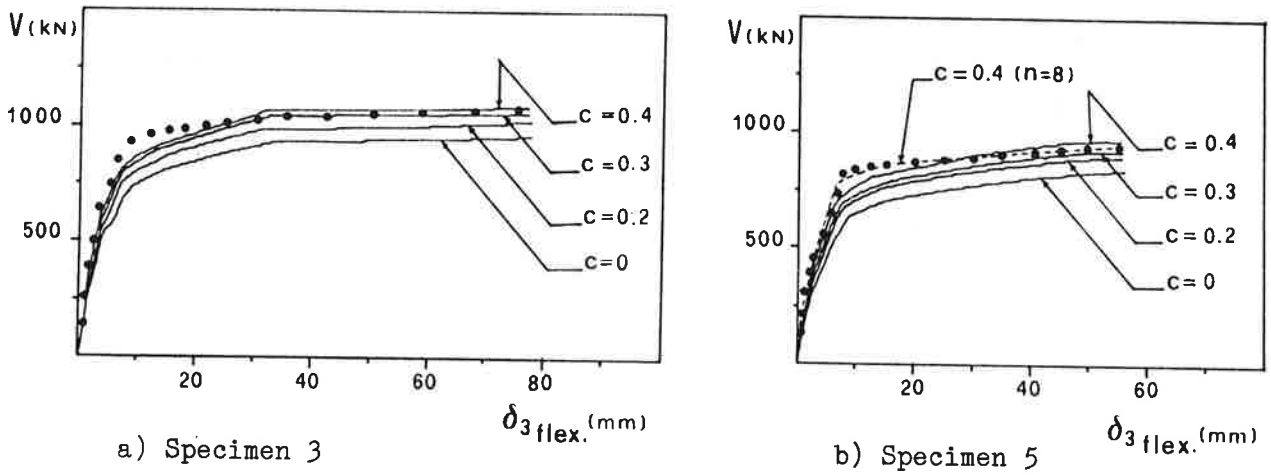
La scelta del parametro c , che definisce la posizione del centro di rotazione relativa fra due livelli consecutivi, potrebbe essere fatta in funzione dell'andamento delle curvature. Quest'ultimo può essere a sua volta ottenuto, a partire da un diagramma atteso per il momento flettente, sulla base del diagramma momento-curvatura della sezione trasversale della parete. Tale procedura, comunque, può risultare laboriosa, soprattutto osservando che, tenuto conto delle condizioni di carico per le pareti test (v. figg. 8) è da attendersi $0 \leq c \leq 0.5$.

Al fine di valutare l'influenza della scelta del valore di c sulla risposta flessionale si è fatto riferimento ai risultati ottenuti nell'ipotesi di carico monotonicamente crescente. Nelle figg. 9 i risultati numerici ottenuti per diversi valori di c sono confrontati con quelli sperimentali. Come si può osservare, per entrambi i tipi di parete, nonostante le condizioni di carico risultino diverse, si può ritenere accettabile il valore $c \approx 0.4$; inoltre, la risposta del modello non risulta particolarmente sensibile al variare di c , almeno entro certi limiti (per es., $c = 0.2 \div 0.4$). In fig. 9b sono riportati anche i risultati numerici ottenuti con una discretizzazione più fitta del pannello centrale ($n=8$), assumendo $c=0.4$: come si può osservare, si ha un'ottima rispondenza con i risultati sperimentali, ma a costo di un onere di calcolo ben maggiore di quello richiesto dalla discretizzazione meno fitta ($n=4$) che fornisce, comunque, risultati soddisfacenti.

Il valore $c=0.4$ è stato assunto anche per ottenere i risultati numerici relativi ad entrambi i tipi di parete soggetti a carichi ciclici. Le curve così ottenute sono riportate, unitamente a quelle sperimentali, nelle figg. 10. Come si può osservare, la rispondenza fra risultati numerici e sperimentali, a parte qualche leggera discrepanza, può essere ritenuta più che soddisfacente. Comunque, a parte le inevitabili imprecisioni legate al tipo di schematizzazione semplificata che è stata adottata, il modello proposto presenta innegabili vantaggi dal punto di vista dell'economia di calcolo, soprattutto se si confronta il costo dell'analisi con quello, notevolmente maggiore, richiesto da modelli più elaborati agli elementi finiti.

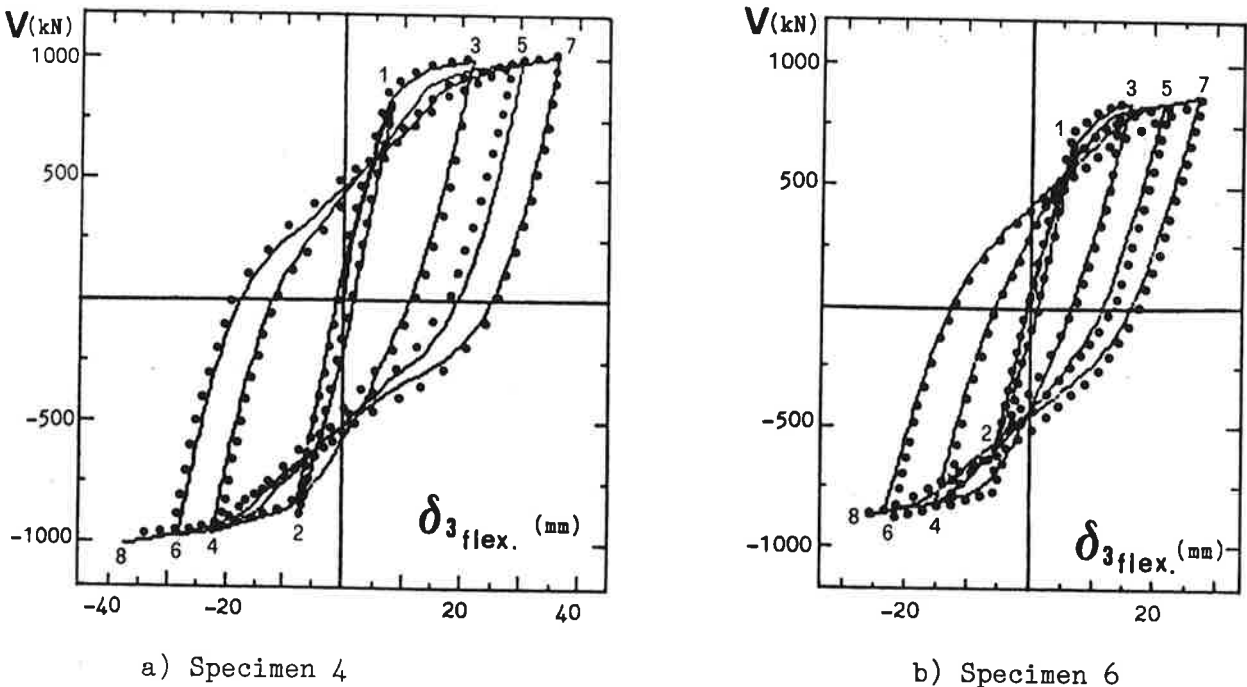
In fig. 11 è riportato il solo contributo flessionale alla risposta della parete di cui alla fig. 8a con riferimento ad un particolare ciclo di carico ($\delta_{3 \text{ flex.}} = -20 \div 20$ mm). Come si può osservare, il modello proposto fornisce risultati in buon accordo sia con quelli sperimentali che con quelli numerici riportati in (II), ottenuti, sulla base di una discretizzazione agli elementi finiti, mediante il programma di calcolo ANSRI. In particolare, i risultati relativi al modello proposto sono stati ottenuti assumendo $\lambda = 1$, ossia astraendo dall'effetto di "tension stiffening". Tale assunzione risulta giustificata dall'esigenza di rendere i risultati numerici confrontabili con quelli sperimentali. Quest'ultimi, infatti, risentono degli effetti di degradazione subiti a causa di precedenti cicli di carico di minore ampiezza non rappresentati in fig. 11; inoltre, l'entità delle deformazioni attinte è tale da far ritenere l'effetto di "tension stiffening" trascurabile, soprattutto per gli elementi monoassiali di estremità, il cui contributo alla risposta flessionale risulta determinante. Tale risultato può essere vantaggiosamente sfruttato in presenza di azioni cicliche di notevole intensità, in quanto, assumendo $\lambda = 1$, la risposta degli elementi monoassiali può essere valutata in forma esplicita (cfr. par. 3).

..... risultati sperimentali (II)
—— modello proposto (n=4)



Figg.9 - Confronto fra risultati sperimentali e numerici per le pareti test soggette a carico monotonicamente crescente

..... risultati sperimentali (II)
—— modello proposto (n=4; c=0.4)



Figg.10 - Confronto fra risultati sperimentali e numerici per le pareti test soggette a carichi ciclici

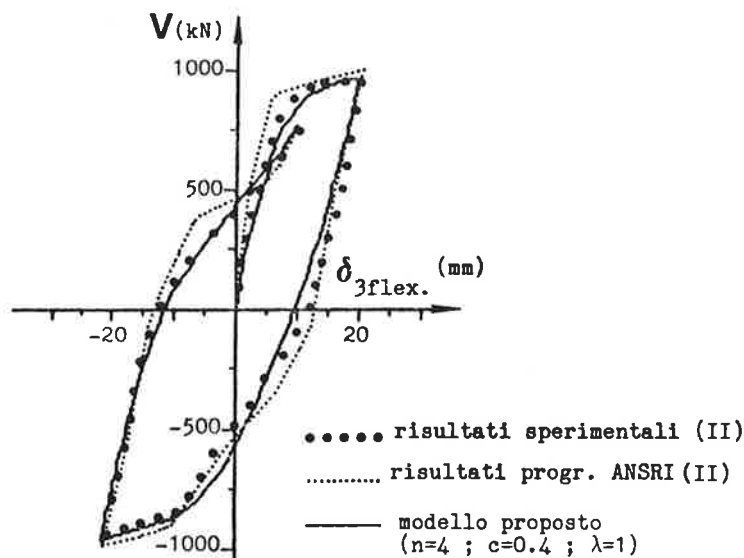


Fig.11 - Confronto fra risultati sperimentali e numerici (Specimen 4)

5. CONCLUSIONI

E' stato elaborato un modello numerico per simulare il comportamento di una parete strutturale in c.a. soggetta a generiche storie di carico. Particolare attenzione è stata rivolta alla descrizione del comportamento flessionale che caratterizza, fra l'altro, la risposta di pareti piuttosto snelle, come quelle di edifici alti. A tale scopo è stata adottata una schematizzazione in elementi monodimensionali verticali in parallelo, la cui risposta è stata descritta sulla base di un modello costituito da due elementi in serie. Tale modello presenta il vantaggio di operare direttamente sulla base dei legami costitutivi dei materiali e del legame di aderenza tenendo conto dell'effetto di "tension stiffening".

Utilizzando legami costitutivi piuttosto raffinati è stato mostrato, alla luce di risultati sperimentali, che il modello proposto fornisce una descrizione abbastanza accurata della risposta flessionale. Una migliore accuratezza può essere perseguita, piuttosto che con una più fitta discretizzazione del pannello centrale che richiede un maggiore impegno di calcolo, soprattutto con un'accurata taratura dei parametri che regolano la risposta del modello: in particolare, il parametro c , che definisce la posizione dei centri di rotazione relativa fra due livelli consecutivi.

Ai fini dell'utilizzazione del modello proposto nell'ambito dell'analisi di strutture più complesse della semplice parete può risultare opportuno migliorare l'efficienza numerica del modello utilizzando leggi più semplificate di quelle adottate per descrivere i legami costitutivi dei materiali, senza tuttavia rinunciare a livelli di accuratezza ritenuti accettabili per una descrizione del comportamento globale della parete. Inoltre, in presenza di azioni cicliche di notevole intensità può essere assunto $\lambda=1$, con notevoli vantaggi dal punto di vista dell'efficienza numerica. (°)

(°) Il presente lavoro è stato svolto nell'ambito di una ricerca finanziata, in parte, dal Ministero P.I. con il contributo 60% ,1984.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- (I) V.V.BERTERO, "Seismic Behavior of R/C Wall Structural Systems", Procs. 7th W.C.E.E., Vol.6, Istanbul, Turkey, 1980.
- (II) J.M.VALLENAS, V.V.BERTERO, E.P.POPOV, "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls", Report No.UCB/EERC-79/20, Univ. of California, Berkeley, 1979.
- (III) T.KABEYASAWA, H.SHIOHARA, S.OTANI, "U.S.-Japan Cooperative Research on R/C Full-Scale Building Test - Part 5: Discussion on Dynamic Response System", Procs. 8th W.C.E.E., Vol.6, S.Francisco, 1984.
- (IV) V.V.BERTERO, "State of the Art and Practice in Seismic Resistant Design of R/C Frame-Wall Structural Systems", Procs. 8th W.C.E.E., Vol.5, S.Francisco, 1984.
- (V) A.E.KANAAN, G.H.POWELL, "DRAIN 2-D, A General Purpose Computer Program for Dynamic Analysis of Inelastic Plane Structures", Report No.UCB/EERC-73/6, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, 1973.
- (VI) S.OTANI, "SAKE - A Computer Program for Inelastic Response of R/C Frames to Earthquakes", Civil Engineering Studies, SRS Report No.413, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, 1974.
- (VII) "Finite Element Analysis of Reinforced Concrete", State of the Art Report published by ASCE, New York, 1982.
- (VIII) A.VULCANO, V.V.BERTERO, "Nonlinear Analysis of R/C Structural Walls", Procs. 8th Euro. Conf. on Earth. Eng., Vol.3, Lisbon, 1986.
- (IX) V.COLOTTI, A.VULCANO, "Un modello per elementi di aste in calcestruzzo armato soggetti a carichi assiali ciclici", Dip. di Strutture, Univ. della Calabria, Report N.88, 1986.
- (X) A.GIUFFRÈ, P.E.PINTO, "Il comportamento del cemento armato per sollecitazioni cicliche di forte intensità", Giornale Genio Civile, N.5, 1970.
- (XI) M.MENEGOTTO, P.E.PINTO, "Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Nonelastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending", Procs. IABSE Symp. on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads, Lisbon, 1973.
- (XII) D.CAPECCHI, V.CIAMPI, F.VESTRONI, "Un modello per elementi di trave di cemento armato soggetti a carichi ripetuti", Ist. di Scienza delle Costruzioni, Pubbl. N.32, L'Aquila, 1980.
- (XIII) V.CIAMPI, R.ELIGEHAUSEN, V.V.BERTERO, E.P.POPOV, "Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations", Report No.UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, 1982.
- (XIV) Comité Euro-International du Béton, Bull. d'Inf. N.131, "Structural Concrete Under Seismic Actions", AICAP-CEB Symp., State of the Art Reports, Rome, May 1979.
- (XV) Z.BOLONG, W.MINGSHUN, Z.KUNLIAN, "A Study of Hysteretic Curve of Reinforced Concrete Members Under Cyclic Loading", Procs. 7th W.C.E.E., Vol.6, Istanbul, Turkey, 1980.
- (XVI) S.H.RIZKALLA, L.S.HWANG, "Crack Prediction for Members in Uniaxial Tension", ACI Journal, Nov.-Dec. 1984.
- (XVII) R.CASCIARO, "Time Evolutional Analysis of Nonlinear Structures", Meccanica, No.3, Vol.X, 1975.

COMPORTAMENTO A FATICA DI ELEMENTI STRUTTURALI LINEARI DI CALCESTRUZZO LEGGERO FIBRORINFORZATO*

Pier Paolo DIOTALLEVI, Franco ZARRI

Istituto di Tecnica delle costruzioni
Facoltà di Ingegneria
BOLOGNA

SOMMARIO

Si dà notizia dei risultati di un ampio ciclo sperimentale volto a individuare "curve a fatica" (sotto alcuni aspetti corrispondenti a quelle ricavate da Wöhler per materiali metallici) di elementi strutturali lineari, sottoposti a cicli di carico di segno alterno, confezionati con calcestruzzi leggeri presidiati (oltre che da tradizionali armature) da fibre metalliche fortemente resistenti a trazione (calcestruzzi leggeri fibrorinforzati). Ovviamente i predetti rilievi possono essere significativi, nei confronti del comportamento del calcestruzzo sottoposto ad azioni ripetute e alterne, soltanto se il collasso della resistenza avviene per crisi dello stesso calcestruzzo; pertanto il dimensionamento dei travetti armati è stato effettuato tenendo conto di tale esigenza. Per sviluppare utili confronti e in vista di possibili impieghi del calcestruzzo leggero fibrorinforzato per strutture in zona sismica in alternativa al calcestruzzo ordinario, sono state altresì ricavate le corrispondenti curve a fatica di analoghi elementi strutturali confezionati con calcestruzzo ordinario, anche fibrorinforzato, sottoposti ad uguali trattamenti ciclici. In definitiva le predette esperienze sono state effettuate per ottenere indicazioni sulla resistenza che si può ottenere impiegando, per elementi strutturali inflessi tradizionali, calcestruzzo leggero fibrorinforzato al posto di calcestruzzo ordinario. Ma si intende che l'intento più proprio all'impiego di un calcestruzzo fibrorinforzato è di potere, in particolari casi, sopprimere totalmente o in parte le tradizionali barre di armatura; quindi in tale senso gli Autori si propongono di effettuare altre prove.

I risultati e le osservazioni conclusive sono preceduti dall'esposizione del programma sperimentale svolto e dalla descrizione delle apparecchiature appositamente progettate e utilizzate.

*

Al presente lavoro gli Autori hanno contribuito in uguale misura.

Lavoro svolto con parziali contributi finanziari del CNR e dei fondi Ministero P.I. (60%).

SUMMARY

One informs about results of a wide experimental cycle directed to identify "fatigue curves" (for some aspects corresponding to those derived by Wöhler for metallic materials) of structural linear elements submitted to alternated loading, made with light concrete reinforced (besides the traditional reinforcing) with metallic fibre highly resistant in traction (light fiber concrete). Obviously the aforesaid results can be significative, for the concrete behaviour submitted to repeated and alternate actions, only if the resistance collapse of the linear elements happens in account of actions of the concrete; therefore the reinforced linear elements have been effectuated considering such exigence. In order to develop useful confrontations and with the object to possible employments of the light fiber concrete for structures in seismic zone in alternative to the normal concrete, it has been even derived the corresponding fatigue curves of similar structural elements made with normal concrete, even fiber, submitted to equal cyclic treatments. In conclusion the aforesaid experiences have been effectuated to obtain indications about resistance which can obtain employing, for structural inflected traditional elements, light fiber concrete instead of normal concrete. Nevertheless one intends that the more adequate aim of the fiber concrete employ is that to permit, in particular cases, to eliminate or partially the traditional reinforcing bars; so in this sense the Authors intend to effect other tests.

The results and the conclusive observations are preceded by the experimental programme exposition and by the purposely designed and utilized loading devices description.

1. PREMESSA

E' stato recentemente avviato un ampio ciclo sperimentale presso i Laboratori dell'Istituto di Tecnica delle costruzioni della Facoltà di Ingegneria di Bologna e della Società "Calcestruzzi SpA" di Ravenna riguardante il comportamento, sia per carichi statici, sia per carichi ciclici, di campioni di materiali e di elementi strutturali confezionati con calcestruzzo leggero ($\gamma \cong 18 \text{ KN/m}^3$) presidiato con fibre di acciaio; i primi risultati di tali indagini sono stati presentati dagli stessi Autori in due recenti Congressi ⁽¹⁾⁽²⁾ ed hanno riguardato, prevalentemente, l'esame delle resistenze meccaniche a compressione di campioni di calcestruzzo, leggero e ordinario, confezionati anche con diversi quantitativi di segmenti di fibre metalliche fortemente resistenti a trazione ⁽³⁾, nonché lo studio del comportamento, per prove monotone e cicliche, di elementi strutturali lineari (travetti) confezionati con i due citati tipi di calcestruzzo (leg-

(1) Congresso RILEM di Bologna dell'ottobre 1986 in occasione di una visita tecnica al Laboratorio Prove Materiali e Strutture della "Calcestruzzi SpA" di Ravenna.

(2) P.P. DIOTALLEVI, F. ZARRI, "Calcestruzzi leggeri fibrorinforzati. Comportamento di elementi strutturali soggetti ad azioni ripetute", Congresso CTE, Marina di Ravenna, ottobre 1986.

(3) Sono stati impiegati segmenti di fibre di acciaio delle dimensioni $0,4 \times 25 \text{ mm}^2$.

gero e ordinario) anch'essi fibrorinforzati. In particolare, lo scopo principale delle precedenti prove è stato quello di indagare sulla resistenza residua dei travetti eseguendo prove di carico a rottura monotone successive a trattamenti ciclici consistenti nell'esecuzione di una serie di ripetizioni ciascuna delle quali effettuata imprimendo un prefissato livello di spostamento, in corrispondenza della sezione di carico (mezzeria), alternativamente di segno opposto e all'incirca pari allo spostamento riscontrato all'inizio della plasticizzazione (rilevata nelle preliminari prove monotone spinte sino a rottura).

In tale modo è stato possibile attuare un'indagine sperimentale utile per avviare uno studio attendibile sul comportamento in regime sismico dei materiali sperimentati.

Proseguendo nell'esame del comportamento dei calcestruzzi leggeri fibrorinforzati in presenza di ampie deformazioni cicliche, nella presente nota vengono riportati e commentati gli ultimi risultati sperimentali acquisiti; lo scopo principale della ricerca è stato quello di verificare se in presenza di fenomeni di fatica - dovuti ad esempio ad azioni sismiche o, più in generale, ad effetti dinamici conseguenti al transito dei veicoli, alle vibrazioni di macchinari, ecc. - l'intervento delle fibre (nel caso specifico, di acciaio) può sopperire in parte alle note carenze del calcestruzzo leggero particolarmente nei confronti delle azioni cicliche, compensando in tale modo il maggiore costo con l'acquisizione di altri vantaggi che possono rendere conveniente l'utilizzazione di tale materiale in alternativa al calcestruzzo ordinario. A tale riguardo sono state ricavate curve a fatica, sotto alcuni aspetti corrispondenti a quelle definite da Wöhler per materiali metallici, ricercando cioè il numero di cicli occorrenti per provocare la crisi - per diversi prefissati valori del carico esterno - di due serie di travetti, di caratteristiche geometriche uguali a quelle dei travetti impiegati nella prima indagine, confezionati rispettivamente con calcestruzzi ordinari e leggeri armati, oltre che con barre metalliche tradizionali, anche con segmenti di fibre metalliche resistenti a trazione. A questo proposito è opportuno precisare che, per ritenere validi i risultati acquisiti in merito al comportamento a fatica dei diversi tipi di calcestruzzo utilizzati per il confezionamento dei travetti, è stata appositamente eseguita la progettazione degli elementi strutturali in modo tale da assicurare sempre la crisi del calcestruzzo compresso prima di quella delle barre di acciaio tese.

Entrambe le serie di prove cicliche sono state precedute da un adeguato numero di prove monotone crescenti, spinte sino a rottura, eseguite su diversi travetti di ogni tipo di calcestruzzo.

Nei paragrafi seguenti vengono descritti gli aspetti salienti delle prove e riportati, in tabelle e diagrammi, i risultati principali dai quali sembra possibile trarre alcune interessanti osservazioni.

2. DESCRIZIONE DELLE PROVE E DELLE APPARECCHIATURE

Le prove hanno riguardato due serie di elementi strutturali lineari (travetti), le cui caratteristiche geometriche sono illustrate in fig. 1, confezionati con sei tipi di calcestruzzo le cui composizioni con relative sigle di identificazione sono riportate nella tab. 1; nella prima serie sono compresi i calcestruzzi ordinari con e senza fibre (NCO, NFC 40), mentre nella seconda serie sono compresi i calcestruzzi leggeri, con e senza fibre (LWCO, LWFC20, LWFC30, LWFC40).

Le indagini sperimentali sono state eseguite con alcune apparecchiature appositamente progettate e rese disponibili presso il Laboratorio Prove materiali e strutture della Società Calcestruzzi SpA di Ravenna (fig. 2); le prove sono state coordinate dal prof. P. Pozzati, che gli Autori desiderano qui ringraziare unitamente alla Società Calcestruzzi SpA.

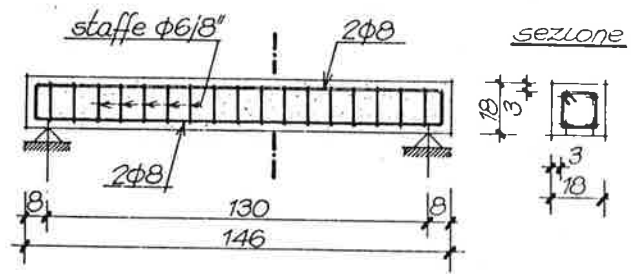


Fig. 1

Tabella 1 - Tipi di calcestruzzo.

N.	Costituenti miscela (KN/m ³)	1 ^a serie		2 ^a serie			
		NCO	NFC40	LWCO	LWFC20	LWFC30	LWFC40
1	Sabbia fine ordinaria (0/1)	3,20	3,20	2,50	2,50	2,50	2,50
2	Sabbia granitica ord. (0/3)	5,40	5,25	4,25	3,90	3,95	4,10
3	Ghiaino (6/12) ordinario	3,40	3,40	-	-	-	-
4	Ghiaia (12/28) ordinaria	6,10	6,10	-	-	-	-
5	Argilla espansa	-	-	3,40	3,40	3,40	3,40
6	Argilla espansa T6 (8/12)	-	-	0,90	0,90	0,90	0,90
7	Cemento (325 PTL)	3,70	3,70	4,00	4,00	4,00	4,00
8	Pulverised Fly Ash (PFA)	-	-	0,50	0,50	0,50	0,50
9	Fibre metalliche	-	0,40	-	0,20	0,30	0,40
10	Additivo superfluidificante	0,8%	1,0%	0,8%	1,0%	1,1%	1,0%
11	Rapporto acqua/cemento	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Densità (stato fresco) (KN/m ³)		23,70	23,90	17,70	17,80	17,90	18,00

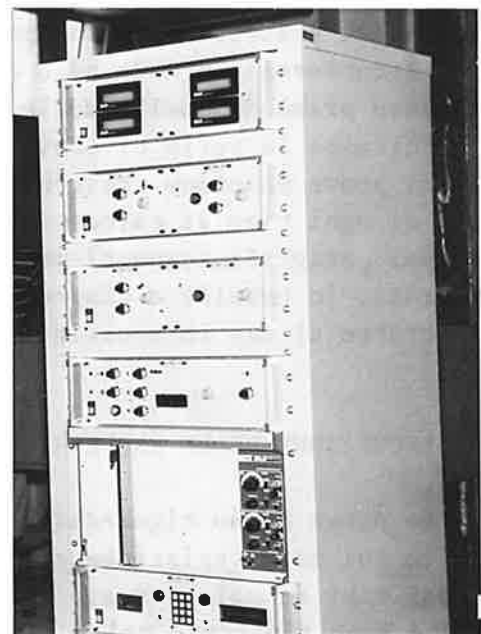


Fig. 2

Come si può notare dalle illustrazioni fotografiche, si tratta di un portale costituito da due travi di acciaio, delle quali quella inferiore può essere traslata verticalmente, permettendo in tale modo di adattare l'elemento di prova all'attuatore di carico, a doppio effetto, vincolato alla travata superiore. L'attuatore viene alimentato da una centrale oleodinamica e comandato da una servovalvola collegata ad una centralina elettronica; quest'ultima consente di assegnare le più ricorrenti leggi di applicazione del carico o dello spostamento nell'ambito di prefissati limiti di carico, di spostamento e di frequenza.

Il modulo di comando, a cui fanno capo tutte le regolazioni, consente anche di effettuare la registrazione grafica automatica, su apposito plotter, del diagramma carico-spostamento.

3. PROVE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le prove sono state effettuate su un considerevole numero di elementi strutturali (complessivamente 60 tra prove monotone e cicliche) confezionati con i 6 tipi di calcestruzzo precedentemente illustrati nella tab. 1; nella tab. 2 i travetti vengono riportati suddivisi nelle due citate serie in relazione ai tipi di materiali impiegati e alle modalità di prova (monotona o ciclica).

Tabella 2

Materiale	Sigla	N. travetti	N. prove monotone	P ciclico / P monotono *			
				0,9	0,85	0,80	0,66
Calcestruzzo ordinario	NCO	10	2	2	2	2	2
Cls ordinario +0,4 KN/m ³ fibre	NFC40	10	2	2	2	2	2
Calcestruzzo leggero	LWCO	10	2	2	2	2	2
Cls leggero +0,2 KN/m ³ fibre	LWFC20	10	2	2	2	2	2
Cls leggero +0,3 KN/m ³ fibre	LWFC30	10	2	2	2	2	2
Cls leggero +0,4 KN/m ³ fibre	LWFC40	10	2	2	2	2	2

*I valori dei rapporti corrispondono al programma iniziale. All'atto esecutivo sono state apportate leggere modifiche, come risulta dai diagrammi delle curve a fatica.

Le suddette prove sono state eseguite con riferimento allo schema statico riportato nella fig. 3; quelle cicliche, in particolare, sono state attuate imprimendo carichi P successivi di segno alterno e di intensità pari a prefissate frazioni del valore del carico di rottura monotono, con frequenze dell'ordine di 0,2 Hz, sino a provocare la rottura degli elementi.

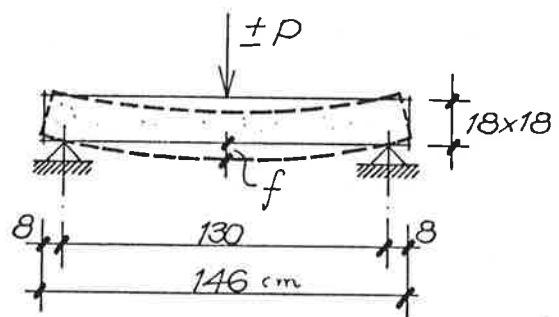


Fig. 3

3.1 Le prove monotone

I risultati principali delle prove relative ai calcestruzzi ordinari e leggeri, anche fibrorinforzati, sono raccolti nei corrispondenti diagrammi carico-freccia riportati nelle figg. 4 e 5.

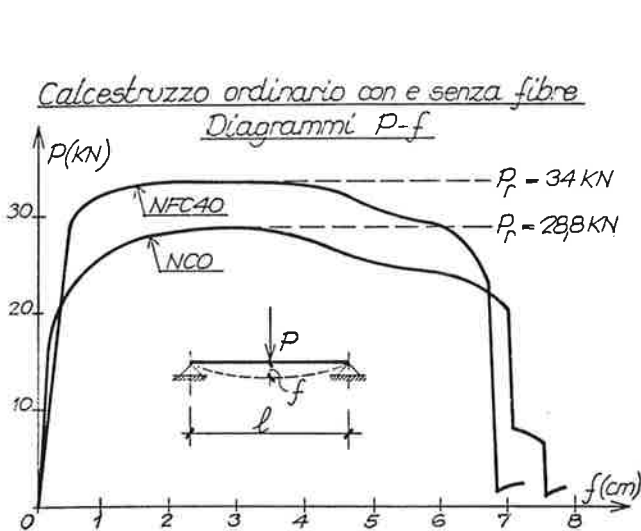


Fig. 4

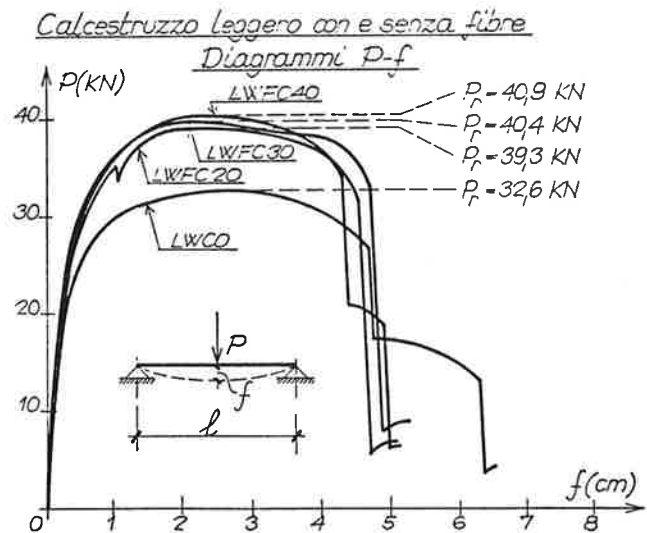


Fig. 5

Dall'esame dei suddetti diagrammi si possono individuare tre rami significativi (già riscontrati anche nella precedente indagine (I)) e precisamente:

- un primo tratto pressoché lineare, con partenza dall'origine, corrispondente alla trave non fessurata;
- un secondo successivo tratto, leggermente curvilineo, corrispondente alla fessurazione del calcestruzzo;
- un terzo tratto, marcatamente curvilineo, relativo alla deformazione plastica con conseguente crisi, per schiacciamento, del calcestruzzo.

Dagli stessi diagrammi si può inoltre osservare che:

- per i calcestruzzi ordinari la presenza di quantitativi crescenti di fibre di acciaio provoca, a parità degli altri parametri, un evidente aumento del valore del carico di rottura accompagnato da una sensibile riduzione del corrispondente valore dello spostamento;
- per i calcestruzzi leggeri si nota che il valore del carico di rottura aumenta anch'esso, ma meno sensibilmente, rispetto al calcestruzzo ordinario, in presenza di quantitativi crescenti di fibre di acciaio (a parità degli altri componenti); a tale proposito è opportuno notare che un quantitativo di fibre (del tipo utilizzato), pari a $0,20 \text{ KN/m}^3$ circa, provoca un incremento della resistenza a rottura dei travetti senza fare variare sensibilmente lo sposta-

mento corrispondente, rispetto ai valori della resistenza e dello spostamento ultimo riscontrati nei travetti confezionati con calcestruzzo privo di fibre. Quantitativi superiori a $0,20 \text{ KN/m}^3$ non provocano ulteriori apprezzabili incrementi di resistenza, mentre tendono a ridurre lo spostamento a rottura ed anche la duttilità del materiale;

- f) per entrambi i materiali, a quantitativi crescenti di fibre corrispondono incrementi del valore del carico di fessurazione e riduzioni dello spostamento a rottura con conseguente diminuzione della duttilità; tuttavia tale diminuzione è più marcata per i calcestruzzi ordinari rispetto a quelli leggeri;
- g) il calcestruzzo leggero rinforzato con circa $0,20 \text{ KN/m}^3$ di fibre (oltre alle tradizionali armature) possiede valori di resistenza (a fessurazione e rottura), di spostamento a rottura e di duttilità paragonabili, e per certi aspetti superiori, a quelli corrispondenti del calcestruzzo ordinario anche fibrorinforzato.

3.2 Le prove a fatica

Le prove sono state eseguite con riferimento allo schema statico di fig. 3 applicando alle strutture prefissati valori del carico, rispetto a quello ricavato dalle prove monotone, e ricercando il numero di cicli occorrenti, eseguiti alla frequenza di $0,2 \text{ Hz}$, per provocare la crisi della trave (fig. 6).

In tale modo è stato possibile, per ogni tipo di calcestruzzo, tracciare automaticamente su plotter i diagrammi che a titolo di esempio vengono riportati nella fig. 7; diagrammi che mostrano il legame $P-f$ per prefissate frazioni del valore del carico di rottura monotona (nella citata fig. 7 è stato riportato il caso di $P \approx 0,7 P_{\text{rott.mon.}}$).

Dai risultati delle prove è stato infine possibile tracciare le curve a fatica, con procedimento simile a quello adottato da Wöhler per materiali metallici, ossia il legame tra il valore del carico impresso ciclicamente e il numero dei cicli occorrenti per provocare la crisi, per schiacciamento del calcestruzzo, degli elementi strutturali di prova. Tali curve sono riportate nelle figg. 8, 9 e 10.

Dall'osservazione delle suddette curve a fatica si può notare che:

- a) per i calcestruzzi ordinari (fig. 8) quelli privi di fibre dimostrano una maggiore resistenza a fatica rispetto a quelli fibrorinforzati; infatti a

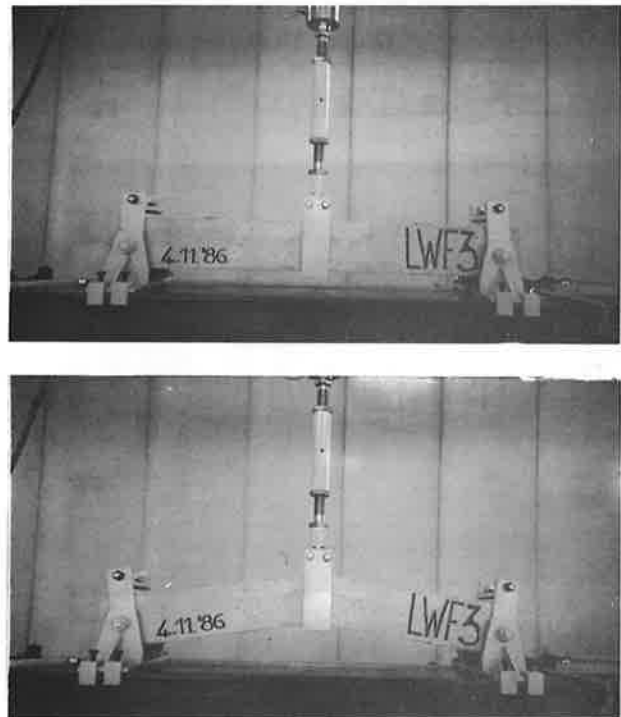
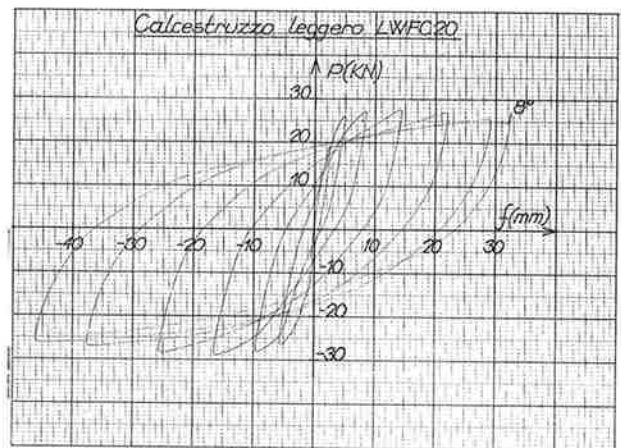
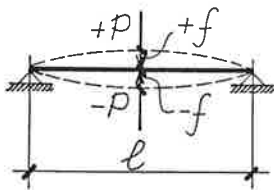
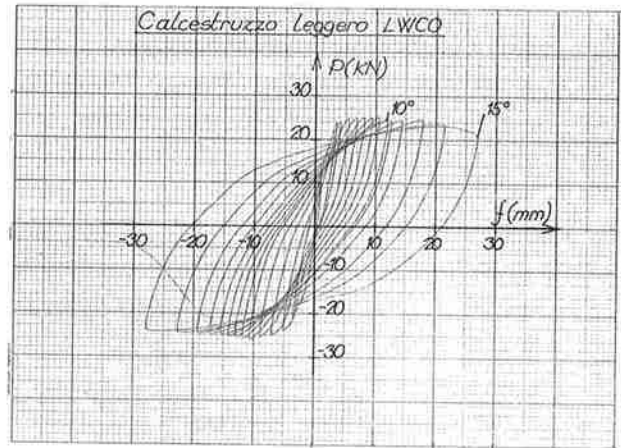
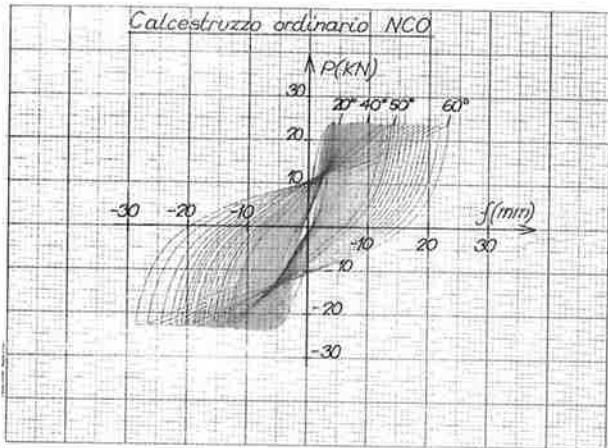


Fig. 6



PROVE CICLICHE:
DIAGRAMMA: CARICO-SPOSTAMENTO
PER $P/P_u \approx 0,75$

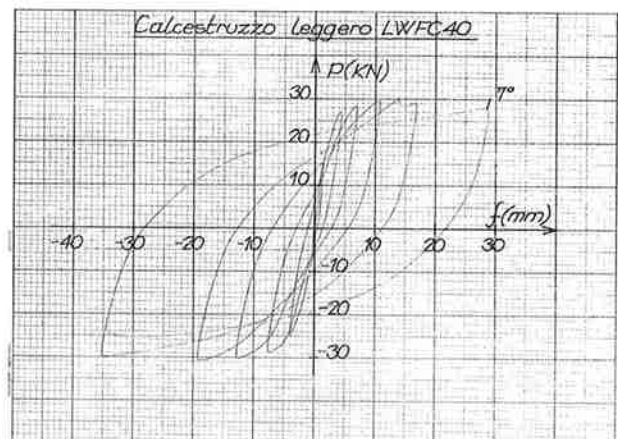
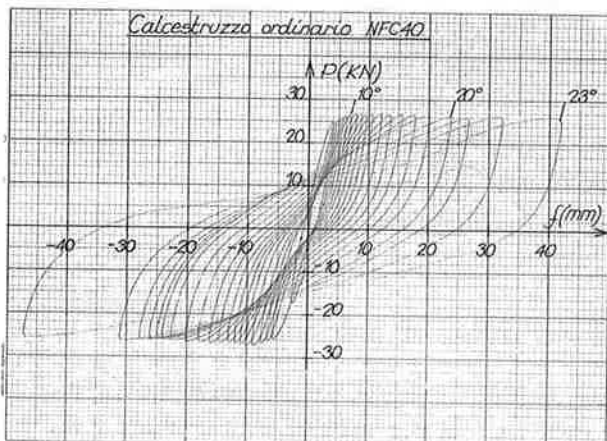
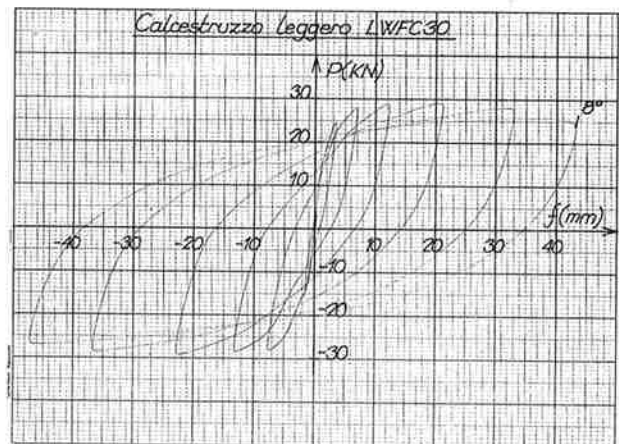
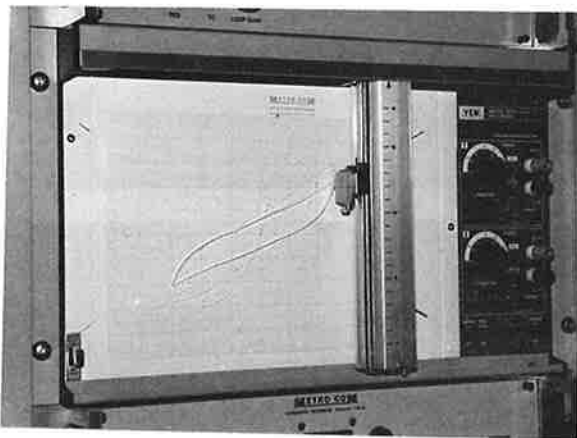


Fig. 7

parità di rapporto P/P_r (P = carico ciclico applicato, P_r = carico di rottura monotono), per i calcestruzzi privi di fibre la crisi degli elementi si è manifestata con un numero di ripetizioni cicliche del carico notevolmente superiore rispetto a quello riscontrato per i calcestruzzi fibrosi. Inoltre il numero dei cicli risulta praticamente illimitato per rapporti P/P_r minori di 0,8 circa per i calcestruzzi privi di fibre e di 0,66 circa per quelli fibrorinforzati (nei casi in esame con $0,40 \text{ KN/m}^3$, assunto come quantitativo limite praticamente utile). Infine l'abbattimento della resistenza ciclica risulta più accentuato e rapido per i calcestruzzi fibrorinforzati.

- b) Per i calcestruzzi leggeri (figg. 9 e 10), quelli privi di fibre presentano una resistenza a fatica superiore a quella dei corrispondenti calcestruzzi leggeri fibrorinforzati; tuttavia tale differenza è molto ridotta per quantitativi di fibre dell'ordine di $0,20 \text{ KN/m}^3$ e più accentuata per quantitativi maggiori. Inoltre tutti i tipi di calcestruzzo presentano un sensibile abbattimento della resistenza nei primi 20 cicli circa; tale abbattimento è maggiore per quantitativi elevati di fibre.

Infine per i calcestruzzi leggeri privi di fibre per rapporti di P/P_r minori di 0,7, praticamente possono essere eseguite ripetizioni di carico in numero illimitato; tale limite scende a 0,65; 0,60 e 0,55 circa rispettivamente per calcestruzzi fibrorinforzati con $0,20$; $0,30$ e $0,40 \text{ KN/m}^3$ di fibre metalliche incorporate.

4. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Da un esame generale dei risultati delle prove precedentemente descritte, monotone e cicliche, sembra di poter trarre alcune interessanti osservazioni conclusive.

4.1 Prove monotone

- a) I calcestruzzi leggeri fibrorinforzati presentano, a parità di dosaggio delle fibre, resistenze a rottura monotone sempre superiori ai corrispondenti calcestruzzi ordinari fibrorinforzati.
- b) Per i calcestruzzi fibrorinforzati l'incremento maggiore della resistenza monotona si ottiene con $0,20 \text{ KN/m}^3$ di fibre; quantitativi superiori non producono incrementi proporzionali di resistenza. Per i tipi di calcestruzzi leggeri lo spostamento misurato a rottura resta pressoché invariato.

4.2 Prove a fatica

- a) Per i calcestruzzi senza fibre (NCO) il rapporto limite P/P_r , sotto il quale può essere praticamente effettuato con numero illimitato di ripetizioni risulta pari a 0,8; per quelli provvisti di fibre ($0,40 \text{ KN/m}^3$) tale limite scende a 0,66 circa.
- b) Per i calcestruzzi leggeri senza fibre (LWCO) il suddetto limite risulta pari a 0,7, mentre resta compreso fra i valori di 0,65 e 0,55 circa per quantitativi di fibre variabili da $0,20$ a $0,40 \text{ KN/m}^3$.

Calcestruzzo ordinario fibrorinforzato

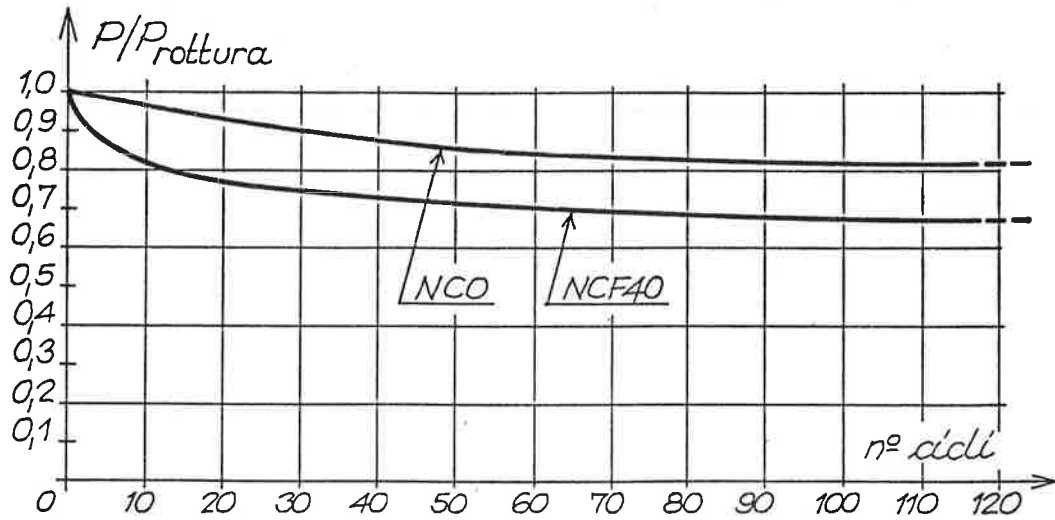


Fig. 8

Calcestruzzo leggero fibrorinforzato

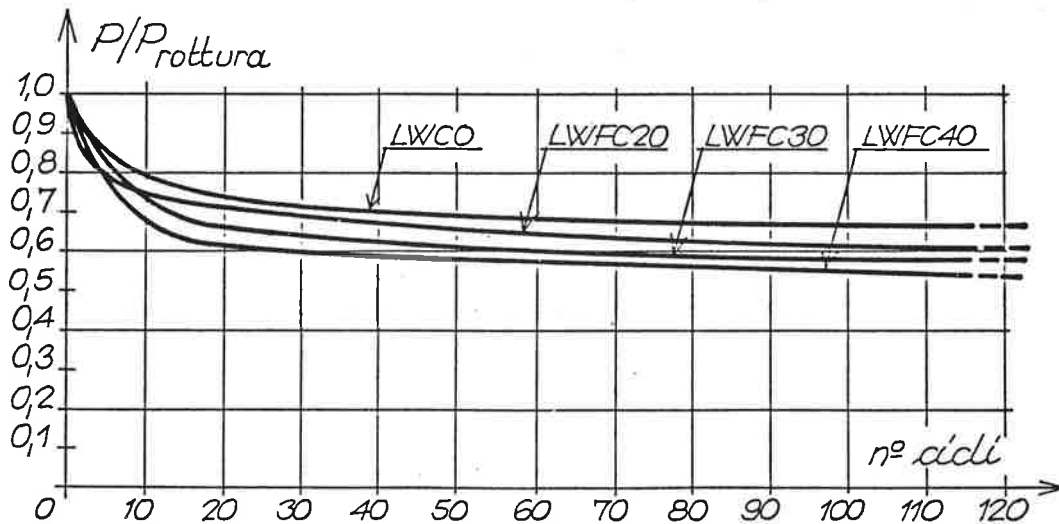


Fig. 9

Confronto tra calcestruzzi ordinario e leggero senza fibre metalliche

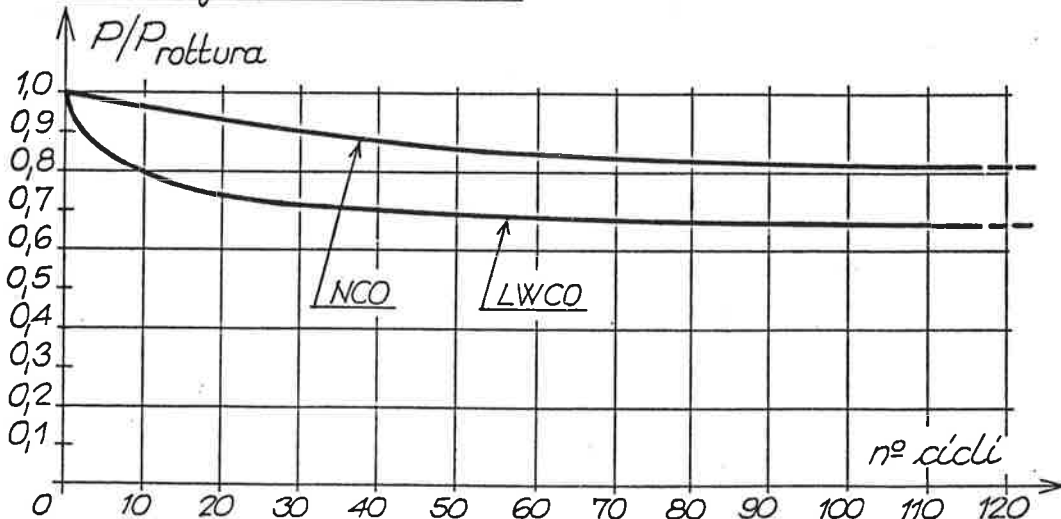


Fig. 10

- c) A parità di rapporto P/P_r , i calcestruzzi ordinari pervengono alla crisi del materiale per fatica con un numero di ripetizioni cicliche superiore a quello occorrente per i calcestruzzi leggeri. Tale comportamento risulta più attenuato fra i corrispondenti calcestruzzi fibrorinforzati, a parità di fibre incluse.
- d) A parità di rapporto P/P_r , i calcestruzzi leggeri presentano una dissipazione di energia, con riferimento ad un generico numero di cicli, molto maggiore rispetto ai corrispondenti calcestruzzi ordinari. Analogo risultato si riscontra fra i calcestruzzi leggeri fibrorinforzati e i corrispondenti calcestruzzi ordinari fibrorinforzati, a parità di fibre incluse.

A seguito di quanto sopra riportato sembra di potere trarre la conclusione che i calcestruzzi leggeri fibrorinforzati dimostrano un comportamento favorevole in presenza di spostamenti o di carichi impressi ciclici rendendo possibile l'impiego di tale materiale per strutture sottoposte ad azioni sismiche o, più in generale, ad azioni dinamiche in alternativa ai calcestruzzi ordinari. Nella fig. 11 sono illustrate alcune fasi delle prove cicliche.

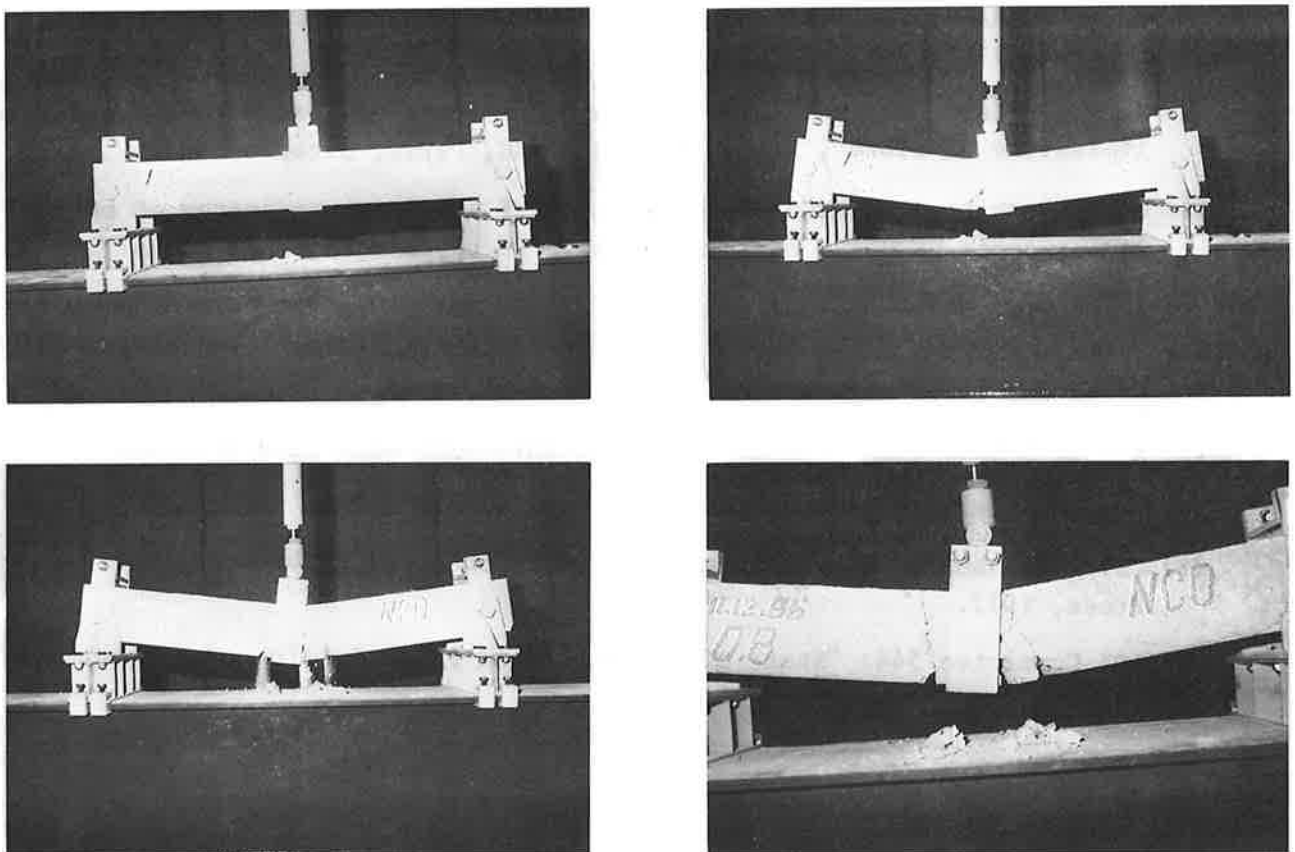


Fig. 11

BIBLIOGRAFIA

- I) P.P. DIOTALLEVI, F. ZARRI: "Calcestruzzi leggeri fibrorinforzati", Convegno CTE, Marina di Ravenna. Visita al Laboratorio Prove materiali e strutture della Calcestruzzi SpA, 30 ottobre 1986.
- II) ACI SP-81: "Fiber Reinforced Concrete", International Symposium, G.C. Hoff, Detroit, 1984.
- III) CONCRETE TECHNOLOGY DESIGN: "New Reinforced Concrete", Surrey University Press, 1984.
- IV) M. ARNOULD, M. VIRLOGEUX: "Le béton léger", Presses Pontes et Chaussées, Paris, 1986.
- V) A. BERTOLA: "I calcestruzzi leggeri", Hoepli, Milano, 1983.
- VI) "Istruzioni per le strutture in conglomerato cementizio con armatura normale o di precompressione e confezionato con aggregati leggeri artificiali", D.M. 26 marzo 1980. Allegati alle Norme Tecniche.
- VII) R. CALZONA: "Il conglomerato leggero strutturale", Edizioni Scienza e Tecnica, Roma, 1982.
- VIII) R. CALZONA. "Behavior of Dense on Lightweight Concrete under Multiaxial Stresses", Vol. II. 8th International Congress of F.I.P., London, 1978.
- IX) A. DI TOMMASO: "Le fibre di acciaio nei conglomerati cementizi", Acciaio, febbraio 1986.
- X) A. DI TOMMASO, "Apporti all'energia di frattura dei calcestruzzi mediante inclusione di fibre", Atti Convegno AITEC, Parma, ottobre 1985.
- XI) RILEM Committee 50-FMC: "Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams", Rilem (draft) Recommendation, 1985.
- XII) AICAP, Comitato Calcestruzzi Speciali: "Raccomandazioni tecniche per l'impiego del conglomerato cementizio fibroso", 1982.
- XIII) ACI 213R-67: "Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete".
- XIV) "Calcestruzzo leggero strutturale", edito dall'AITEC.
- XV) CEB/FIP Manuale of Lightweight Aggregate Concrete. The Construction Press, 1977.
- XVI) ACI Committee 544: "State of Art Report on Fiber Reinforced Concrete", 1R-82.

Bologna, Istituto di Tecnica delle costruzioni, dicembre 1986.

L'INFLUENZA DELLA DISTRIBUZIONE PLANIMETRICA DELLA RESISTENZA LATERALE DI PIANO
SULLA RISPOSTA SISMICA DI SISTEMI STRUTTURALI DISSIMMETRICI

F. FRATERNALI

B. PALAZZO

Istituto di Ingegneria Civile
Università di Salerno
Penta di Fisciano

SOMMARIO

Si esamina l'influenza della regolarità strutturale in pianta sulla risposta sismica di sistemi tridimensionali attraverso l'analisi di un semplice modello ad un piano. Particolare attenzione dello studio è rivolta a saggiare l'influenza della distribuzione delle resistenze nelle varie direzioni in relazione alle diverse direzioni secondo cui l'eccitazione sismica bidirezionale può investire la struttura. Nel lavoro viene mostrato come la domanda di duttilità locale sia fortemente dipendente dalla forma del dominio limite elastico di piano evidenziando l'esistenza di direzioni "critiche" dell'eccitazione sismica in corrispondenza delle quali tale domanda diviene particolarmente elevata.

SUMMARY

The influence of the structural regularity on the plan about the seismic response of tridimensional systems through the analysis of a single storey model is discussed. The influence of strength distribution among the various directions is tested with regard to the directions of seismic bidirectional excitation in order to evaluate the local ductility demand. The existence of "critical" directions of seismic bidirectional excitation has been found out.

1. INTRODUZIONE

Dall'osservazione della distribuzione dei danni in occasione dei terremoti passati si è prodotta la convinzione che il comportamento sismico di una costruzione è fortemente legato alla regolarità strutturale che essa presenta in elevazione ed in pianta.

Al concetto di regolarità strutturale concorre una regolare distribuzione delle masse in oscillazione rispetto alla distribuzione delle rigidità degli

elementi di controventamento ma anche una regolare distribuzione delle resistenze lungo le diverse direzioni e lungo l'elevazione.

E' ben noto infatti che una non simmetrica distribuzione delle rigidzze rispetto alle masse e viceversa, comporta che, in fase elastica, il moto dell'edificio è caratterizzato da accoppiamento traslazione-torsione con quest'ultima tanto più significativa quanto più marcata è l'eccentricità tra i centri di tali grandezze.

Se la struttura rimane in campo elastico la distribuzione delle resistenze non dà luogo ad alcun effetto, mentre la dissimmetria masse/rigidzze comporta l'insorgere di azioni inerziali con sensibili effetti torsionali.

D'altra parte, poichè in occasione di un terremoto violento le strutture dimensionate con gli attuali codici di calcolo escono generalmente fuori dalla fase elastica, la distribuzione e l'entità della resistenza laterale di piano governa la escursione anelastica del sistema.

Se si analizza la letteratura si può notare che, mentre sugli effetti derivanti dalle dissimmetrie masse/rigidzze vi sono innumerevoli studi, l'influenza della distribuzione delle resistenze lungo le diverse direzioni risulta a parere degli autori poco indagato.

Il presente lavoro si propone quindi di dare un contributo in tale direzione tenendo conto del carattere tridimensionale delle strutture e delle direzioni lungo le quali esse possono essere investite dalle onde sismiche.

A valle di questo tipo di ricerche vi è l'analisi critica delle sintetiche prescrizioni degli attuali codici di calcolo in riferimento alla unidirezionalità dell'azione sismica di progetto, alla arbitrarietà della scelta delle direzioni ortogonali di sollecitazione, ed alla modellazione di calcolo degli effetti torsionali della risposta.

2. IL MODELLO DI CALCOLO

Il modello di struttura preso in esame è costituito da un edificio ad un piano di forma qualunque di massa uniformemente distribuita di centro G dove è posto il riferimento.

Per la ipotizzata rigidità dell'impalcato nel proprio piano, la configurazione del sistema è definita dal vettore spostamento $\{U\}$ di componenti u, v, z indicate nello schema in figura.

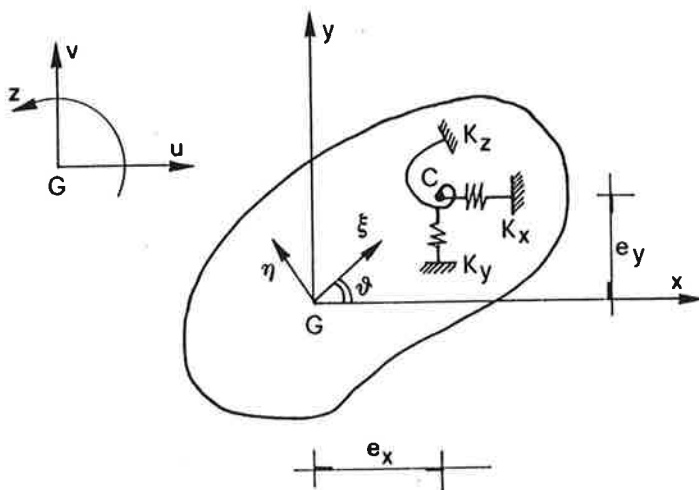


Fig. 1

Supposto che la distribuzione delle rigidità laterali dei controventi del sistema abbia centro in C di eccentricità e_x ed e_y rispetto a G e risultanti K_x , K_y , K_z lungo le direzioni principali, l'equazione del moto del sistema si scrive:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [K]\{U_e\} - [G]\{U\} + [C]\{\dot{U}\} = -[M]\{\ddot{s}\}$$

dove $[M]$, $[K]$ rappresentano le matrici delle masse e delle rigidità

$$[M] = \begin{bmatrix} M & 0 & 0 \\ 0 & M & M \\ 0 & 0 & M\varrho^2 \end{bmatrix} ; [K] = \begin{bmatrix} K_x & 0 & -K_x e_y \\ 0 & K_y & K_y e_x \\ -K_x e_y & K_y e_x & K_z + K_x e_y^2 + K_y e_x^2 \end{bmatrix}$$

e $[G]$ la matrice geometrica che tiene conto degli effetti instabilizzanti linearizzati indotti dai carichi verticali data da:

$$[G] = \begin{bmatrix} Mg/H & 0 & 0 \\ 0 & Mg/H & 0 \\ 0 & 0 & (Mg/H)\varrho^2 \end{bmatrix}$$

Il vettore $\{\ddot{s}\}$ rappresenta l'accelerazione sismica di base dove sono considerate attive le due componenti traslanti di accelerazione secondo assi locali $\xi-\eta$ non coincidenti con gli assi principali.

$$\{\ddot{s}\} = \begin{pmatrix} \ddot{s}_\xi \cos\vartheta - \ddot{s}_\eta \sin\vartheta \\ \ddot{s}_\xi \sin\vartheta + \ddot{s}_\eta \cos\vartheta \\ 0 \end{pmatrix}$$

Introducendo le pulsazioni:

$$\omega_x = \sqrt{K_x/M} \quad ; \quad \omega_y = \sqrt{K_y/M} \quad ; \quad \omega_z = \sqrt{K_z/M\varrho^2}$$

e i parametri:

$$\chi = \varrho/L \quad ; \quad \varepsilon_x = e_x/L \quad ; \quad \varepsilon_y = e_y/L$$

$$\gamma_x = g/H\omega_x^2 \quad ; \quad \gamma_y = g/H\omega_y^2 \quad ; \quad \gamma_z = g/H\omega_z^2,$$

con L dimensione caratteristica dell'impalcato, l'equazione del moto può essere scritta nella seguente forma adimensionalizzata rispetto alla massa globale di impalcato:

$$[m]\{\ddot{U}'\} + [c]\{\dot{U}'\} + [k]\{U'e\} - [\gamma]\{U'\} = -\{\ddot{s}\}$$

in cui il vettore delle incognite è il seguente:

$$\{U'\} = \begin{pmatrix} u \\ v \\ zL \end{pmatrix}$$

e, inoltre:

$$[m] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \chi^2 \end{bmatrix} \quad [k] = \begin{bmatrix} \omega_x^2 & 0 & -\omega_x^2 \varepsilon_y \\ 0 & \omega_y^2 & \omega_y^2 \varepsilon_x \\ -\omega_x^2 \varepsilon_y & \omega_y^2 \varepsilon_x & \omega_z^2 \chi^2 + \omega_x^2 \varepsilon_y^2 + \omega_y^2 \varepsilon_x^2 \end{bmatrix}$$

$$[\gamma] = \begin{bmatrix} \gamma_x \omega_x^2 & 0 & 0 \\ 0 & \gamma_y \omega_y^2 & 0 \\ 0 & 0 & \gamma_z \omega_z^2 \chi^2 \end{bmatrix}$$

In termini delle pulsazioni $\omega_x, \omega_y, \omega_z$, l'equazione agli autovalori o alle frequenze si scrive:

$$\alpha^3 - [\omega_x^2(1+\varepsilon_y^2/\chi^2) + \omega_y^2(1+\varepsilon_x^2/\chi^2) + \omega_z^2] \alpha^2 + [\omega_x^2 \omega_y^2 (1+\varepsilon_x^2/\chi^2 + \varepsilon_y^2/\chi^2) + \omega_z^2 (\omega_x^2 + \omega_y^2)] \alpha - \omega_x^2 \omega_y^2 \omega_z^2 = 0$$

avendo posto: $\alpha = \omega^2$

Le tre pulsazioni fondamentali $\omega_1, \omega_2, \omega_3$, coincidono con $\omega_x, \omega_y, \omega_z$, nel caso di assenza di eccentricità.

3. IL DOMINIO DI PLASTICIZZAZIONE DI IMPALCATO

Per un generico impalcato con centro delle masse G, è possibile valutare per ogni direzione passante per G il valore della forza "limite" che determina la formazione di un meccanismo di piano.

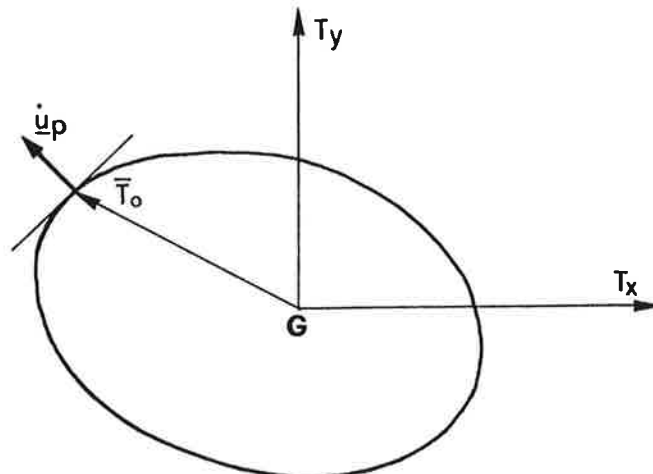


Fig. 2

Il dominio di forze di piano che viene così a definirsi rappresenta il dominio limite elastico di piano la cui ricerca può essere effettuata attraverso l'applicazione dei classici teoremi di delimitazione del moltiplicatore di collasso.

A tal fine, operando ad esempio col teorema statico, assunto per semplicità che per ciascuna struttura di controvento solo l'azione tagliante Q^i sia attiva ai fini della plasticizzazione locale, per ogni direzione della forza baricentrica il valore limite T_0 coincide con il massimo valore che essa può assumere nel rispetto delle condizioni di equilibrio (E) dell'impalcato:

$$\begin{aligned} T_x + \sum Q_x^i &= 0 \\ (E) \quad T_y + \sum Q_y^i &= 0 \\ \sum Q_y^i x^i - \sum Q_x^i y^i &= 0 \end{aligned}$$

e delle condizioni di plasticità (P):

$$\begin{aligned} (P) \quad - Q_p^i &\leq Q_x^i \leq Q_p^i \\ - Q_p^i &\leq Q_y^i \leq Q_p^i \end{aligned}$$

In modo duale il limite T_0 può valutarsi come il più piccolo valore delle forze cinematicamente sufficienti corrispondenti a meccanismi di piano definiti da un arbitrario centro di rotazione.

La condizione di plasticità definisce nello spazio delle forze una superficie limite di snervamento:

$$S(T_x, T_y, T_z) = 0,$$

corrispondente a terne di valori delle azioni globali che producono la plasticizzazione dell'impalcato.

La regione caratterizzata da $S < 0$ comprende stati elastici mentre la regione caratterizzata da $S > 0$ comprende stati impossibili.

Il legame costitutivo elastico - perfettamente plastico è completamente definito dalle relazioni:

$$\begin{aligned} \{\dot{U}\} &= [K]^{-1} \{\dot{T}\} & \left\{ \begin{array}{l} S = 0 \\ S = 0, \quad dS < 0 \end{array} \right. \\ \{\dot{U}\} &= [K]^{-1} \{\dot{T}\} + \dot{\lambda} \nabla S & \left\{ \begin{array}{l} S = 0, \quad dS = 0 \\ \text{con } \dot{\lambda} > 0 \end{array} \right. \end{aligned}$$

nel rispetto della condizione di normalità degli scorrimenti plastici.

In questo studio si assume come dominio di plasticizzazione, in conformità alla legge di convessità, un ellissoide la cui superficie di snervamento è definita dalla equazione:

$$S(T_x, T_y, T_z) = \frac{T_x^2}{T_{x,l}^2} + \frac{T_y^2}{T_{y,l}^2} + \frac{T_z^2}{T_{z,l}^2} - 1 = 0$$

dove $T_{x,l}$, $T_{y,l}$, $T_{z,l}$ sono le azioni globali che l'impalcato sarebbe in grado singolarmente di sopportare introdotte attraverso i parametri:

$$\lambda_x = T_{x,l}/Mg; \quad \lambda_y = T_{y,l}/Mg; \quad \lambda_z = T_{z,l}/MgL.$$

Tale dominio é illustrato nella figura seguente:

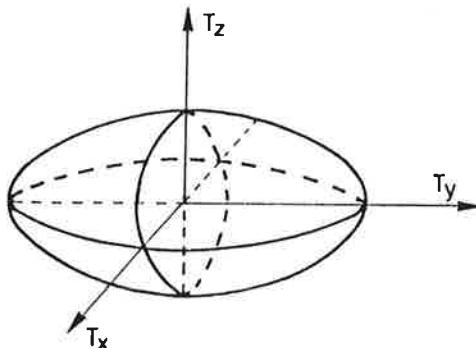


Fig. 3

4. DEFINIZIONE DELLE CONDIZIONI DI COLLASSO

4.1. Collasso geometrico

L'effetto instabilizzante dovuto ai carichi verticali è stato introdotto in forma linearizzata attraverso le azioni fittizie:

$$T_x^* = \frac{Mg}{H} u; \quad T_y^* = \frac{Mg}{H} v; \quad T_z^* = \frac{Mg\rho^2}{H} z$$

La condizione di collasso geometrico, quindi, si verifica quando risulta:

$$S(T_x^*, T_y^*, T_z^*) = 0$$

4.2. Collasso meccanico per eccesso di spostamento locale

Si assimila la condizione di collasso globale con il raggiungimento dei limiti di duttilità locale negli elementi strutturali d'angolo o di bordo.

Le caratteristiche limiti di duttilità "locale" si suppongono definite da un parametro μ_1 , per cui la condizione di collasso per eccesso di spostamento locale si verifica quando in un qualsiasi elemento resistente di bordo o d'angolo risulta:

$$\mu > \mu_1$$

5. ANALISI DEI PRIMI RISULTATI E CONCLUSIONI PRELIMINARI

Con la metodologia precedentemente esposta si è preliminarmente saggiata

l'influenza del dominio limite di piano sulla risposta sismica della struttura.

Per queste prime analisi si è utilizzato come input il terremoto di El Centro 18-Maggio-1940 con le due componenti di accelerazione al suolo N-S(\ddot{s}_x) e W-E(\ddot{s}_y).

Nelle figg.4-5 è illustrato il caso di un dominio limite a debole resistenza torsionale ($\lambda_z = 0.03$) in presenza di piccola eccentricità ($e_x = e_y = 0.03L$) e di direzioni di eccitazione coincidenti con quelle del riferimento ($\theta = 0$).

La rappresentazione dei risultati è effettuata nelle figg.4 in termini di traiettorie piane dei vertici e del baricentro di impalcato e nelle figg.5 in termini di percorsi di sollecitazione.

Analoga rappresentazione è riportata nelle figg.6-7 relativamente al caso di direzioni di eccitazione, \ddot{s}_x e \ddot{s}_y , ruotate di un angolo $\theta = 125^\circ$ rispetto al riferimento.

Nelle figg.8-9, invece, è illustrato il caso di dominio limite sferico e di direzioni di eccitazione coincidenti con quelle del riferimento ($\theta = 0$).

L'ultima serie di figure, 10-11, rappresenta la massima duttilità domandata agli elementi verticali di angolo al variare della direzione del sisma, per una determinata distribuzione delle resistenze. Tutti i risultati indicano che la distribuzione delle resistenze influenza sostanzialmente la risposta della struttura.

Se si fa variare, inoltre, la direzione dell'eccitazione sismica possono individuarsi direzioni "critiche" rispetto alle quali la domanda di duttilità della colonna "d'angolo" risulta sensibilmente incrementata.

La variazione della forma del dominio ottenuta incrementando la resistenza lungo una sola direzione principale non implica necessariamente una diminuzione della domanda di duttilità in quanto la forma del dominio limite, che così viene alterata, influenza sostanzialmente la risposta.

La duttilità domandata, quindi, appare essere molto sensibile alla variazione della direzione di eccitazione e della forma del dominio ma molti altri studi sono necessari per ricavare le correlazioni parametriche relative a tali fenomenologie in considerazione dell'elevato numero di parametri in gioco.

BIBLIOGRAFIA

DE LUCA, A., PALAZZO, B., Inelastic spectra for geometrical and mechanical deteriorating oscillator, Proc. of 8th WCEE, S. Francisco 1984.

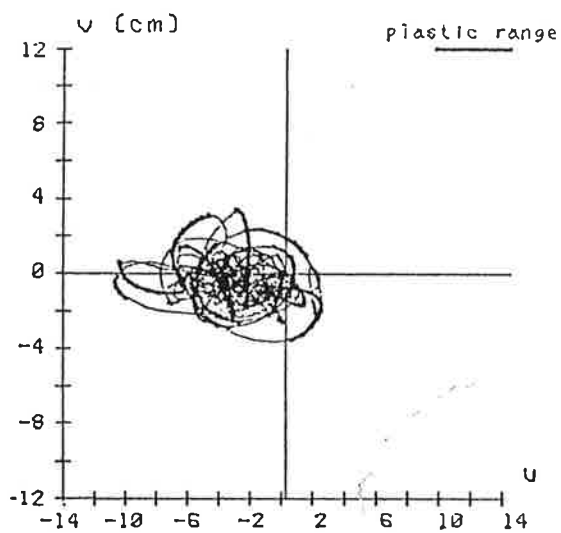
DE LUCA, A., PALAZZO, B., Inelastic behaviour of degrading systems, Proc. of 8th ECEE, Lisbon, 1986, vol.III, pg. 6.3/65 - 6.3/72.

BARATTA, A., OCCHIUZZI, A., Dinamica elasto-plastica di impalcati mono-piano soggetti ad eccitazione sismica bidirezionale, Atti II Congresso Italiano di Ingegneria Sismica, Rapallo, 1984.

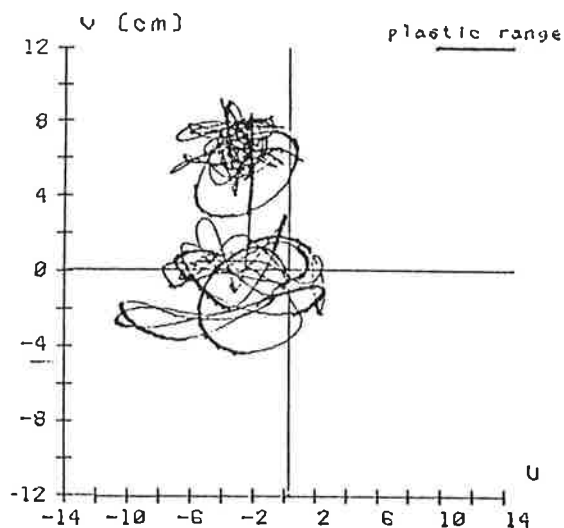
DOLCE, M., SIMONINI, A., The influence of structural regularity on the seismic behaviour of buildings, Proc. of 8th ECEE, Lisbon, 1986, vol.IV pg. 6.6/1 - 6.6/8.

RUTENBERG, A., EISENBERGER, M., SHOET, G., Reducing seismic ductility in asymmetric shear buildings, Proc. of 8th ECEE, Lisbon, 1986, vol.III pg. 6.7/57 - 6.7/64.

a) CORNER 2 TRAJECTORY

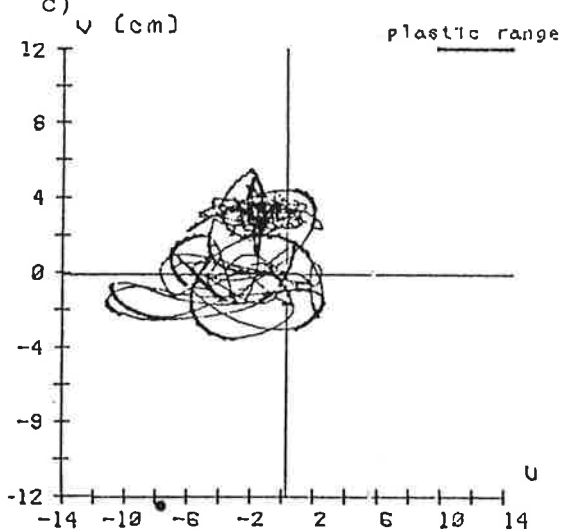


b) CORNER 1 TRAJECTORY



CENTER OF MASSES TRAJECTORY

c)



$$\begin{matrix} T_{0,x} = 1.0 \\ T_{0,y} = 0.6 \\ T_{0,z} = 0.6 \end{matrix} \left. \begin{matrix} \text{PRINCIPAL} \\ \text{PERIODS} \end{matrix} \right\}$$

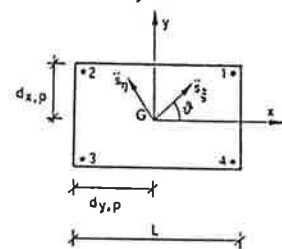
$$\begin{matrix} \chi = \theta/L = 0.31 \\ \epsilon_x = \theta_x/L = 0.03 \\ \epsilon_y = \theta_y/L = 0.03 \end{matrix} \left. \begin{matrix} \text{MASS RADIUS} \\ \text{OF GYRATION RATIO} \\ \text{ECCENTRICITY} \\ \text{RATIOS} \end{matrix} \right\}$$

$$\begin{matrix} \gamma_x = g/H \omega_x^2 = 0.05 \\ \gamma_y = g/H \omega_y^2 = 0.05 \\ \gamma_z = g/H \omega_z^2 = 0.05 \end{matrix} \left. \begin{matrix} \text{GEOMETRICAL} \\ \text{DEGRADING} \\ \text{FACTORS} \end{matrix} \right\}$$

$$\begin{matrix} \delta_x = d_{y,p}/L = 0.5 \\ \delta_y = d_{x,p}/L = 0.2 \end{matrix} \left. \begin{matrix} \text{ADIMENSIONAL} \\ \text{CORNER} \\ \text{COORDINATES} \end{matrix} \right\}$$

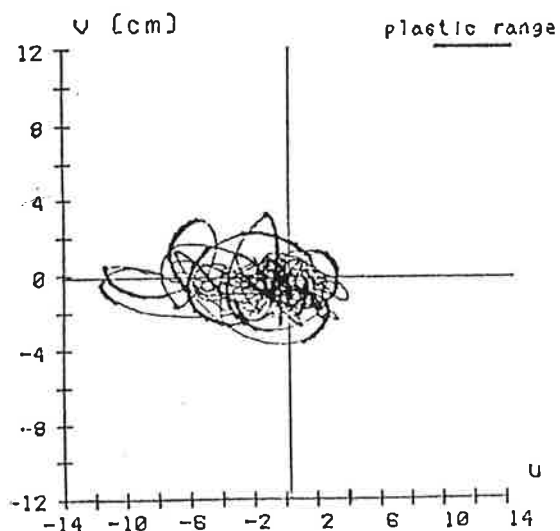
$$\begin{matrix} \lambda_x = T_{x,11m}/Mg = 0.20 \\ \lambda_y = T_{y,11m}/Mg = 0.20 \\ \lambda_z = T_{z,11m}/Mg = 0.03 \end{matrix} \left. \begin{matrix} \text{STRENGTH} \\ \text{FACTORS} \end{matrix} \right\}$$

$$\nu = 0.05 \quad \text{DAMPING RATIO}$$



$$\phi = 0^\circ \quad \text{SEISM DIRECTION ANGLE}$$

d) CORNER 3 TRAJECTORY



e) CORNER 4 TRAJECTORY

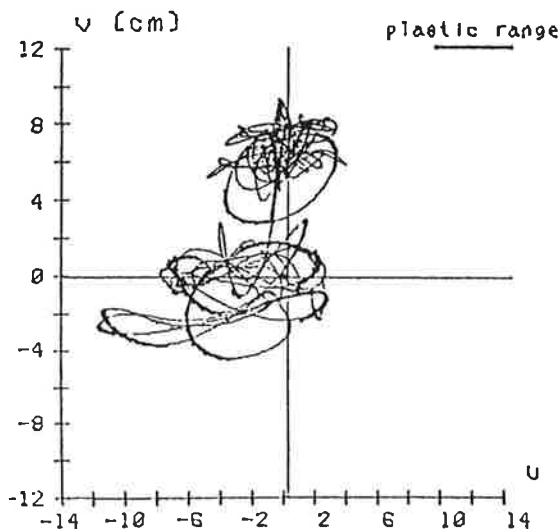


Fig. 4

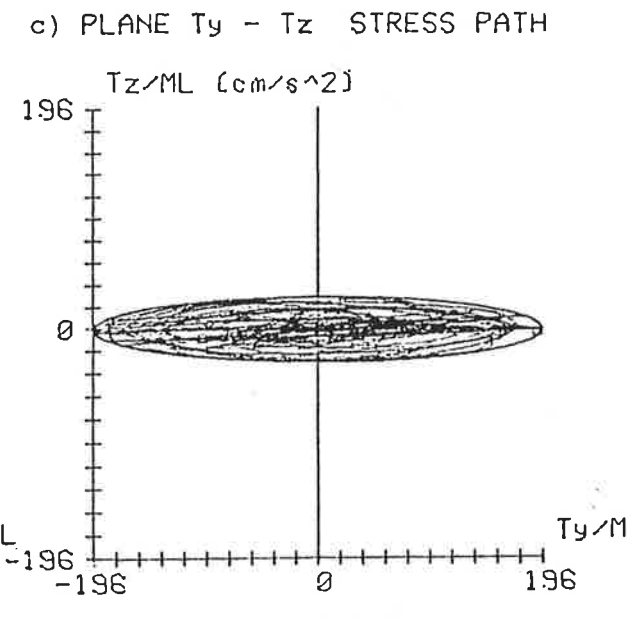
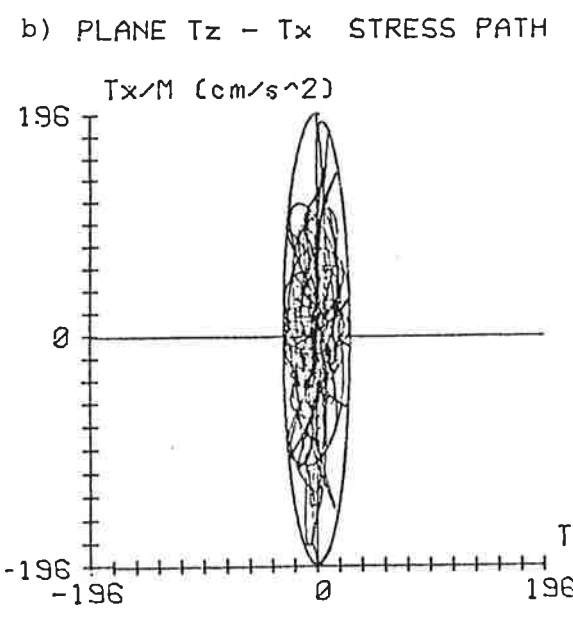
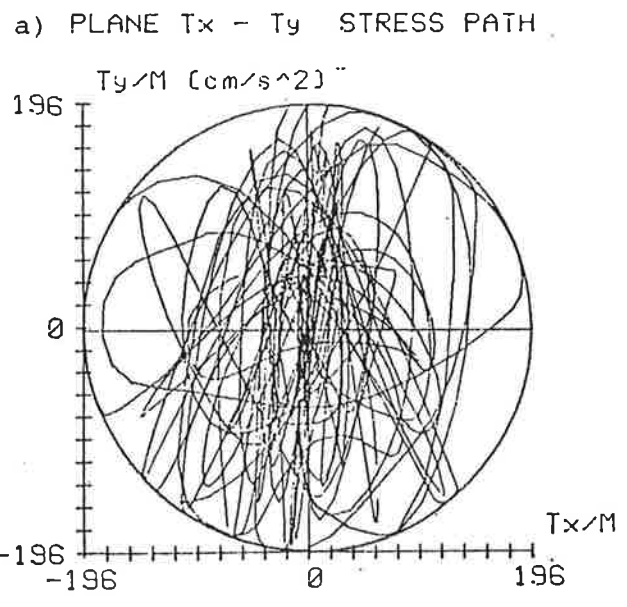
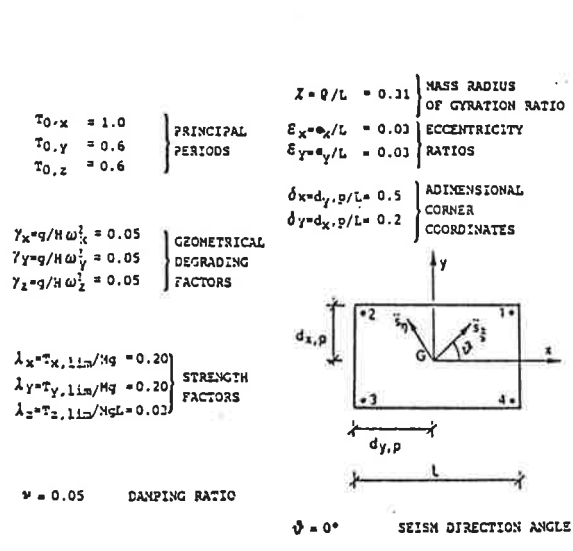
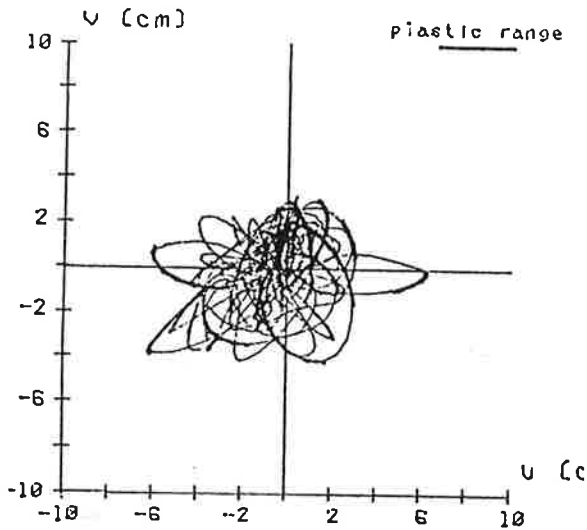
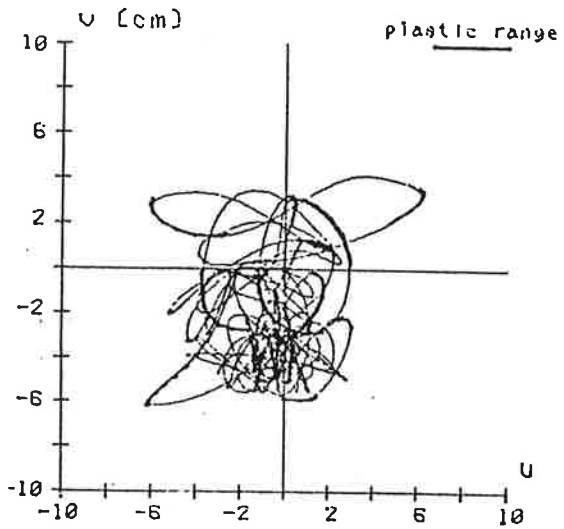


Fig. 5

a) CORNER 2 TRAJECTORY

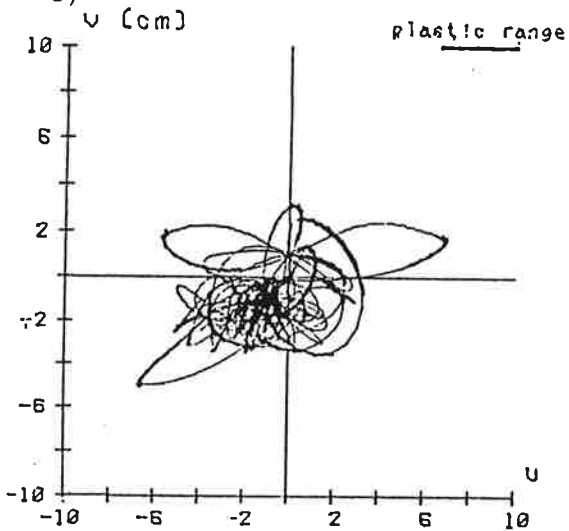


b) CORNER 1 TRAJECTORY



CENTER OF MASSES TRAJECTORY

c)



$$\left. \begin{aligned} T_{0,x} &= 1.0 \\ T_{0,y} &= 0.6 \\ T_{0,z} &= 0.6 \end{aligned} \right\} \text{PRINCIPAL PERIODS}$$

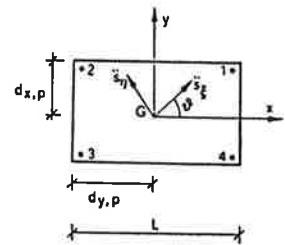
$$\left. \begin{aligned} \gamma_x &= g/H \omega_x^2 = 0.05 \\ \gamma_y &= g/H \omega_y^2 = 0.05 \\ \gamma_z &= g/H \omega_z^2 = 0.05 \end{aligned} \right\} \text{GEOMETRICAL DEGRADING FACTORS}$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= T_{x,lim}/H_g = 0.20 \\ \lambda_y &= T_{y,lim}/H_g = 0.20 \\ \lambda_z &= T_{z,lim}/H_g L = 0.03 \end{aligned} \right\} \text{STRENGTH FACTORS}$$

$$\eta = 0.05 \quad \text{DAMPING RATIO}$$

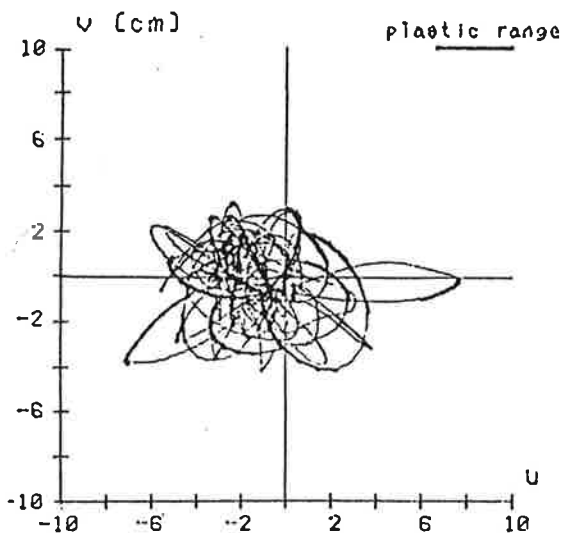
$$\left. \begin{aligned} \chi &= e/L = 0.31 \\ \epsilon_x &= e_x/L = 0.03 \\ \epsilon_y &= e_y/L = 0.03 \end{aligned} \right\} \text{MASS RADIUS OF GYRATION RATIO ECCENTRICITY RATIOS}$$

$$\left. \begin{aligned} \delta_x &= d_{y,p}/L = 0.5 \\ \delta_y &= d_{x,p}/L = 0.2 \end{aligned} \right\} \text{ADIMENSIONAL CORNER COORDINATES}$$



$$\phi = 125^\circ \quad \text{SEISM DIRECTION ANGLE}$$

d) CORNER 3 TRAJECTORY



e) CORNER 4 TRAJECTORY

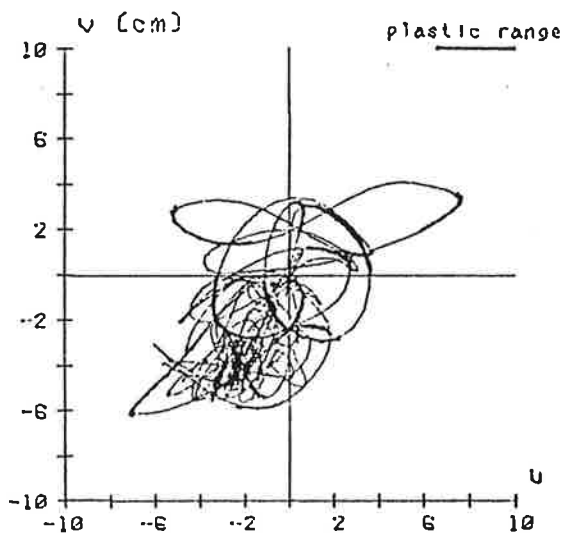
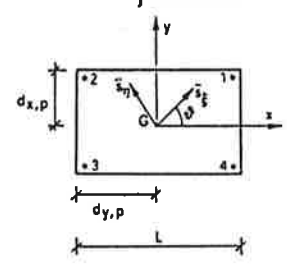
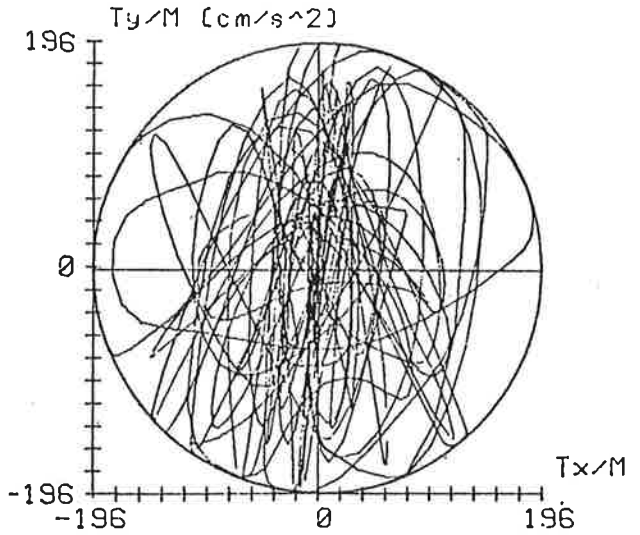


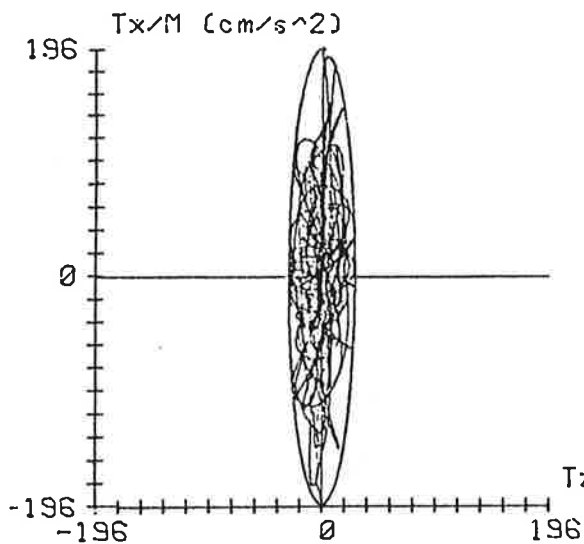
Fig. 6

$T_{0,x} = 1.0$ $T_{0,y} = 0.6$ $T_{0,z} = 0.6$	PRINCIPAL PERIODS	$X = Q/L = 0.31$ $E_x = e_x/L = 0.03$ $E_y = e_y/L = 0.03$	MASS RADIUS OF GYRATION RATIO ECCENTRICITY RATIOS
$\gamma_x = g/H \omega_x^2 = 0.05$ $\gamma_y = g/H \omega_y^2 = 0.05$ $\gamma_z = g/H \omega_z^2 = 0.05$	GEOMETRICAL DEGRADING FACTORS	$\delta_x = d_{y,p}/L = 0.5$ $\delta_y = d_{x,p}/L = 0.2$	ADIMENSIONAL CORNER COORDINATES
$\lambda_x = T_{x,lim}/Mg = 0.20$ $\lambda_y = T_{y,lim}/Mg = 0.20$ $\lambda_z = T_{z,lim}/Mg = 0.03$	STRENGTH FACTORS		
$\nu = 0.05$	DAMPING RATIO	$\phi = 125^\circ$	SEISM DIRECTION ANGLE

a) PLANE $T_x - T_y$ STRESS PATH



b) PLANE $T_z - T_x$ STRESS PATH



c) PLANE $T_y - T_z$ STRESS PATH

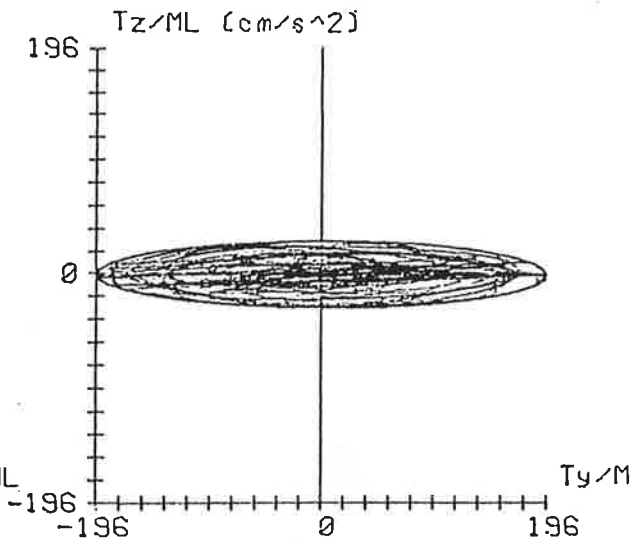


Fig. 7

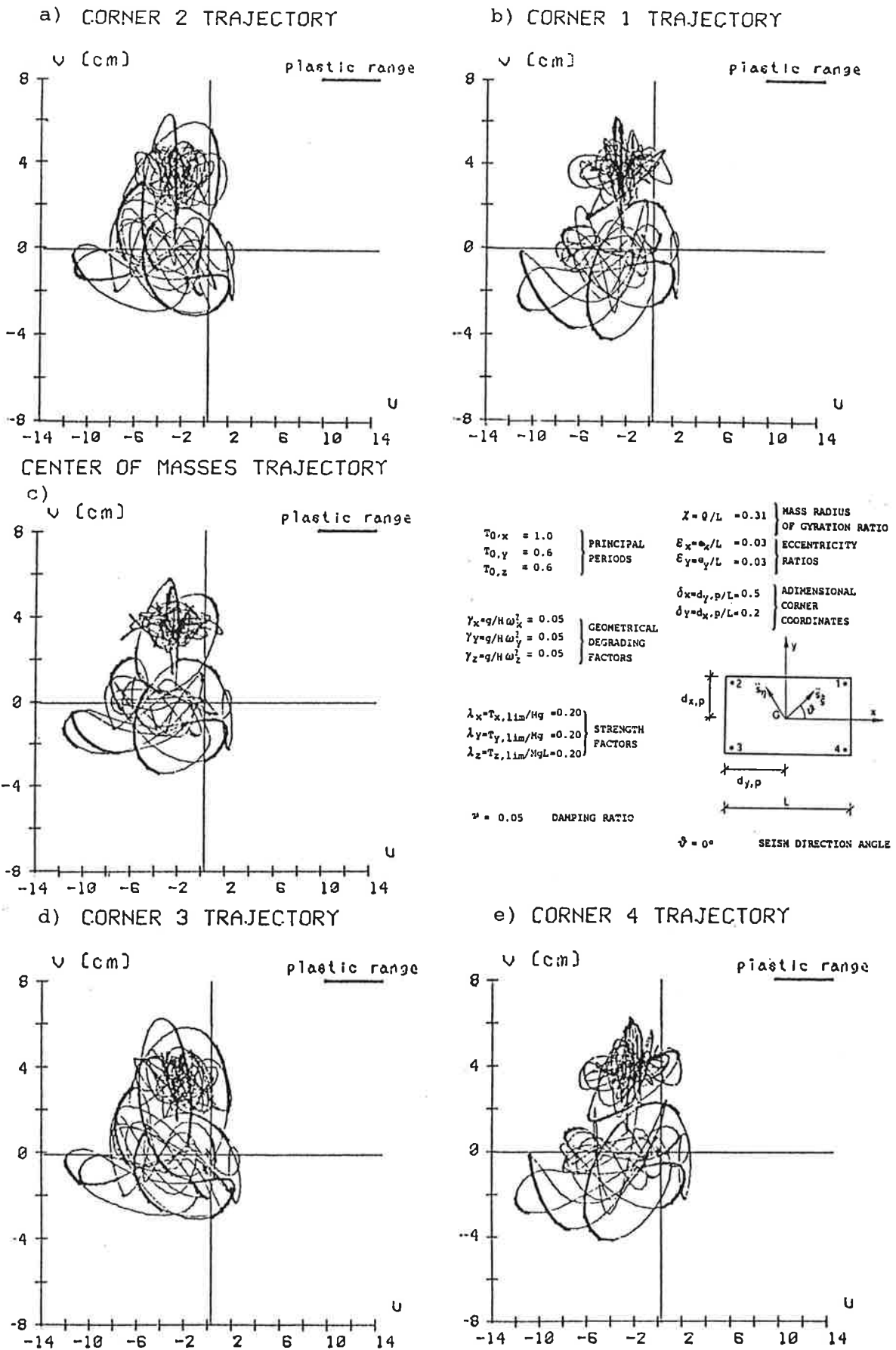


Fig. 8

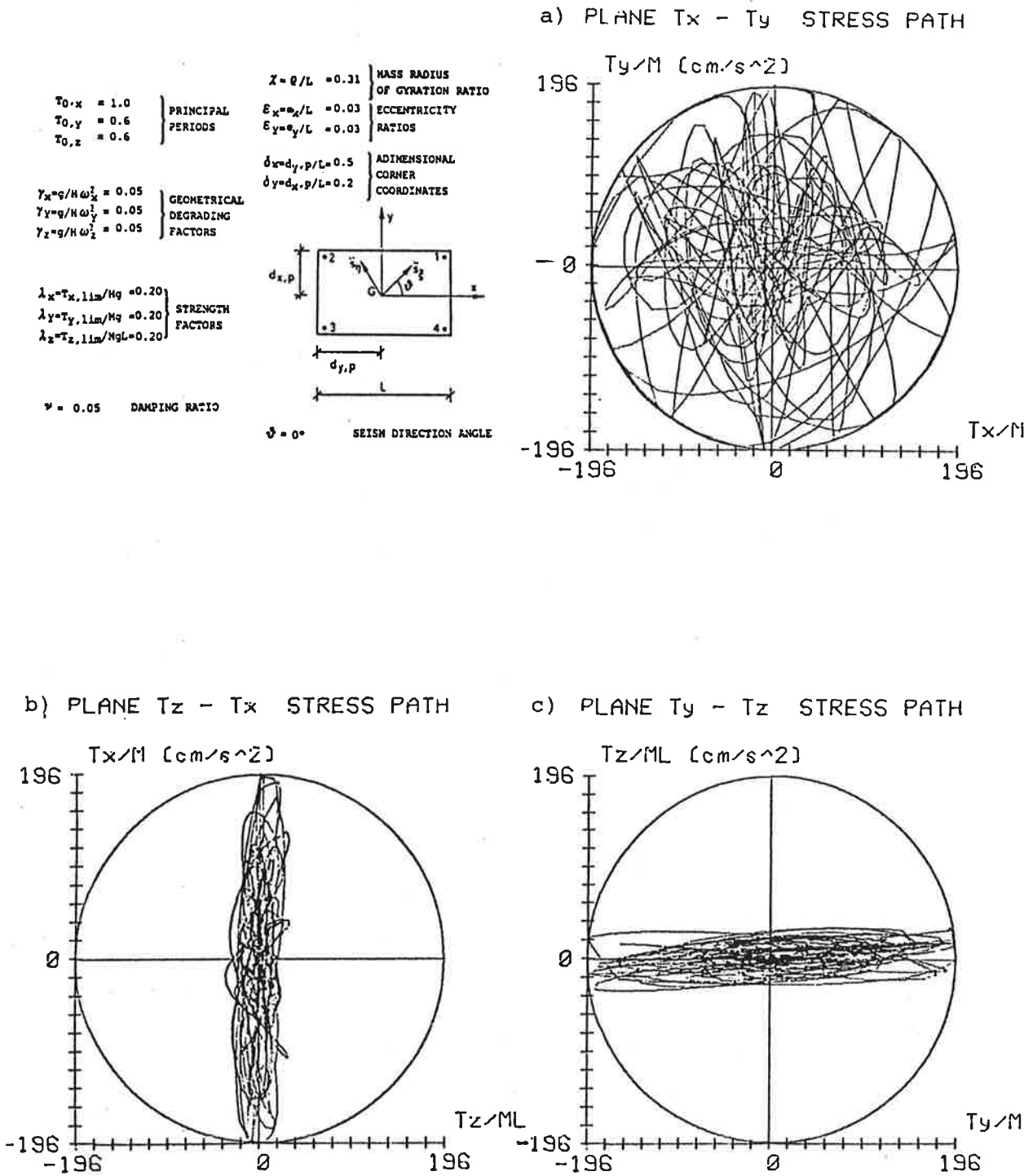


Fig. 9

PEAK DUCTILITY DEMAND OF CORNER COLUMNS

vs SEISM DIRECTION ANGLE

logarithmic polar coordinates

$$\begin{aligned} T_{0,x} &= 1.0 \\ T_{0,y} &= 0.6 \\ T_{0,z} &= 0.6 \end{aligned}$$

PRINCIPAL PERIODS

$$\begin{aligned} \chi = \theta/L &= 0.31 & \text{MASS RADIUS OF GYRATION RATIO} \\ \epsilon_x = e_x/L &= 0.03 & \text{ECCENTRICITY RATIOS} \\ \epsilon_y = e_y/L &= 0.03 & \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_x = g/H \omega_x^2 &= 0.05 \\ \gamma_y = g/H \omega_y^2 &= 0.05 \\ \gamma_z = g/H \omega_z^2 &= 0.05 \end{aligned}$$

GEOMETRICAL DEGRADING FACTORS

$$\begin{aligned} \delta_x = d_{y,p}/L &= 0.5 \\ \delta_y = d_{x,p}/L &= 0.2 \end{aligned}$$

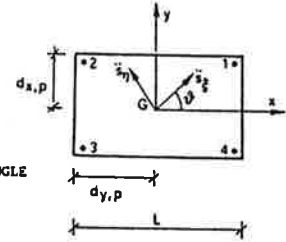
ADIMENSIONAL CORNER COORDINATES

$$\mu = 0.05$$

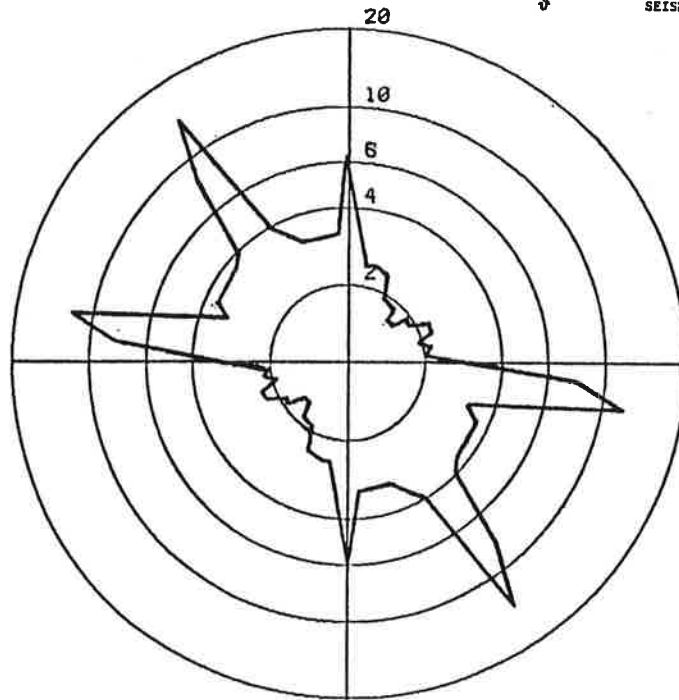
DAMPING RATIO

ϑ

SEISM DIRECTION ANGLE

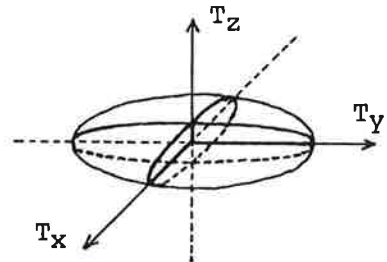


a)



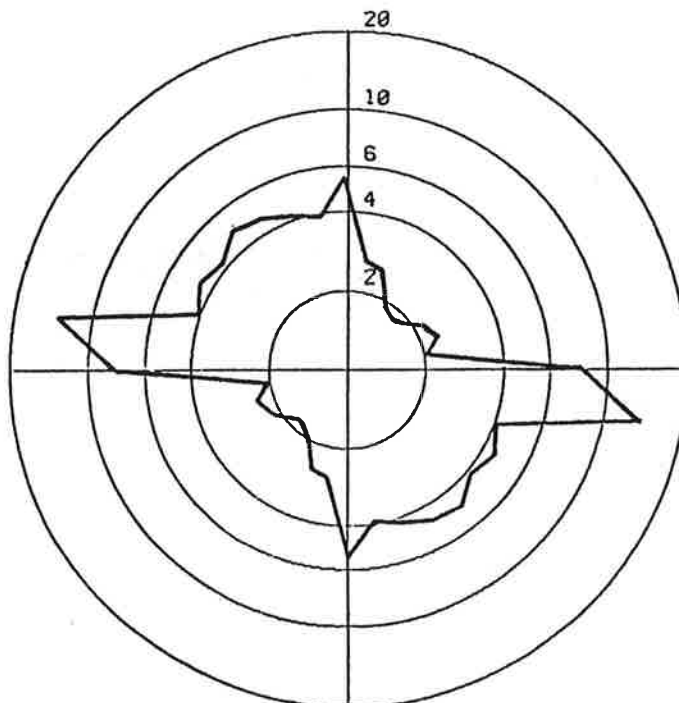
$$\begin{aligned} \lambda_x = T_{x,lim}/Mg &= 0.2 \\ \lambda_y = T_{y,lim}/Mg &= 0.2 \\ \lambda_z = T_{z,lim}/MgL &= 0.03 \end{aligned}$$

STRENGTH FACTORS



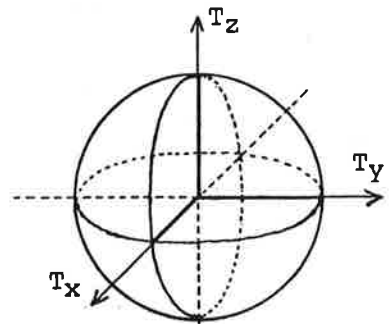
limit elastic domain

b)



$$\begin{aligned} \lambda_x = T_{x,lim}/Mg &= 0.2 \\ \lambda_y = T_{y,lim}/Mg &= 0.2 \\ \lambda_z = T_{z,lim}/MgL &= 0.2 \end{aligned}$$

STRENGTH FACTORS



limit elastic domain

Fig. 10

PEAK DUCTILITY DEMAND OF CORNER COLUMNS

vs SEISM DIRECTION ANGLE

logarithmic polar coordinates

$$\left. \begin{aligned} T_{0,x} &= 1.0 \\ T_{0,y} &= 0.6 \\ T_{0,z} &= 0.6 \end{aligned} \right\} \text{PRINCIPAL PERIODS}$$

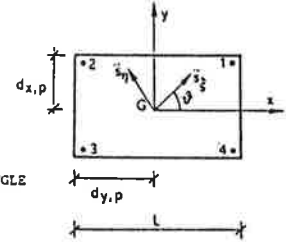
$$\left. \begin{aligned} \gamma_x = g/H \omega_x^1 &= 0.05 \\ \gamma_y = g/H \omega_y^1 &= 0.05 \\ \gamma_z = g/H \omega_z^1 &= 0.05 \end{aligned} \right\} \text{GEOMETRICAL DEGRADING FACTORS}$$

$$\nu = 0.05 \quad \text{DAMPING RATIO}$$

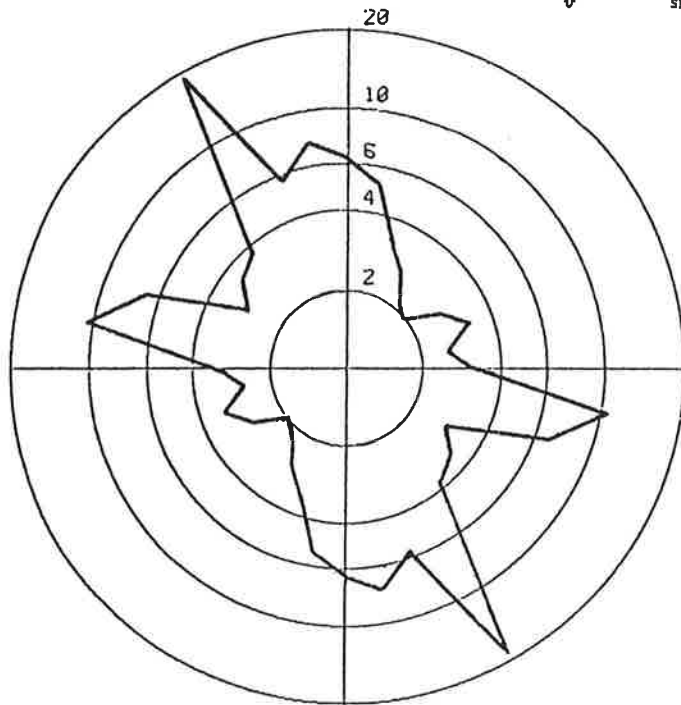
ϑ SEISM DIRECTION ANGLE

$$\left. \begin{aligned} I = Q/L &= 0.31 & \text{MASS RADIUS OF GYRATION RATIO} \\ \epsilon_x = e_x/L &= 0.03 & \text{ECCENTRICITY RATIOS} \\ \epsilon_y = e_y/L &= 0.03 & \end{aligned} \right\}$$

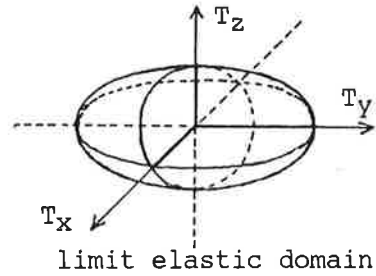
$$\left. \begin{aligned} \delta_x = d_{y,p}/L &= 0.5 \\ \delta_y = d_{x,p}/L &= 0.2 \end{aligned} \right\} \text{ADIMENSIONAL CORNER COORDINATES}$$



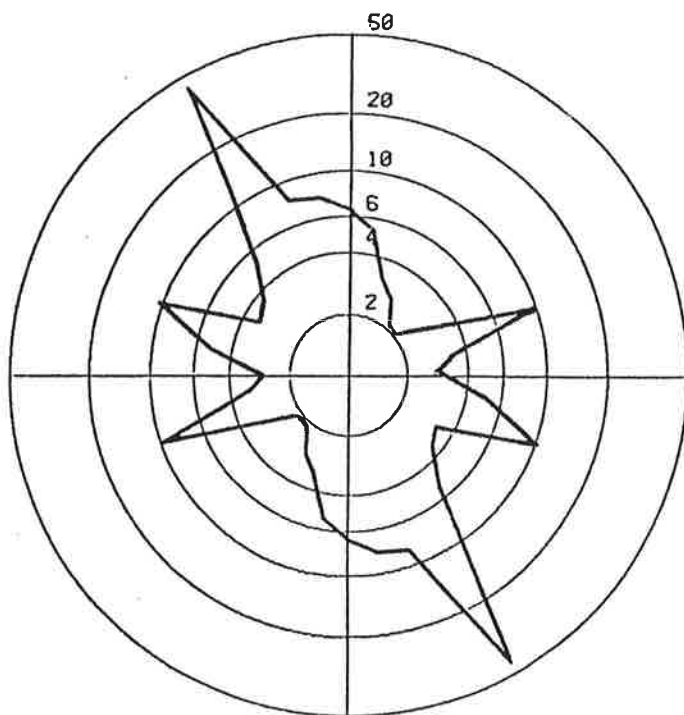
a)



$$\left. \begin{aligned} \lambda_x = T_x, \text{lim}/Mg &= 0.2 \\ \lambda_y = T_y, \text{lim}/Mg &= 0.2 \\ \lambda_z = T_z, \text{lim}/MgL &= 0.1 \end{aligned} \right\} \text{STRENGTH FACTORS}$$



b)



$$\left. \begin{aligned} \lambda_x = T_x, \text{lim}/Mg &= 0.2 \\ \lambda_y = T_y, \text{lim}/Mg &= 0.2 \\ \lambda_z = T_z, \text{lim}/MgL &= 0.2 \end{aligned} \right\} \text{STRENGTH FACTORS}$$

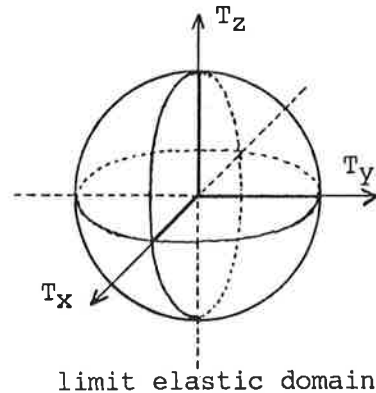


Fig. 11

INFLUENZA DELLA VELOCITA' DI DEFORMAZIONE SULLA DUTTILITA' DI
MEMBRATURE DI C. A. PRESSOINFLESSE - INDAGINE SPERIMENTALE (*)

ETTORE POZZO

Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni - Facoltà di Ingegneria
Università di Cagliari

SOMMARIO Sollecitando membrane in cemento armato pressoinflesse con carichi ciclici "rapidi", sono state evidenziate sensibili riduzioni di duttilità strutturale rispetto ai valori ottenuti alle usuali velocità di prova, tendenti comunque ad attenuarsi ai più elevati valori dello sforzo normale.

Se pur ancora limitati, i risultati ottenuti sono però già tali da avvertirci del pericolo che, impiegando in campo sismico dati ottenuti unicamente con prove "lente", si possa incorrere in valutazioni illusorie della duttilità delle strutture di cemento armato.

SUMMARY - By stressing reinforced concrete members under combined axial and bending actions with rapid loading cycles, sensible decreases in structural ductility with respect to those at usual test velocity ones are pointed out, with, however, a tendency to reduce at higher axial loads.

Although still scanty, the results obtained are such as to warn us of the hazard of employing only data from usual, low velocity tests in the seismic field, thus arriving at illusory evaluations of reinforced concrete structures ductility.

1) PREMESSE

L'importanza di una adeguata conoscenza del comportamento deformativo post-lineare, ed in particolare della duttilità strutturale, di membrane di cemento armato si è andata via via rivelando allo strutturista con sempre maggiore evidenza, specialmente nel campo sismico in cui la sicurezza a collasso può risultarne direttamente influenzata. Numerosi sono oramai gli studi teorici e sperimentali compiuti al riguardo (I-II-...V), ma la complessità del problema è ta

(*) Indagine compiuta presso il CESMACOS (Centro Studi sui Materiali e sulle Costruzioni) - Cagliari, diretto dall'Autore, con il parziale contributo di fondi 40 % M.P.I.

le che le conoscenze in proposito sono ancora ben lungi dal poter essere ritenute soddisfacenti.

In effetti, nel comportamento deformativo post-lineare la congenita dispersione di valori delle numerose grandezze interessate e le interazioni che si instaurano giocano a produrre un variegato spettro di situazioni che concorrono a causare una dispersione ancora maggiore sui risultati ed una cospicua indeterminatezza nell'approccio analitico. Alla ben nota variabilità nelle caratteristiche dei materiali costituenti si affianca infatti una ampia gamma di possibili stati tensionali che modificano fortemente il comportamento deformativo e la duttilità strutturale (ad esempio, la presenza di quote di sforzo normale).

Così, è spesso arduo giudicare se un certo comportamento osservato costituisce una oggettiva peculiarità, ovvero sia semplicemente una immagine legata alle contingenti modalità di prova od alle particolari caratteristiche dei materiali impiegati. Come può accadere che le conclusioni cui si perviene siano talvolta diverse semplicemente perchè nei computi sono state adottate differenti ipotesi di base ⁽¹⁾ od equazioni di stato diverse.

Abbiamo in effetti a che fare con un materiale, quale il calcestruzzo, che, oltre ad essere estremamente eterogeneo e con una resistenza che può situarsi in una gamma piuttosto ampia di valori, mostra una "risposta" sensibilmente influenzata da eventi presenti o passati (grado di confinamento, tipo di maturazione, storia degli sforzi subiti, ecc.), da cui la difficoltà di pervenire a modelli validi e di sufficiente generalità che traspare dal fatto che le formulazioni sono numerose, diversificate e non sempre in accordo con la realtà fisica (su cui ci siamo già intrattenuti (VI)). E del resto, anche per l'acciaio le curve utilizzate per il tratto incrudente sono diverse, più o meno semplificate, senza contare che le sue caratteristiche deformative nel campo post-lineare non sono costanti neppure nell'ambito di una medesima partita.

Nell'approccio analitico, oltre alla complessità nella determinazione dell'entità della curvatura nelle varie sezioni, va ricordata l'indeterminatezza legata alla introduzione di quegli elementi fittizi che sono le *cerniere plastiche* e l'imprecisione che si trascina l'ipotesi, adottata dall'analisi "classica", della conservazione delle sezioni piane sino a rottura (specie in prossimità del collasso in cui si manifestano grossi scorrimenti relativi fra acciaio e calcestruzzo (VII)).

Senza contare che l'analisi classica trascura diversi fenomeni, come l'apporto dato dalla resistenza a trazione del calcestruzzo, il tension-stiffening ed un certo aumento di resistenza dell'acciaio dovuto all'instaurarsi di stati pluriassiali di sforzo in corrispondenza delle fessure. E nel caso di carichi monotonicici, in nostre recenti indagini sperimentali (VIII) e teoriche di Altri (IX), si è visto come il tenerne conto, sia pure in parte, può migliorare la rispondenza con la realtà sperimentale, anche se per ora tal modo di procedere trova l'ostacolo di una incompleta conoscenza di taluni fenomeni e la mancanza del supporto di una adeguata casistica sperimentale.

⁽¹⁾ E', ad esempio, quanto talvolta accaduto nella valutazione dell'iperresistenza flessionale delle travi in cemento armato soggette a carichi monotonicici.

Ma a tutto ciò, ci preme osservare, va aggiunto qualcosa cui, a nostro giudizio, nel campo dinamico non sempre viene data l'importanza dovuta: intendiamo parlare della velocità di deformazione. Questa non è in genere esplicitata nelle diverse formulazioni proposte per il legame costitutivo del calcestruzzo, che si intendono valevoli entro una gamma di velocità piuttosto basse, del tipo realizzabile nelle usuali prove; se però sale a valori più elevati, la sua influenza diviene tutt'altro che trascurabile, come la sperimentazione sui materiali ha ampiamente documentato, dai lavori passati sino a quelli più recenti (X-XI). Sono invece ancora relativamente scarse ed a carattere episodico le informazioni relative a strutture saggiate a differenti velocità di carico.

A tal proposito vogliamo ricordare che noi di recente abbiamo mostrato, nel caso di carichi monotonicamente crescenti, come un aumento della velocità di deformazione possa produrre variazioni anche notevoli della duttilità strutturale ed evidenziato sensibili diminuzioni di valore passando dalle usuali velocità di prova ad altre assai più elevate (anche se ancora inferiori a quelle realizzabili in un sisma).

Quanto osservato dimostra l'importanza che in presenza di carichi *rapidi* venga chiarito meglio il ruolo che la velocità di deformazione può avere sul valore della duttilità strutturale; che, in altre parole, si giunga ad una sufficiente conoscenza di quello che è l'effettivo valore allorchè la velocità di deformazione si avvicina a quelle che un evento sismico può indurre. Interesse che si inquadra in una più vasta serie di indagini teoriche e sperimentali che da qualche tempo stiamo conducendo sul comportamento deformativo post-lineare di elementi di cemento armato, ed in particolare sulla duttilità strutturale, nelle quali viene presa in considerazione una gamma piuttosto vasta di situazioni.

2) OBIETTIVI ED IMPOSTAZIONE DELLA RICERCA

Gli scopi della presente ricerca scaturiscono immediati dalle premesse fatte. In particolare, uno dei nostri obiettivi è quello di determinare, per carichi ciclici, i diagrammi *frece-azioni flettenti* dell'intero arco post-lineare in presenza di elevate velocità di deformazione (sia pure, per ora, senza raggiungere quelle di tipo sismico) per chiarire il ruolo che la velocità può avere sul valore della duttilità strutturale. Più che l'esame dei singoli cicli, qui porremo l'attenzione sull'inviluppo dei vari cicli, limitandoci quindi all'aspetto globale dei fenomeni studiati.

Gli elementi di cemento armato impiegati, ad armatura simmetrica, sono gli stessi di tipo A -per ora ci limiteremo a questi- adottati nelle precedenti fasi della ricerca (Fig.1) e confezionati con gli stessi tipi di calcestruzzo. La quota di sforzo normale è definita dal parametro adimensionale

$$n = \frac{N}{b h f_{cd}}$$

dove N indica il carico assiale, bh l'area della sezione ed f_{cd} la resistenza del calcestruzzo a compressione.

Come legame costitutivo del calcestruzzo in compressione era stato adottato quello proposto da Kent-Park (XII) il cui diagramma appare nel quadrante su-

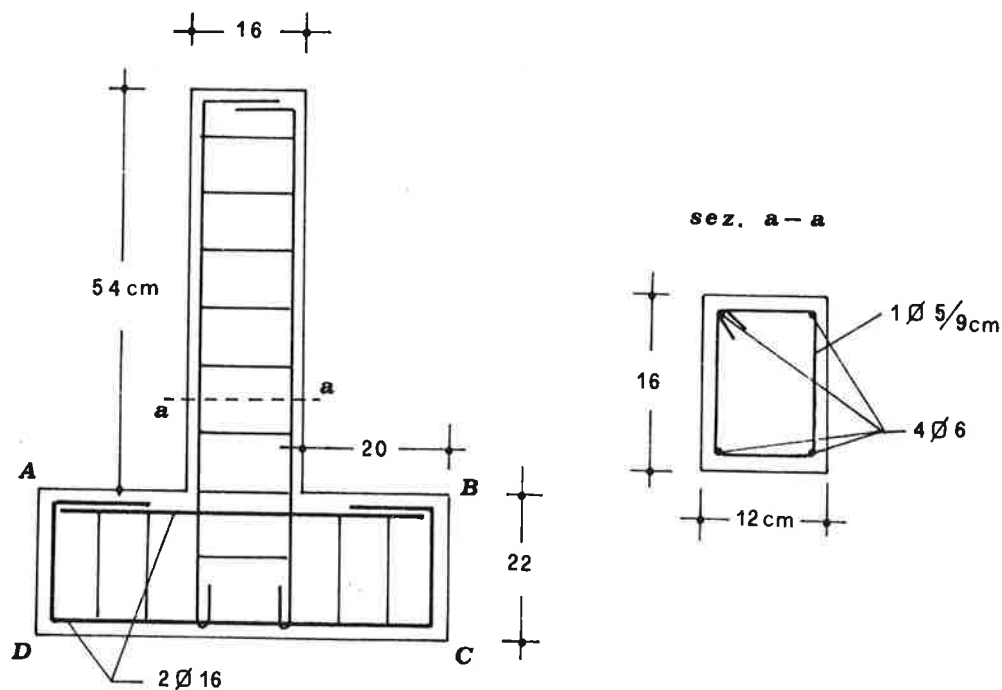


Fig. 1 - Sezioni ed armatura degli elementi di prova

periore di Fig.2; come noto, tiene conto anche del grado di confinamento ed è di impiego particolarmente semplice, anche se introduce talune ipotesi semplificative (come la linearizzazione del tratto discendente della curva e l'assunzione per ϵ_0 , deformazione allo sforzo massimo, di un valore costante, pari a 0.002) ⁽²⁾. Esso risulta:

$$\sigma = f_{cd} \left[2 \epsilon / \epsilon_0 - (\epsilon / \epsilon_0)^2 \right] \quad \text{per } \epsilon < \epsilon_0$$

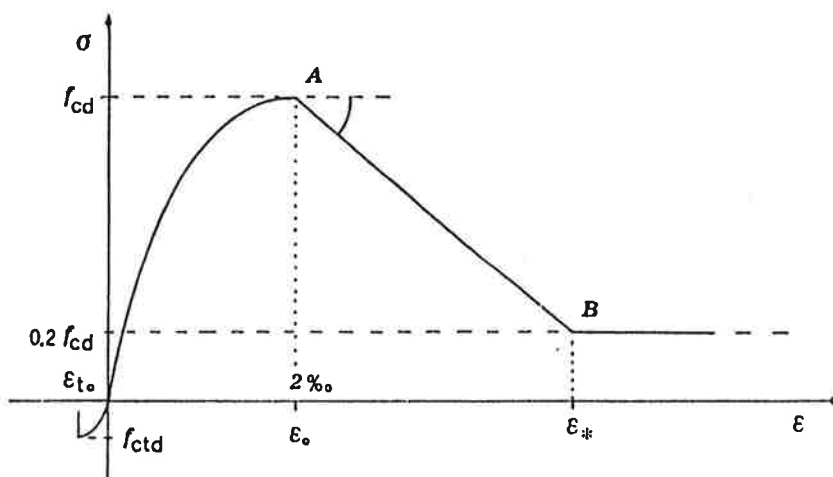


Fig.2 - Curva sforzi-deformazioni del calcestruzzo

⁽²⁾ Sulle quali abbiamo già avuto modo di soffermarci (VI).

$$\begin{aligned} \sigma &= f_{cd} [1 - Z(\epsilon - \epsilon_0)] && \text{per } \epsilon_0 < \epsilon < \epsilon_* \\ \sigma &= 0.2 f_{cd} && \text{per } \epsilon \geq \epsilon_* \end{aligned}$$

dove Z è funzione anche dell'efficienza del confinamento (III- VIII).

Per quanto concerne l'acciaio, era stato adottato il legame proposto da Burns-Siess (Fig.3) che , relativamente al tratto successivo allo sforzo di snervamento f_y (XIII) vale:

$$\epsilon = f_y \left[\frac{m(\epsilon - \epsilon_h) + 2}{60(\epsilon - \epsilon_h) + 2} + \frac{(\epsilon - \epsilon_h) \cdot (60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right]$$

dove

$$m = \frac{f_{sd} / f_y (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15 r^2}$$

essendo f_{sd} la resistenza ultima, r la differenza tra ϵ_{su} e ϵ_h , rispettivamente deformazione ultima e quella allo sforzo f_y ($\epsilon_h = 1.2 \epsilon_y$).

Impiegando i legami costitutivi visti, si erano così determinati i diagrammi "frecce-azioni flettenti", cui qui ci riferiremo, riportati in nostri precedenti lavori (VIII-XIV) ai quali rimandiamo per maggiori dettagli. Essi sono stati ottenuti nell'ambito dell'analisi "classica", ma si era anche operato introducendo la resistenza a trazione del calcestruzzo (Fig.2,quadrante inferiore),assunta:

$$f_{ctd} = 0.35 f_{cd}^{2/3}$$

con : $\epsilon_{to} = 2 f_{ctd} / E$,mettendo anche in conto, se pure con certa approssimazione, il tension-stiffening e l'incremento di resistenza nell'acciaio per l'instaurarsi di stati pluriassiali di sforzo in corrispondenza delle fessure; a fessurazione avvenuta venivano così considerati nuovi valori del diagramma σ/ϵ dell'acciaio , da noi determinati con particolari prove che vedremo.

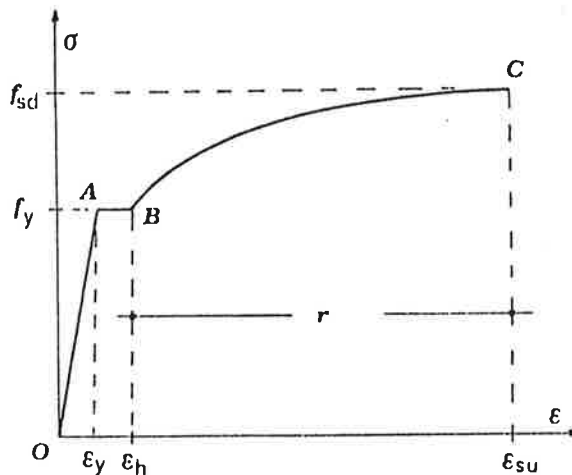


Fig.3 - Curva sforzi-deformazioni dell'acciaio

Sarà allora interessante raffrontare i risultati sperimentali ottenuti con cicli "rapidi" con quelli a basse velocità e porli poi in relazione con quelli teorici offerti dall'analisi "classica"; riporteremo comunque anche quelli relativi all'analisi classica da noi modificata come prima indicato ⁽³⁾.

Le prove prevedono carichi ciclici nei quali il primo ciclo si inverte come la freccia raggiunge il valore Δ che corrisponde allo snervamento teorico dell'acciaio. In ciascuno dei cicli successivi viene poi incrementata la freccia di 2Δ nel caso di $n = 0.05$, ovvero di Δ per $n = 0.2$; di $\Delta/2$ per $n = 0.3$; di $\Delta/4$ per $n = 0.4$ (in modo da non aversi un numero troppo diverso di cicli nelle varie prove); e questo, via via sino al collasso, convenzionalmente avvenuto allorché la reazione flessionale si è ridotta al 90 % del massimo raggiunto. In ciascun semiciclo il valore massimo prefissato della freccia viene raggiunto in 8÷12 secondi. Le prove vengono poi ripetute per valori diversi del carico assiale.

Lo schema dell'attrezzatura è in Fig.4, dove sono indicati il martinetto per il carico assiale e quelli per le forze flessionali. Si è reso necessario portare la distanza A-B ad un valore sufficientemente elevato e dotare il circuito idraulico di opportuno polmone allo scopo di non avere apprezzabili variazioni di carico assiale anche alle massime elongazioni, così come è stata posta una particolare cura nella realizzazione delle cerniere in A ed in B onde non introdurre indesiderati momenti anche alle maggiori frecce. In Fig. 5 abbiamo lo schema a blocchi dell'attrezzatura, dei sistemi di pilotaggio, di controllo e di registrazione.

5) RISULTATI

Le prove sono state condotte incrementando la freccia in modo pressochè costante nel tempo sino al valore prefissato del relativo semiciclo; dopo di che il carico tornava rapidamente a zero, per poi riprendere con inversione di segno. Si è agito in presenza dei seguenti valori di carico assiale: $n = 0.05$; 0.2 ; 0.3 e, in qualche caso, $n = 0.4$, mantenendo sempre eguale a 50 cm la luce L d'inflexione (Fig. 4).

Gli elementi di prova, indicati con A15, A30, A45 e gettati con lo stesso calcestruzzo impiegato nelle precedenti fasi della ricerca, si riferiscono a valori nominali di resistenza di 15, 30 e 45 N/mm²; l'acciaio era della stessa partita impiegata in precedenza. I valori medi delle resistenze (cilindriche) effettive sono indicati nel prospetto riportato: per il calcestruzzo risultano quasi

	calcestruzzo	acciaio		
	f_{cd}	f_y	f_{su}	ϵ_{su}
A15	16.7	440 (490)	690	0.20 (0.12)
A30	30.1	" (505)	"	" "
A45	43.8	" (520)	"	" "

⁽³⁾ Non verranno qui pertanto considerati quei modelli che considerano, per il tratto discendente della curva sforzi-deformazioni del calcestruzzo, dei moduli di "discesa" e dei moduli di "ricarico" (III).

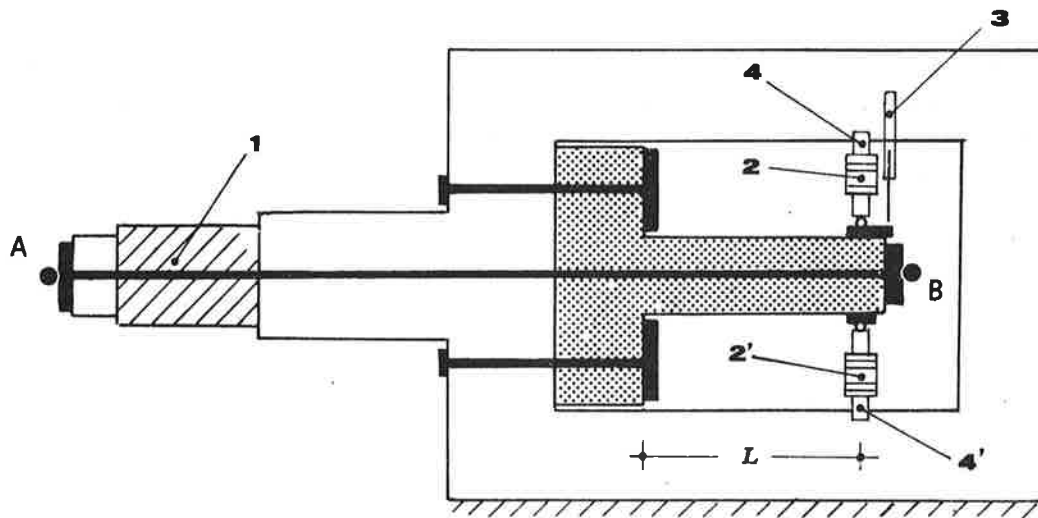


Fig. 4 - Schema dell'attrezzatura

- 1) Martinetto per carico assiale
- 2)-2') Martinetti per forza assiale
- 3) Trasduttore di spostamento (oltre ad altri meccanici, di controllo)
- 4)-4') Celle di carico

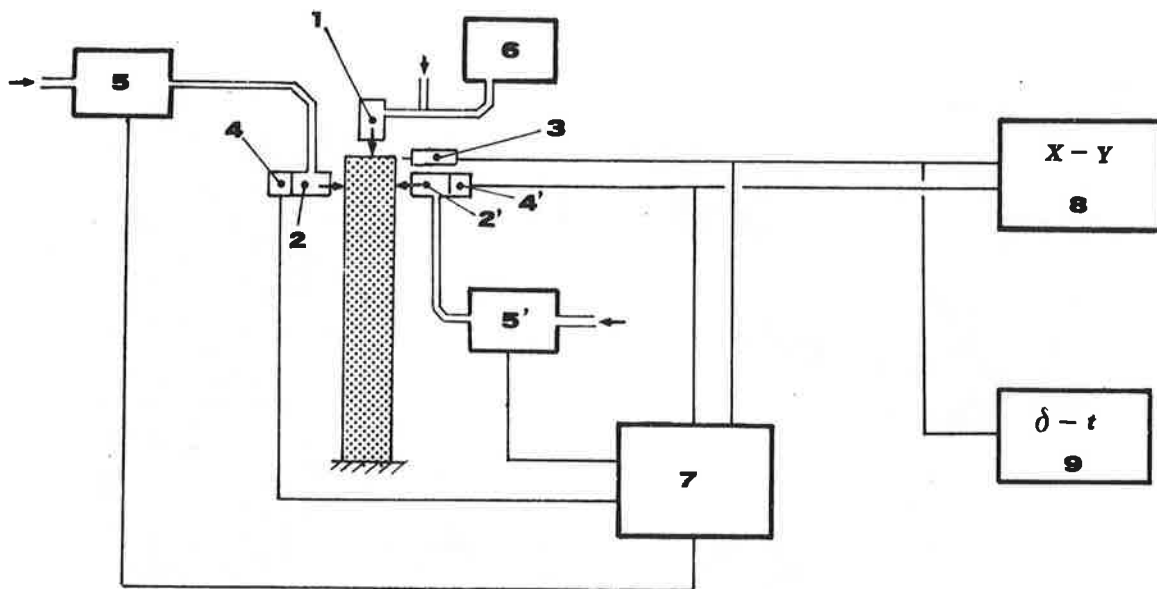


Fig.5 - Schema a Blocchi dell'attrezzatura

- 1) Martinetto per carico assiale
- 2)-2') Martinetti per forza flettente
- 3) Trasduttore di spostamento
- 4)-4') Celle di carico
- 5)-5') Trasduttori di pressione e comando mandata olio
- 6) Trasduttore di pressione
- 7) Centralina di pilotaggio e memorie
- 8) Registratore X-Y per diagrammi "frecce-azioni flettenti"
- 9) Registratore $\delta-t$ per diagrammi "frecce-tempo"

del tutto eguali a quelle ottenute in precedenza, per l'acciaio, sono ovviamente le stesse. I valori posti tra parentesi sono quelli medi (la cui dispersione era comunque notevole) ricavati in precedenti prove (VIII) su una barra del medesimo acciaio immersa in una guaina di calcestruzzo a sezione quadrata di 5 cm. di lato, della resistenza interessata; qui trascuriamo l'incremento di valore di f_{su} , invero assai limitato.

In Fig. 6 possiamo vedere la parte meccanica dell'attrezzatura di prova. In Fig. 7 abbiamo un diagramma ottenuto con carichi ciclici "rapidi" su un elemento tipo A30, in presenza di uno sforzo normale definito da $n = 0.2$.

Nelle Figg. 8, 9, 10 è invece tracciato l'involuppo dei semicicli "rapidi" rispettivamente per elementi tipo A15, A30, A45; in esse sono anche riportate le curve medie ottenute in precedenza con cicli a bassa velocità di prova (Un punto individua la freccia di snervamento, un cerchietto, quella di collasso).

La Fig. 11 mostra poi il raffronto tra i risultati sperimentali medi ottenuti su elementi A30 con cicli "rapidi", con cicli "lenti" e con carichi monotoni "lenti" (VIII-XIV). Sono anche riportati i valori teorici calcolati con l'analisi *classica* e con l'analisi da noi modificata (che, ricordiamo, introduce la resistenza a trazione del calcestruzzo, il tension-stiffening, ecc.): se non si perviene al collasso convenzionale prima che la deformazione nel calcestruzzo giunga a 0.010, la curva viene interrotta a tale valore (è il caso, ad esempio, di $n=0.05$).

Nel prospetto più avanti riportato sono indicati i valori sperimentali medi della duttilità strutturale D_u e D_r , rispettivamente per carichi ciclici "lenti" e "rapidi", ed i corrispondenti cali percentuali; vi figurano inoltre i

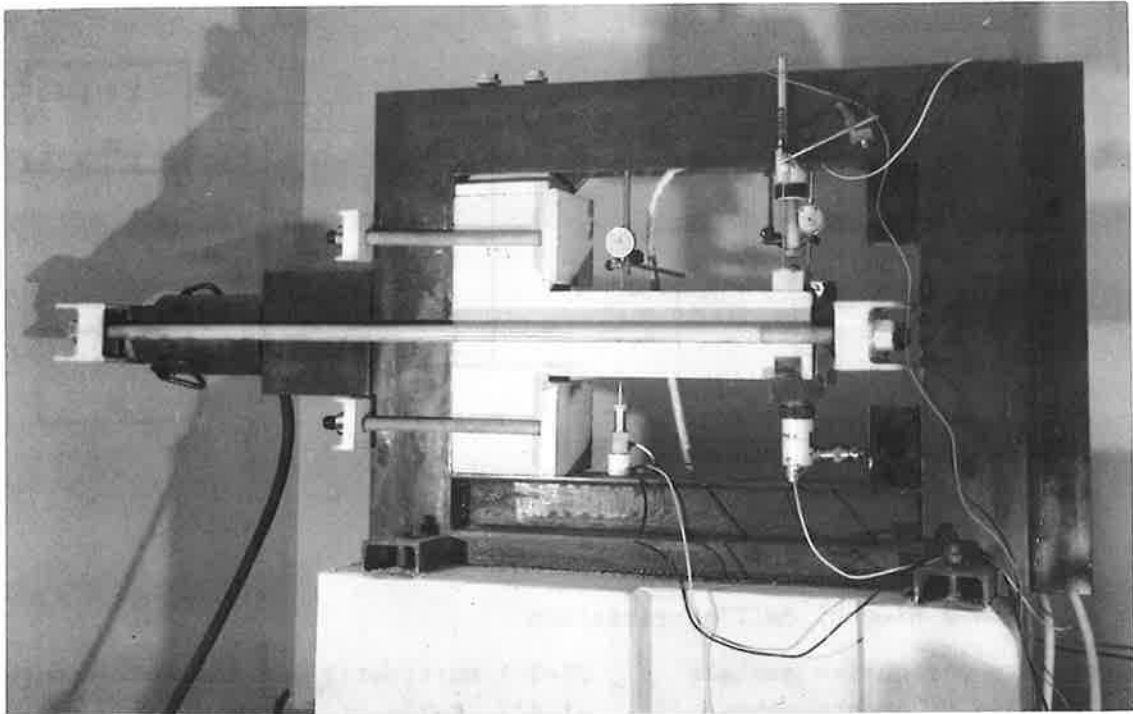


Fig. 6 - Parte meccanica dell'attrezzatura di prova

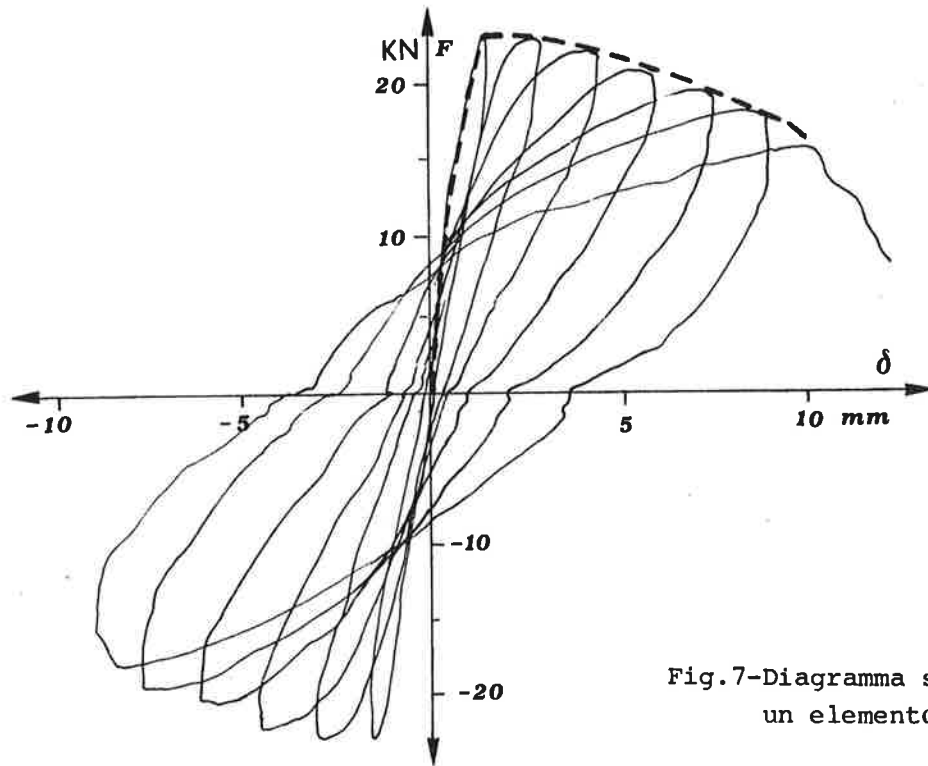
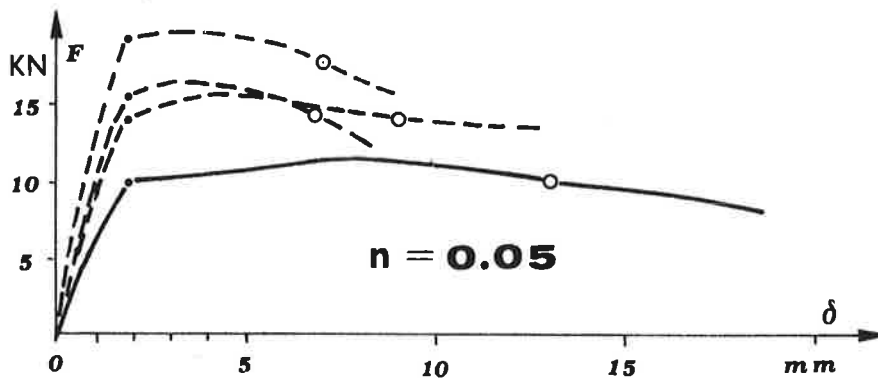
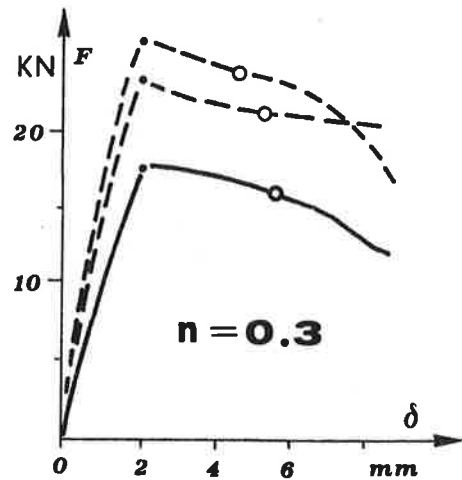
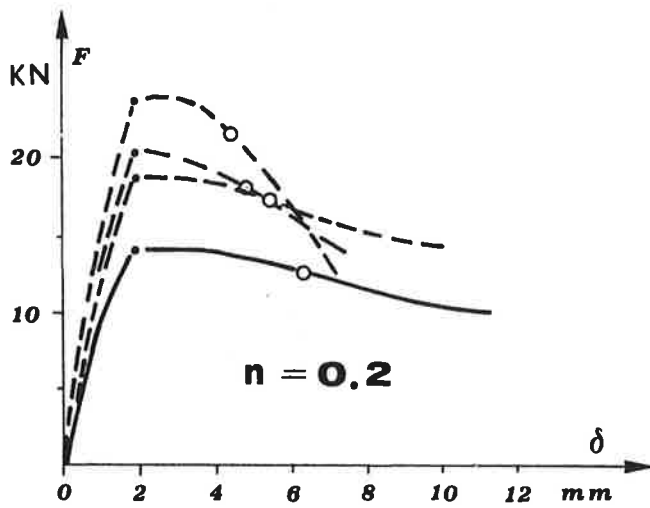


Fig.7-Diagramma sperim.ricavato su un elemento tipo A30, con $n=0.2$



--- cicli rapidi
— media cicli lenti

A15

Fig.8 - Involuppo dei semicicli sperimentali "rapidi" relativi ad elementi A15

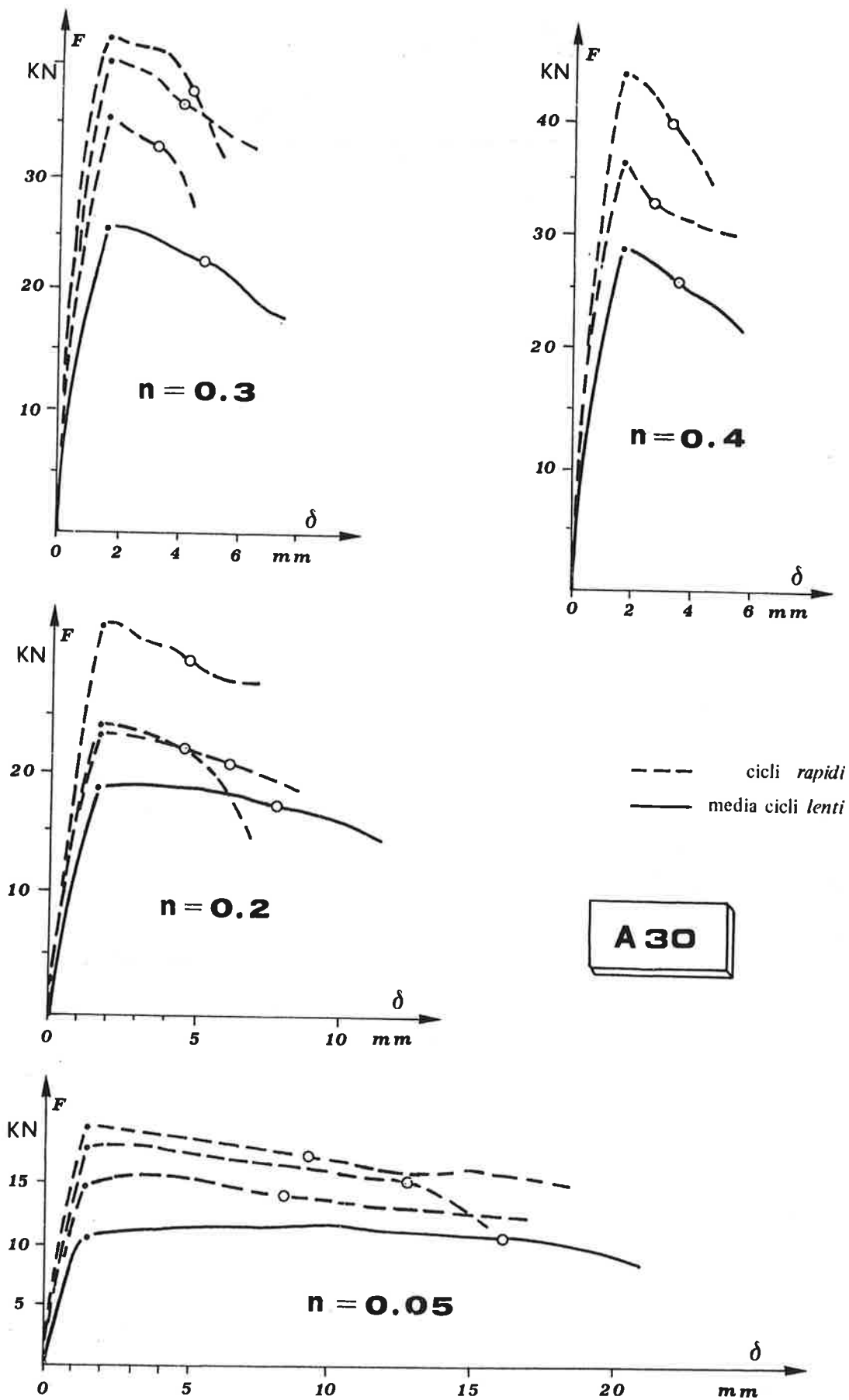


Fig.9 - Involuppo dei semicicli sperimentali "rapidi" relativi ad elementi A30

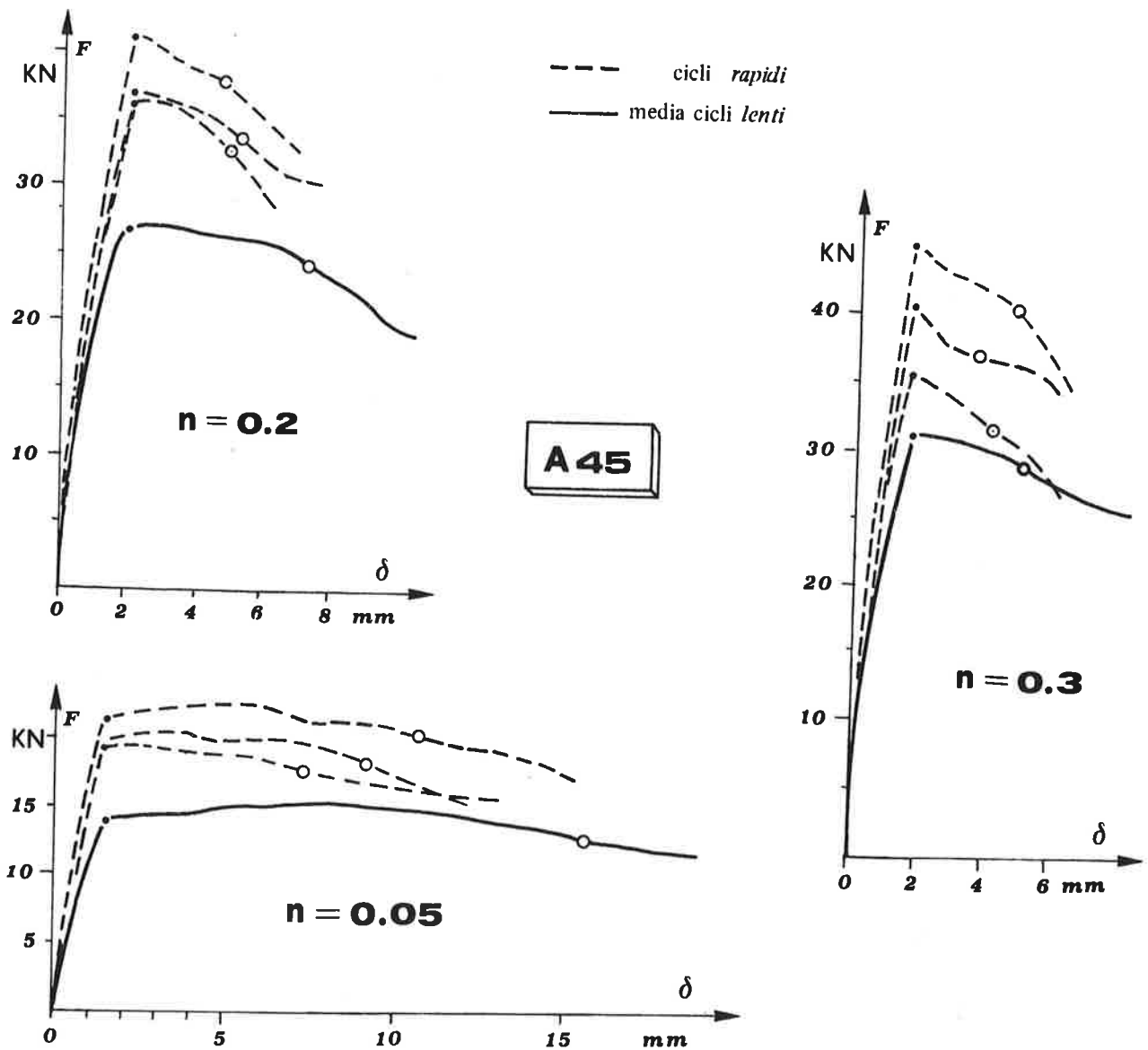


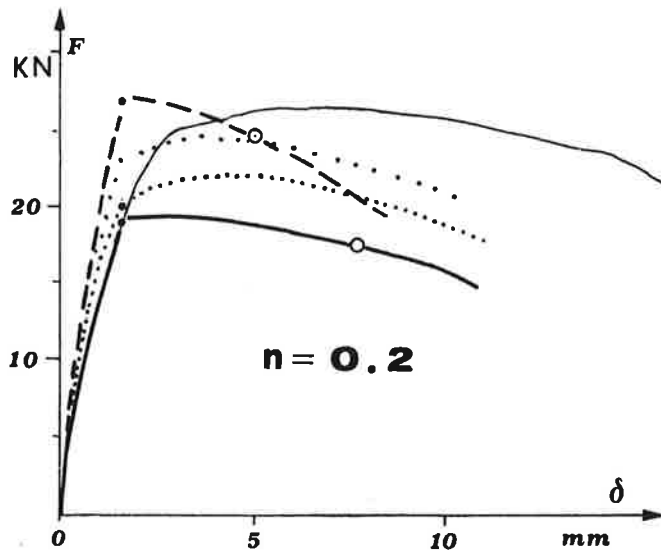
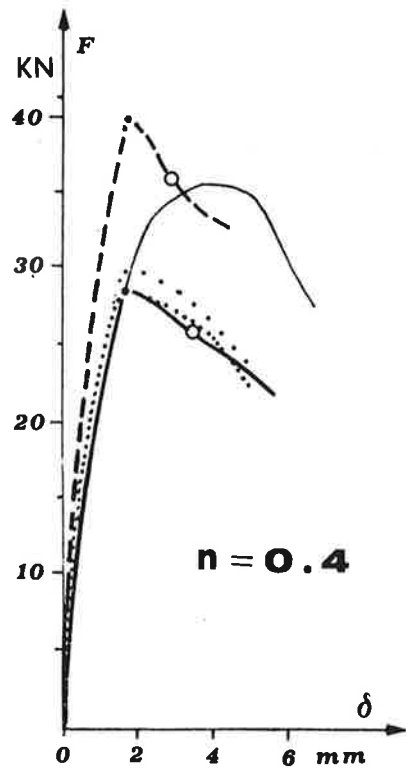
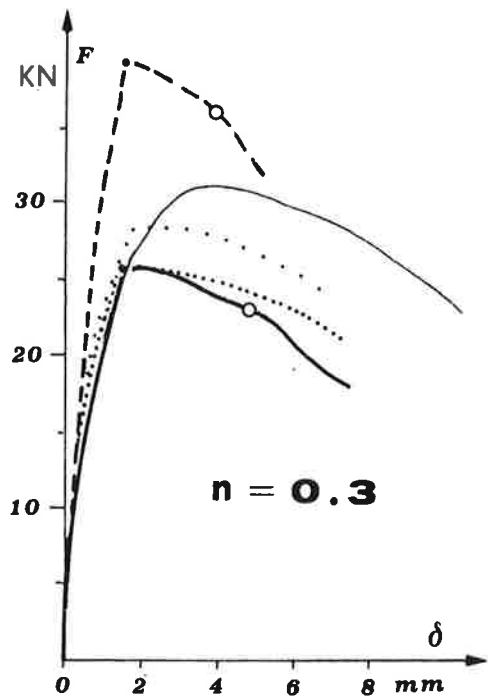
Fig.10- Inviluppo dei semicicli sperimentali "rapidi" relativi ad elementi A45

valori teorici D_t della duttilità calcolata con l'analisi classica e quelli D_{tm} con l'analisi modificata.

Anche se la dispersione dei dati è risultata notevole, la riduzione di duttilità strutturale, passando da carichi ciclici "lenti" a quelli "rapidi", sembra piuttosto evidente, se pur la tendenza ad attenuarsi per più elevati valori dello sforzo normale.

Dal prospetto si vede poi -come avemmo già modo di osservare (VIII)- che i valori di D_t e D_{tm} della duttilità non differiscono molto fra loro. Differenze marcate compaiono invece se prendiamo a considerare la resistenza alle azioni flettenti, come appare evidente ad esempio nei diagrammi di Fig.11 (3).

(3) In effetti, i risultati sperimentali da noi ottenuti si accordano meglio con quelli calcolati mediante l'analisi modificata nel caso di carichi monotonici, mentre in presenza di carichi ciclici "lenti" trovano maggiore accordo con quelli calcolati mediante l'analisi "classica" (XIV).



- speriment.- carichi ciclici *rapidi*
- speriment.- carichi ciclici *lenti*
- speriment.- carichi monot. *lenti*
- teorica - analisi *classica*
- · · · · teorica - analisi *class.modificata*

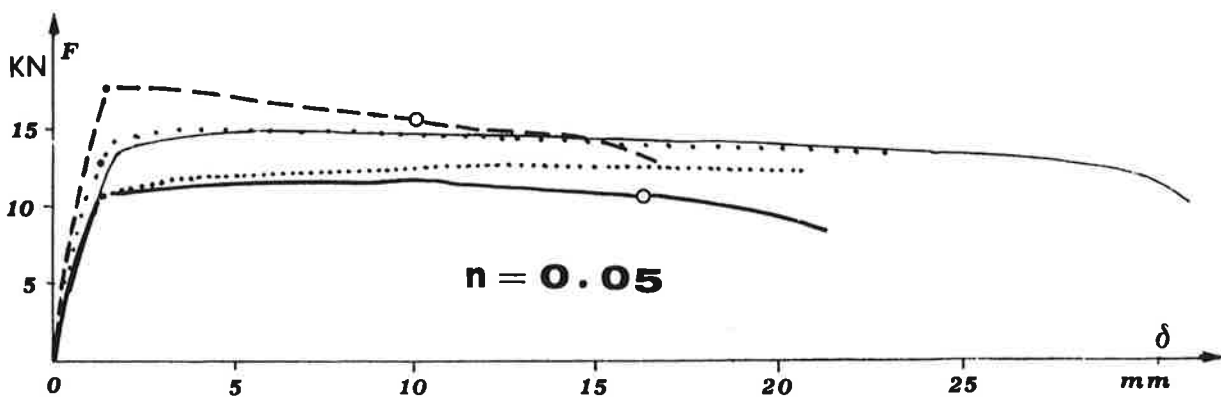


Fig. 11 - Raffronto fra i vari diagrammi sperimentali "medi" e quelli teorici

TIPO	n	D _t	D _{tm}	D _u (valori medi)	D _r (valori medi)	riduzione %
A30	0.05	17.8	17.1	11.3	7.0	38
	0.2	5.5	5.8	4.7	3.1	34
	0.3	3.9	3.6	3.1	2.5	19
	0.4	2.4	2.3	2.1	1.8	14

D_t : duttilità strutt. calcolata con l'analisi *classica*

D_u : duttilità strutt. sperimentale con cicli *lenti*

D_{tm}: duttilità strutt. calcolata con l'analisi *modificata*

D_r : duttilità strutt. sperimentale con cicli *rapidi*

6) CONCLUSIONI

Dopo aver sperimentato sul comportamento deformativo post-lineare di membrane in cemento armato pressoinflesse sollecitate ciclicamente alle usuali velocità di prova, si è qui voluto operare con elevati gradienti di sforzo nel tempo per chiarire l'influenza che la velocità della deformazione può avere sulla duttilità strutturale. Si sono così effettuati cicli di carico in 8+12 secondi, contro i due minuti circa delle prove *lente*, operando, in presenza di quote differenti di sforzo normale, sui medesimi elementi di prova, di varie classi di calcestruzzo, impiegati nelle precedenti fasi della ricerca.

Uno dei risultati che ci pare di maggiore interesse è l'aver evidenziato, a parte il forte calo di duttilità al crescere dello sforzo normale, sue sensibili riduzioni, anche di oltre il 35 %, rispetto ai valori ottenuti alle usuali velocità di prova (valori che, ricordiamo, erano risultati inferiori a quelli calcolati con l'analisi *classica*); riduzioni, che sembrano comunque attenuarsi, quale che sia la classe del calcestruzzo, per più elevati valori dello sforzo normale.

Questi primi risultati, tra l'altro affetti da grosse dispersioni, se ancora non pervengono ad una significativa quantizzazione del fenomeno, paiono però avvertirci del pericolo che impiegando in campo dinamico dati unicamente ottenuti con prove di tipo usuale si possa incorrere in valutazioni illusorie della duttilità delle strutture in cemento armato allorchè queste vengono sollecitate da carichi *rapidi*. E questo vale segnatamente per il campo sismico, se si tiene presente che le pur già sensibili variazioni di duttilità sono apparse a velocità di carico ancora ben inferiori a quelle raggiungibili in un evento sismico.

BIBLIOGRAFIA

- (I) COHN-GHOSH *The Flexural Ductility of Reinforced Concrete Sections*
Inter. Ass. for Bridge and Struct. Eng. 32-II, 1972
- (II) A. GIUFFRÈ *La duttilità strutturale* Ingegneria Sismica, Springer,
Vienna, 1976

- (III) CAPECCHI-CIAMPI-VESTRONI *Un modello per elementi di trave di c.a. soggetti a carichi ripetuti* Atti Ist. Scienza delle Costruzioni, Univ. L'Aquila, n.32, febr., 1980
- (IV) MANCINI-NAPOLI *Indagine sperimentale sul comportamento di nodi trave-pilastro in c.a. (integri e riparati) soggetti ad azioni cicliche* Atti Ist. Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, n.594, giugno, 1983
- (V) PARK-PRIESTLEY-GILL *Ductility of Square-Confined Concrete Columns* Jour. of the Struct. Div. ASCE, Vol.108, n.ST4, April, 1982
- (VI) E. POZZO-L. PANI *Duttilità di membrature di cemento armato pressoinflesse in relazione alla capacità deformativa ultima del calcestruzzo* L'INDUSTRIA ITALIANA DEL CEMENTO (in corso di stampa)
- (VII) BO-CAPURRO *Ductility of Reinforced Concrete Columns* Proc. Seminar on Constr. in Seismic Zones, Udine, 1978
- (VIII) E. POZZO *The Influence of Axial Load and Rate of Loading on Experimental Post-Elastic Behaviour and Ductility of Reinforced Concrete Members* RILEM, Paris (in corso di stampa)
- (IX) F. LEVI-P. DEBERNARDI *Interpretazione del fenomeno dell'iperresistenza nelle travi cementizie debolmente armate* Accademia delle Scienze di Torino - in corso di stampa
- (X) DILGER-KOCH-KOWALCZYK *Ductility of Plain and Confined Concrete Under Different Strain Rates* ACI Jour. Title 81-11, 1984
- (XI) AHMAD-SHAH *Behavior of Hoop Confined Concrete Under High Strain Rate* ACI Journal, Proc. V.82, n.5, Sept. , 1985
- (XII) KENT-PARK *Flexural Members with Confined Concrete* Journal of the Struct. Div. ASCE , Vol.97, ST7, July, 1971
- (XIII) BURNS-SIESS *Plastic Hinging in Reinforced Concrete* Journal of the Struct. Div. ASCE, Vol. 92 ST5, 1966
- (XIV) E. POZZO *Ductility of Reinforced Concrete Members Monotonically and Cyclically Stressed under Different Axial Loads* Univ. di Cagliari, CESMACOS, R.R. 7, 1986

IL RUOLO DELLE FIBRE D'ACCIAIO NELLA REALIZZAZIONE DEI NODI DI TELAI ANTISISMICI
IN CEMENTO ARMATO

E. F. Radogna *
A. L. Materazzi **
G. Valente ***

- * Professore ordinario di Tecnica delle Costruzioni. Facoltà di Ingegneria. Università di Roma "La Sapienza".
- ** Dott. Ing. III anno del Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Strutture.
- *** Professore associato di Tecnica delle Costruzioni. Facoltà di Ingegneria. Università dell'Aquila.

SOMMARIO

Le fibre di acciaio esercitano sul conglomerato compresso un'azione di confinamento analoga a quella delle staffe. Il loro impiego consente di ridurre la densità delle staffe, a parità di effetto di confinamento, favorendo la buona riuscita del getto.

Nel presente lavoro si analizza il comportamento di un nodo trave-pilastro sottoposto a carichi ciclici mediante un modello numerico, ottenendo risultati sostanzialmente in accordo con quelli sperimentali reperibili in bibliografia.

SUMMARY

Steel fibers, like stirrups, exert an action of confinement upon compressed concrete. The use of fibers allows to reduce the volumetric density of stirrups under the same condition of confinement, thus improving the quality of concrete casting.

In the present paper, the behaviour of a beam column joint under cyclic loads is analysed through a numerical model. The results obtained are substantially in agreement with experimental results from bibliography.

1. PREMESSE E SCOPI

Il conglomerato cementizio fibroso è definito (I) come un materiale composto costituito da una matrice di conglomerato cementizio e da una armatura fibrosa diffusa.

Le fibre possono essere realizzate con materiali diversi (acciaio, polipropilene, amianto, ecc.). Nel seguito si considererà il caso delle fibre d'acciaio.

Il conglomerato cementizio fibroso può essere utilizzato da solo oppure in collaborazione con le armature tradizionali da cemento armato (II), (III), (IV): su quest'ultima modalità di impiego si fissa l'attenzione nella presente nota, con specifico riguardo alla realizzazione dei nodi di telai in zona sismica (vedi fig. 1).

L'idea di utilizzare il favorevole comportamento del conglomerato cementizio fibroso per i nodi dei telai non è nuova. Henager (V) ha effettuato una ricerca sperimentale, confrontando il comportamento di un nodo trave-pilastro in c.a., fortemente staffato, con quello di un nodo realizzato con conglomerato cementizio fibroso e staffatura ridotta; Calcerano e Moschella (VI) hanno svolto esperienze analoghe; Via e Ciampoli (VII) hanno utilizzato conglomerato cementizio fibroso per la riparazione di un nodo trave-pilastro in c.a., preventivamente danneggiato.

Lo scopo della presente indagine è quello di analizzare il comportamento,

dal punto di vista della resistenza e della duttilità, di nodi trave-pilastro di conglomerato cementizio armato con fibre, barre longitudinali e staffe.

Lo studio è condotto allo scopo di saggiare la possibilità del pratico impiego delle fibre d'acciaio a parziale sostituzione delle staffe di confinamento. Nella presente nota vengono comunicati i primi risultati della sperimentazione numerica in corso.

2. CONFRONTO FRA IL RUOLO DELLE FIBRE DI ACCIAIO E QUELLO DELLE STAFFE AI FINI DEL CONFINAMENTO DEL CONGLOMERATO COMPRESSO

Il conglomerato cementizio sottoposto a compressione monoassiale presenta una tensione critica in corrispondenza della quale il volume del materiale compresso comincia ad aumentare. Ciò che aumenta è, in realtà, il volume apparente del provino microfessurato, mentre, al di sotto della pressione critica, avviene che la dilatazione trasversale per effetto Poisson non riesce a prevalere sulla contrazione assiale dovuta al carico di prova, cosicché il volume diminuisce.

Il fenomeno della dilatazione del provino fessurato continua nel comportamento successivo al valore di picco: è facilmente intuibile, ed è confermato dall'esperienza, che il comportamento a compressione di un materiale dilatante viene notevolmente migliorato da stati di compressione trasversale, che ostacolano l'apertura delle microfessure.

La pressione circonferenziale può essere di tipo attivo, quando è applicata con un fluido in pressione, oppure di tipo passivo, quando è eccitata dal contrasto di un elemento elastico che si oppone alla dilatazione: è il caso dei pilastri realizzati da un tubo d'acciaio riempito di calcestruzzo, ovvero dei pilastri di conglomerato a sezione circolare, avvolti da una staffatura ad elica.

Quando la sezione è quadrata o rettangolare e le staffe sono rettilinee, l'effetto del confinamento passivo è minore, soprattutto sull'incremento di resistenza, mentre resta ancora apprezzabile sull'incremento di duttilità.

Sorge spontanea l'idea che le fibre d'acciaio disperse nella matrice di conglomerato in 3D possano svolgere una azione di contrasto alla dilatazione per microfessurazione. Rispetto alle staffe periferiche, che esercitano una compressione sul materiale confinato, una prima differenza è che le fibre collegano le parti separate dalle microfessure, trasmettendo prevalentemente tensioni tangenziali.

Un'altra differenza fra le staffe e le fibre è che le staffe esplicano la loro azione solo sul conglomerato a loro interno, cosicché si ha la perdita del guscio esterno al nucleo confinato ai fini della capacità portante, mentre le fibre occupano tutto lo spazio disponibile della sezione.

Occorre inoltre ricordare che le staffe esplicano altre funzioni, riducendo la lunghezza libera d'inflessione delle barre longitudinali compresse e contribuendo a realizzare meccanismi resistenti a traliccio ai fini della trasmissione delle forze di taglio. Queste funzioni non possono essere sostituite dalle fibre.

Si deve a Shah e Rangan (VIII) un confronto molto istruttivo sulla efficacia cerchiante delle staffe e delle fibre, riassunto nei diagrammi di fig. 2, ricavati da (IX).

I risultati di questo studio vengono utilizzati nel seguito.

3. LA SIMULAZIONE DI UN NODO TRAVE-PILASTRO CON ELEMENTI DI LASTRA

E' stato simulato numericamente il comportamento di un nodo trave-pilastro perimetrale, con esplicito riferimento a quello utilizzato nelle prove sperimentali da Henager (V), per il quale è disponibile una dettagliata descrizione (vedi fig. 3). Il nodo appartiene alla categoria di quelli non interamente confinati, secondo la classificazione del punto III.1.4.1.4 delle Istruzioni del

G.N.D.T. (X).

Si è operato applicando la tecnica degli elementi finiti. A questo scopo è stata discretizzata la regione del nodo e di parte della trave e dei pilastri convergenti in esso.

Viene applicato un codice di calcolo non lineare di libreria (ADINA) al quale è stata aggiunta la possibilità di trattare il comportamento post-picco del conglomerato.

Per il conglomerato è stato previsto il legame costitutivo presentato in fig. 4. Come si può vedere la curva inviluppo è una funzione continua individuata dal valore della resistenza di picco, dal modulo elastico nell'origine e dalla resistenza in corrispondenza della deformazione unitaria ultima.

La legge di scarico e ricarico prevede percorsi lineari con pendenza pari alla tangente nell'origine.

Per il conglomerato rinforzato con fibre il contributo delle fibre nella matrice di conglomerato viene considerato seguendo la rappresentazione di Shah e Rangan (VIII), modificando il legame costitutivo del conglomerato, conservando la resistenza di picco e prolungando il ramo cadente.

Si può notare analogia con il caso del conglomerato cerchiato da staffe, secondo la formulazione di Kent e Park (XI).

In entrambi i casi viene tenuto conto della resistenza a trazione del conglomerato.

Per quanto riguarda l'acciaio si utilizza un modello elasto-plastico incrudente con leggi di scarico e ricarico costituite da segmenti paralleli aventi pendenza pari al modulo elastico (vedi fig.5).

4. PROGRAMMA DELLE INDAGINI NUMERICHE CON IL MODELLO AD ELEMENTI FINITI

In fig. 6 è visibile la discretizzazione adottata.

Il calcolo è stato ripetuto due volte, seguendo la sperimentazione di Henager, nel caso di nodo tradizionale fortemente staffato e nel caso di nodo realizzato con conglomerato fibroso e staffe.

Il modello è stato utilizzato, in via preliminare, per individuare la curvatura corrispondente allo snervamento delle armature tese nella trave. Tale valore è risultato di 1.065×10^{-5} rad/mm.

E' stata assegnata la storia dei carichi del programma sperimentale. Ogni ciclo di carico è stato suddiviso in 128 passi di calcolo.

5. RISULTATI ED OSSERVAZIONI PRELIMINARI SULLA SPERIMENTAZIONE NUMERICA CON GLI ELEMENTI FINITI

In fig. 7 è rappresentato il diagramma momento-curvatura per la trave realizzata in conglomerato normale, nel caso della prova sperimentale ed in quello della simulazione numerica. I risultati si riferiscono al primo ciclo di carico.

Nel primo mezzo ciclo il valore del momento flettente determinato numericamente risulta superiore del 28% rispetto a quello misurato da Henager. Nella seconda metà del ciclo, invece, il valore del momento è inferiore del 18%.

Inoltre l'area della superficie racchiusa dal diagramma momento-curvatura, grandezza correlata alla energia dissipata durante il ciclo, è più elevata nel modello fisico.

I risultati relativi alla struttura realizzata in conglomerato fibroso risultano assai simili, per quanto riguarda il comportamento della trave, rispetto a quelli del nodo di conglomerato normale.

Per quanto riguarda le prestazioni del nodo vero e proprio, il modello numerico non ha evidenziato sostanziali differenze nel comportamento dei due nodi realizzati l'uno con fibre e staffe e l'altro solo con staffe molto fitte.

In entrambi i casi è stata riscontrata una fessurazione diagonale diffusa (vedi fig. 8), ma assenza di rottura globale.

Alla fine del primo ciclo si è constatato che gli acciai superiore ed inferiore della trave sono giunti allo snervamento, conferendo un comportamento duttile alla sezione riflessa, senza che fosse raggiunto il ramo cadente del calcestruzzo compresso. Questo comportamento si è ripetuto nel secondo ciclo, sia per il conglomerato senza fibre, che per quello con fibre.

Poichè, ai fini della presente ricerca, il ruolo delle fibre è legato essenzialmente al miglioramento del ramo cadente del conglomerato compresso, la mancata attivazione del ramo cadente significa che le fibre non vengono chiamate a collaborare.

Per questa ragione si è ritenuto opportuno approfondire questo aspetto del problema sviluppando una sperimentazione numerica integrativa, avente carattere di indagine parametrica, di cui si riferisce nei paragrafi successivi.

6. INDAGINE PARAMETRICA INTEGRATIVA SULLA UTILIZZAZIONE DEL RAMO CADENTE DEL CONGLOMERATO COMPRESSO

In questa parte della indagine si è operato a livello di sezione. Questa viene schematizzata mediante l'accoppiamento di due soli materiali omogenei, l'acciaio delle armature ed il conglomerato. Viene supposta la perfetta congruenza degli spostamenti alle interfacce fra i due materiali e la conservazione delle sezioni piane. Inoltre non viene posta alcuna limitazione alla entità delle deformazioni unitarie.

Per quanto riguarda il legame costitutivo del conglomerato è stata utilizzata la curva inviluppo proposta da Kent e Park (XI). Viene considerata nulla la resistenza a trazione del conglomerato.

Per quanto riguarda le modalità di scarico e ricarico nel caso di sollecitazioni cicliche, si è applicato il modello proposto da Thompson e Park (XII), che è in grado di tener conto della degradazione del modulo elastico al crescere della deformazione unitaria accumulata.

Per l'acciaio in barre è stato utilizzato il modello di comportamento proposto da Menegotto e Pinto (XIII), (XIV).

Il procedimento di calcolo opera in modo incrementale, applicando alla sezione una storia di curvature prefissata.

7. PROGRAMMA DELL'ANALISI PARAMETRICA CON IL MODELLO DELLA SEZIONE

Con riferimento alla trave considerata nel modello agli elementi finiti, è stata sottoposta ad indagine l'influenza dei seguenti parametri:

- f_{c2} (valore della resistenza al termine del ramo cadente)
20%, 40%, 60%, 80% della resistenza massima
- ϵ_2 (valore della deformazione unitaria al termine del ramo cadente)
 3.5×10^{-3} , 6×10^{-3} , 10×10^{-3}
- N (valore del carico assiale)
0%, 10%, 20%, 40% di $N_{ult} = bhf_c$

Per la resistenza del conglomerato e dell'acciaio sono stati assunti i valori:

$$f_c = 29.75 \text{ MPa (vedi XV)}$$

$$\sigma_{sn} = 420. \text{ MPa (vedi XV)}$$

Per quanto riguarda i carichi applicati, sono stati considerati dei carichi variabili con legge sinusoidale, di ampiezza costante, per due cicli, con riferimento a quanto fatto nell'analisi agli elementi finiti.

Per la curvatura massima sono stati analizzati due casi:

$$\chi_1 = 2.0 \times 10^{-5} \text{ rad/mm e } \chi_2 = 5.0 \times 10^{-5} \text{ rad/mm}$$

In totale sono quindi stati sottoposti ad indagine:

$$4 \times 3 \times 5 \times 2 = 120 \text{ casi}$$

I valori delle curvature impresse sono stati prescelti in base ai risultati di un'indagine preliminare, che ha determinato il valore di curvatura corrispondente allo snervamento delle armature tese nella sezione in esame semplicemente inflessa.

Poiché tale valore è di 1.15×10^{-5} rad/mm, i valori di curvatura χ_1 e χ_2 corrispondono a valori del rapporto di duttilità di 1.74 e 4.35.

8. RISULTATI DELL'ANALISI PARAMETRICA

Per quanto riguarda i risultati relativi al valore di curvatura massima di 2.0×10^{-5} rad/mm, si è visto come il valore massimo del momento flettente risulti insensibile ai parametri finché il valore del carico assiale non supera il 20% di N_{ult} . Questo è evidentemente dovuto alla circostanza che il conglomerato compresso non arriva mai a valori di accorciamento superiori a $2. \times 10^{-3}$ e quindi non riesce ad impegnare il ramo cadente.

Quando il carico assiale sale a 644 KN (40% di N_{ult}), i risultati sono influenzati dalla forma del ramo cadente. L'influenza è più sensibile nei casi in cui la ϵ_2 , che individua il termine del ramo cadente e l'inizio del tratto orizzontale del diagramma $\sigma-\epsilon$, è più bassa. Ciò avviene perché la ϵ massima del conglomerato, pur avendo superato il valore di $2. \times 10^{-3}$, si mantiene su valori modesti.

Quando il carico assiale arriva a 966 KN (60% di N_{ult}), le proprietà del ramo cadente del conglomerato risultano essenziali per consentire alla sezione di superare senza rompersi la storia di curvature impresse assegnata.

Nel caso in cui la curvatura massima è $5. \times 10^{-5}$ rad/mm, il valore massimo del momento è sempre influenzato dalla forma del ramo cadente.

Quando è presente il carico assiale, una forma favorevole del ramo cadente è in grado di far superare alla sezione la storia prefissata di curvature anche per $N = 40\%$ di N_{ult} (644 KN). Invece, nel caso in cui la N sia pari al 60% di N_{ult} (966 KN), la forma del ramo cadente non è sufficiente ad ovviare alla fragilità indotta dall'elevato valore del carico assiale.

9. COMMENTI ALLE INDAGINI NUMERICHE SVOLTE

Dalle indagine svolte è emerso che per utilizzare le favorevoli proprietà offerte dal ramo cadente del conglomerato occorre realizzare delle sezioni in grado di produrre delle ϵ di compressione nel conglomerato superiori a $2. \times 10^{-3}$.

Questa circostanza in realtà si può verificare di rado nelle travi inflesse che non siano esplicitamente concepite a questo scopo.

Ciò richiede una attenta valutazione delle percentuali meccaniche delle armature tese e compresse, e del loro rapporto.

Per quanto riguarda i pilastri, la presenza dello sforzo normale consente di produrre delle ϵ elevate nel conglomerato per qualsiasi configurazione delle armature. In particolare queste condizioni sono più facilmente raggiunte dai pi-

lastrici fragili, caratterizzati da un rapporto N/N_{ult} elevato.

Risultano così confermati i risultati ottenuti dalla analisi ad elementi finiti, nel caso particolare considerato nella prova numerica.

10. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Sulla base dei risultati esposti appare possibile formulare le seguenti considerazioni:

- l'accoppiamento fibre - staffe appare razionale perchè, tenuto conto della sostanziale equivalenza del loro comportamento ai fini del confinamento del conglomerato, appare possibile ridurre la percentuale volumetrica delle staffe, lasciando a queste ultime, in ogni caso, il compito di resistere alle forze di taglio e di ridurre la lunghezza libera d'inflessione delle barre longitudinali compresse;
- nelle travi il ruolo delle fibre in zona compressa appare poco rilevante, mentre risulta essenziale quello delle staffe, specialmente nelle zone destinate alla formazione di cerniere plastiche;
- nei pilastri, a causa della fragilità indotta dalla forza normale, il beneficio del confinamento è importante e quindi le fibre possono esplicare un'azione favorevole cooperando con le staffe sostituendole parzialmente.

BIBLIOGRAFIA

- I) A.I.C.A.P., Commissione Calcestruzzi Speciali: "Raccomandazioni tecniche per l'impiego del conglomerato cementizio fibroso", 1982.
- II) GOFFI, L.: "In zona sismica occorre impiegare un calcestruzzo speciale?", L'Industria italiana del cemento, N.ro 10, ott. 1981.
- III) REINHARDT, H.W.: "Fracture mechanics of an elastic softening material like concrete", Heron, Vol. 29, N.ro 2, 1984.
- IV) DI TOMMASO, A.: "Le fibre di acciaio nei conglomerati cementizi", Acciaio, febr. 1986, pp.85-89.
- V) HENAGER, C.H.: "Steel fibrous, ductile concrete joint for seismic-resistant structures", ACI, SP53-14, 1977, pp.371-386.
- VI) CALCERANO, G.; MOSCHELLA, A.: "Comparison between the behaviour of column-beam external joints in both fibre bar reinforced concrete and bar reinforced concrete", Proc. of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, sept. 8-13, 1980, Istanbul, Turkey.
- VII) VIA, G.; CIAMPOLI, M.: "Riparazione e rinforzo di strutture in c.a. danneggiate dal sisma", Atti del 2° Convegno Nazionale "L'Ingegneria sismica in Italia", Rapallo, 6-9 giugno 1984, pp.5.47-5.55 .
- VIII) SHAH, S.P.; RANGAN, B.V.: "Fiber reinforced concrete properties", ACI Journal, febr., 1971.
- IX) SHAH, S.P.; RANGAN, B.V.: "Effects of reinforcements on ductility of concrete", ASCE Journal of Structural Division, Vol. 96, No. ST6, June, 1970.
- X) C.N.R., Commissione del Gruppo Nazionale per la difesa dai terremoti (G.N.D.T.): "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche", inserto redazionale allegato ad Ingegneria Sismica, anno II, N.ro 1/1985.
- XI) KENT, D.C.; PARK, R.: "Flexural members with confined concrete", ASCE,

Journal of Structural Division, Vol. 97, No. ST7, July, 1971.

- XII) THOMPSON, K.J.; PARK, R.: "Moment-curvature behaviour of cyclically loaded structural concrete members", Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, June, 1980, pp. 317-341.
- XIII) MENEGOTTO, M; PINTO, P.E.: "Method of analysis for cyclically loaded R.C. frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending", Symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads, IABSE Reports vol. 13, Lisbon, 1973.
- XIV) MENEGOTTO, M.; PINTO, P.E.: "Strength of reinforced or prestressed concrete slender columns under biaxial loads", Symposium on design and safety of R.C. Compression members, IABSE Reports vol. 16, Quebec, 1974.
- XV) CEB - Bullettin d'Information No. 161: "Response of R.C. critical regions under large amplitude reversed actions", Aug., 1983.

- Ricerca svolta col parziale contributo del Ministero della Pubblica Istruzione, fondo 60%.

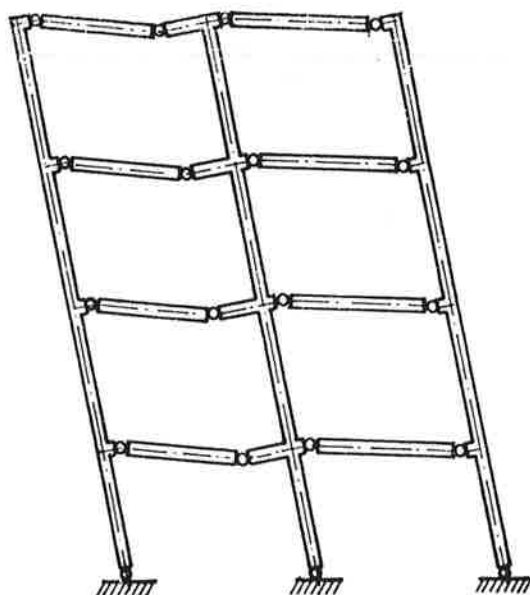


Fig. 1 - Meccanismo di collasso di tipo globale: travi deboli - pilastri forti.

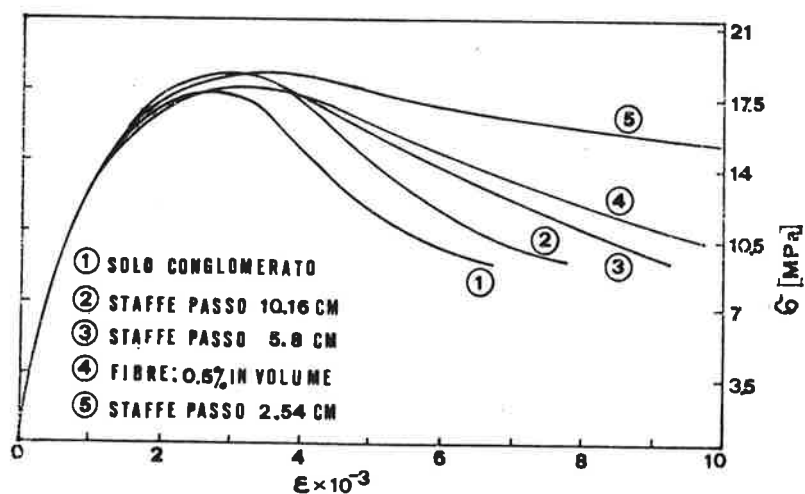


Fig. 2 - Prova di carico monoassiale: diagrammi σ - ϵ del calcestruzzo armato con staffe o con fibre, secondo Shah e Rangan (VIII e IX).

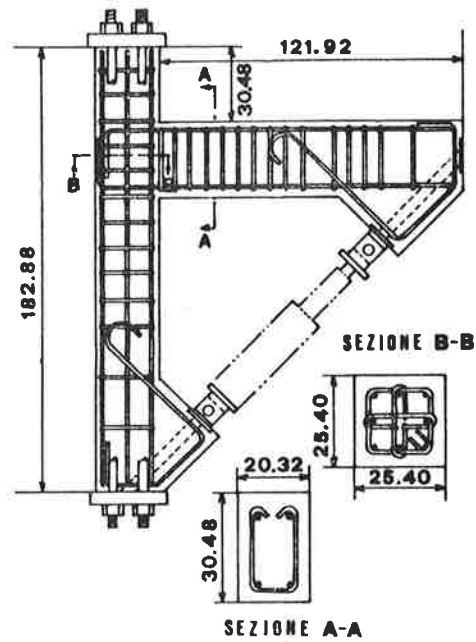


Fig. 3 - Nodo trave-pilastro sottoposto a carichi ciclici da Henager (V).

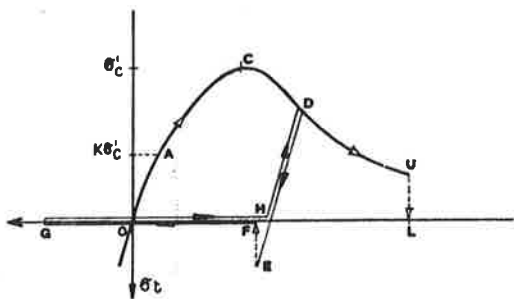


Fig. 4 - Legame costitutivo del conglomerato usato nella simulazione agli elementi finiti.

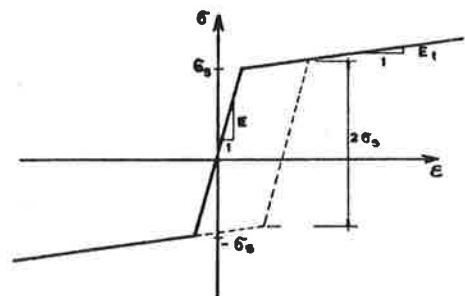


Fig. 5 - Legame costitutivo delle barre d'armatura usato nella simulazione agli elementi finiti.

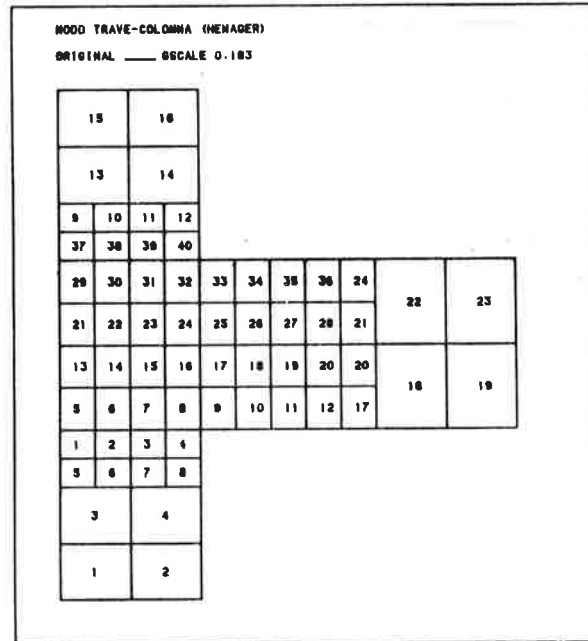


Fig. 6 - Discretizzazione del nodo agli elementi finiti. Numerazione degli elementi. Le dimensioni geometriche sono le stesse di fig. 3.

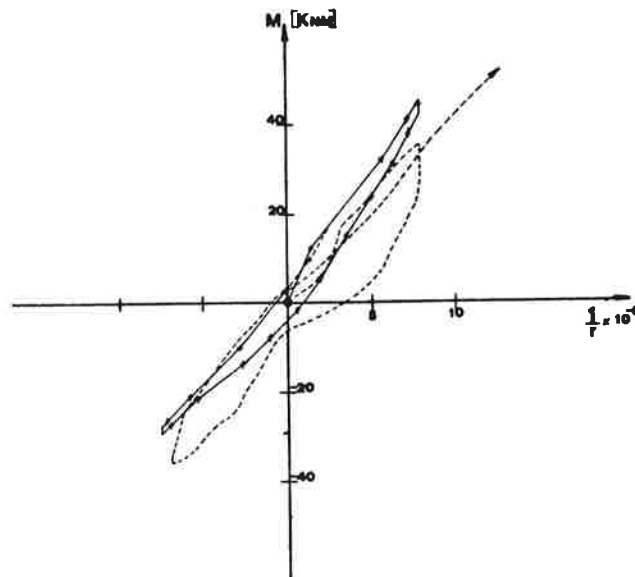


Fig. 7 - Diagramma momento-curvatura. In tratto continuo sono rappresentati i risultati della simulazione numerica. La linea tratteggiata si riferisce ai risultati sperimentali. (secondo V)

Fig. 8 a,b,c,d - Risultati relativi al primo ciclo: forza applicata dal martinetto alla trave; tensioni nel calcestruzzo e nelle armature; andamento delle lesioni.

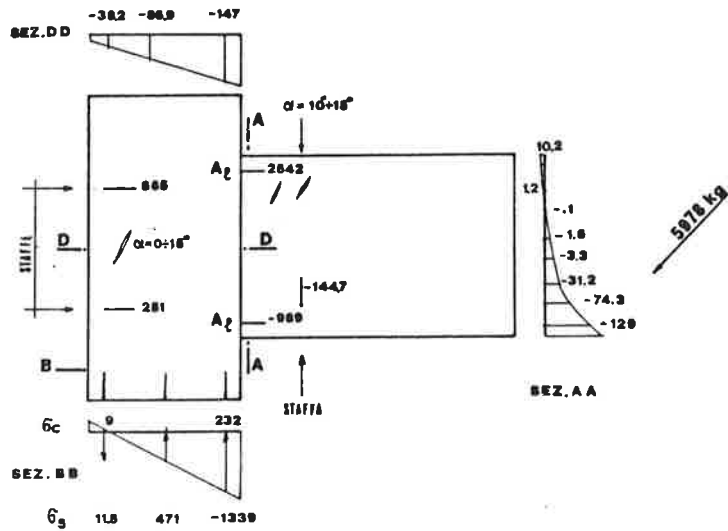


Fig. 8a - Nodo in conglomerato normale, ferri longitudinali e staffe. Nella trave le staffe ($\varnothing 10$) sono disposte a 6.35 cm di interasse e sono realizzate con acciaio avente tensione di snervamento pari a 276 MPa. Nel pilastro le staffe ($\varnothing 16$) sono disposte ad un interasse di 10.2 cm e sono realizzate con acciaio avente tensione di snervamento 414 MPa. Situazione alla fine del primo quarto di ciclo.

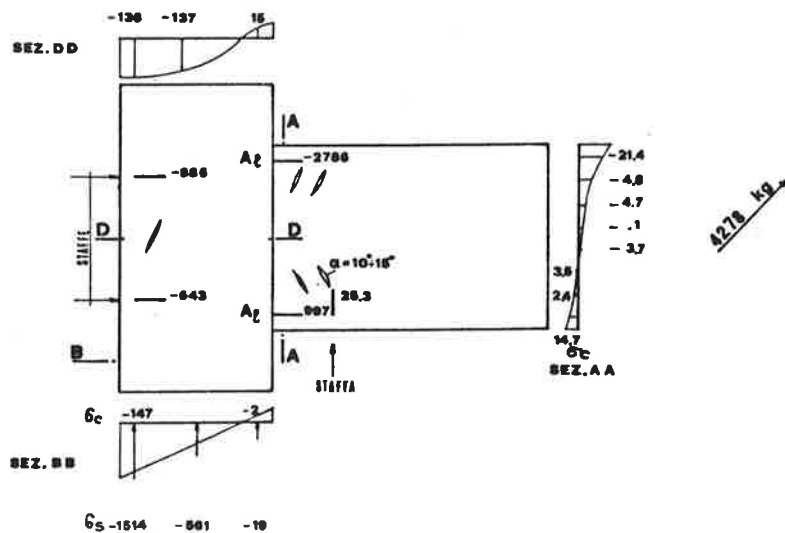


Fig. 8b - Nodo in conglomerato normale, ferri longitudinali e staffe. Nella trave le staffe ($\varnothing 10$) sono disposte a 6.35 cm di interasse e sono realizzate con acciaio avente tensione di snervamento pari a 276 MPa. Nel pilastro le staffe ($\varnothing 16$) sono disposte ad un interasse di 10.2 cm e sono realizzate con acciaio avente tensione di snervamento 414 MPa. Le fessure formatesi in precedenza risultano ancora aperte.

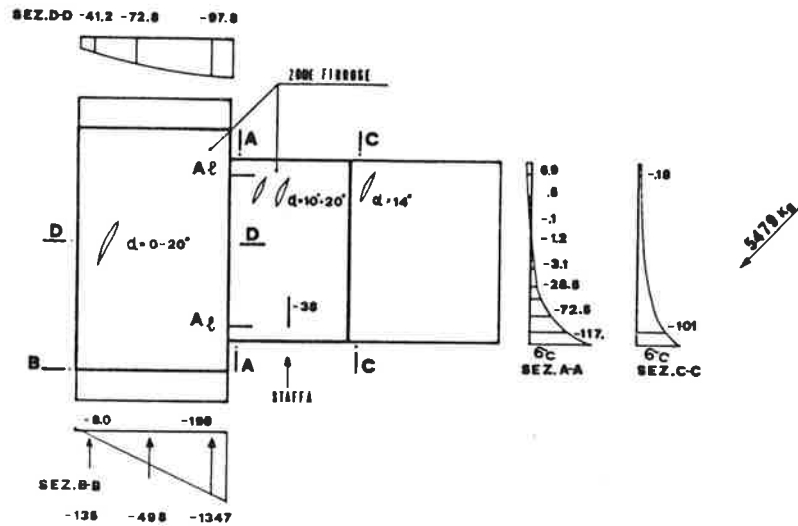


Fig. 8c - Nodo in conglomerato fibroso, ferri longitudinali e staffe. Nella trave le staffe ($\varnothing 10$) sono disposte a 10.2 cm di interasse e sono realizzate con acciaio avente tensione di snervamento di 276 MPa. Nel pilastro le staffe ($\varnothing 16$) sono disposte ad un interasse di 10.2 cm e sono realizzate con acciaio avente tensione di snervamento 414 MPa. Le fibre sono lunghe 3.8 cm, hanno diametro di 0.5 mm con dosaggio pari a 1.67% in volume. Situazione alla fine del primo quarto di ciclo. Si nota la fessurazione nella trave al termine del tratto di conglomerato fibroso.

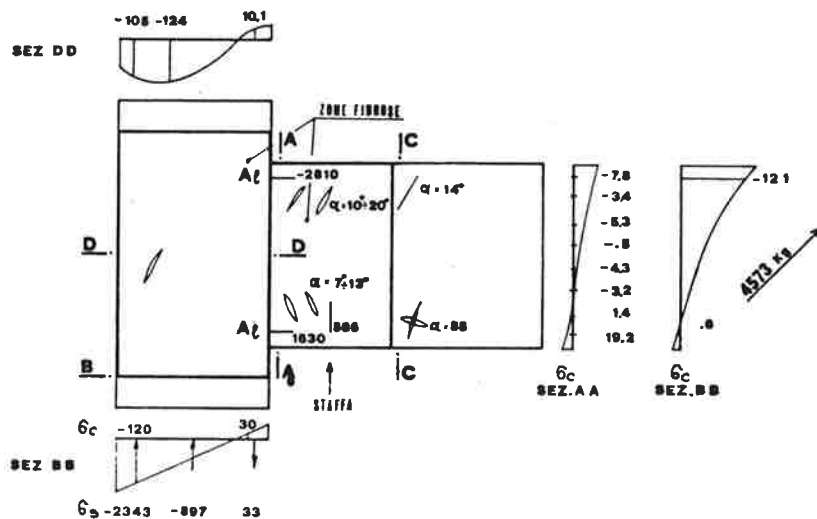


Fig. 8d - Nodo in conglomerato fibroso, ferri longitudinali e staffe. Nella trave le staffe ($\varnothing 10$) sono disposte a 10.2 cm di interasse e sono realizzate con acciaio avente tensione di snervamento di 276 MPa. Nel pilastro le staffe ($\varnothing 16$) sono disposte ad un interasse di 10.2 cm e sono realizzate con acciaio avente tensione di snervamento 414 MPa. Le fibre sono lunghe 3.8 cm, hanno diametro di 0.5 mm, con dosaggio pari a 1.67% in volume. Situazione alla fine del terzo quarto di ciclo. Si nota la fessurazione nella trave al termine del tratto di conglomerato fibroso. Le fessure formatesi in precedenza risultano ancora aperte.

Caso	f _{c2}	ε ₂ ‰	N	M(2°ciclo)	Caso	f _{c2}	ε ₂ ‰	N	M(2°ciclo)
1	5.95	3.5	0.	7.2459	31	17.85	6.0	322.	10.5123
2	11.90	"	"	"	32	23.80	"	"	"
3	17.85	"	"	"	33	5.95	10.	"	"
4	23.80	"	"	"	34	11.90	"	"	"
5	5.95	6.0	"	"	35	17.85	"	"	"
6	11.90	"	"	"	36	23.80	"	"	"
7	17.85	"	"	"	37	5.95	3.5	644.	11.7213
8	23.80	"	"	"	38	11.90	"	"	12.0984
9	5.95	10.	"	"	39	17.85	"	"	12.3782
10	11.90	"	"	"	40	23.80	"	"	12.5443
11	17.85	"	"	"	41	5.95	6.0	"	12.4850
12	23.80	"	"	"	42	11.90	"	"	12.5555
13	5.95	3.5	161.	9.0122	43	17.85	"	"	12.6139
14	11.90	"	"	"	44	23.80	"	"	12.6748
15	17.85	"	"	"	45	5.95	10.	"	12.6139
16	23.80	"	"	"	46	11.90	"	"	12.6448
17	5.95	6.0	"	"	47	17.85	"	"	12.6748
18	11.90	"	"	"	48	23.80	"	"	12.7027
19	17.85	"	"	"	49	5.95	3.5	966.	* 10.7461
20	23.80	"	"	"	50	11.90	"	"	* 10.8013
21	5.95	10.	"	"	51	17.85	"	"	** 10.9988
22	11.90	"	"	"	52	23.80	"	"	12.1952
23	17.85	"	"	"	53	5.95	6.0	"	* 11.7860
24	23.80	"	"	"	54	11.90	"	"	** 11.1104
25	5.95	3.5	322.	10.5123	55	17.85	"	"	** 12.1898
26	11.90	"	"	"	56	23.80	"	"	12.8219
27	17.85	"	"	"	57	5.95	10.	"	** 12.1987
28	23.80	"	"	"	58	11.90	"	"	12.5103
29	5.95	6.0	"	"	59	17.85	"	"	12.8370
30	11.90	"	"	"	60	23.80	"	"	13.0543

Tab. I - Risultati dell'indagine parametrica sul modello della sezione. La curvatura massima è 2.0×10^{-5} rad/mm, Il carico assiale è espresso in KN, il momento flettente in KNM x 10^1 .
Un asterisco denota la rottura della sezione durante il primo ciclo, due asterischi durante il secondo ciclo.

Caso	f _{c2}	ε ₂ ‰	N	M(2°ciclo)	Caso	f _{c2}	ε ₂ ‰	N	M(2°ciclo)
1	5.95	3.5	0.	8.2247	31	17.85	6.0	322.	11.6955
2	11.90	"	"	8.2350	32	23.80	"	"	11.7560
3	17.85	"	"	8.2444	33	5.95	10.	"	11.6941
4	23.80	"	"	8.2528	34	11.90	"	"	11.7259
5	5.95	6.0	"	8.2387	35	17.85	"	"	11.7546
6	11.90	"	"	8.2421	36	23.80	"	"	11.7805
7	17.85	"	"	8.2454	37	5.95	3.5	644.	* 11.7800
8	23.80	"	"	8.3214	38	11.90	"	"	* 11.8178
9	5.95	10.	"	8.2426	39	17.85	"	"	** 12.6460
10	11.90	"	"	8.2442	40	23.80	"	"	13.1997
11	17.85	"	"	8.2458	41	5.95	6.0	"	* 12.4445
12	23.80	"	"	8.2473	42	11.90	"	"	* 12.9866
13	5.95	3.5	161.	* 9.9041	43	17.85	"	"	* 13.2531
14	11.90	"	"	* 10.0151	44	23.80	"	"	* 13.5321
15	17.85	"	"	10.0593	45	5.95	10.	"	12.6757
16	23.80	"	"	10.1181	46	11.90	"	"	12.6890
17	5.95	6.0	"	* 10.1249	47	17.85	"	"	13.5321
18	11.90	"	"	* 10.1462	48	23.80	"	"	13.6800
19	17.85	"	"	10.0986	49	5.95	3.5	966.	* 10.7278
20	23.80	"	"	10.1172	50	11.90	"	"	* 10.7777
21	5.95	10.	"	10.0914	51	17.85	"	"	* 10.8225
22	11.90	"	"	10.1082	52	23.80	"	"	* 12.4207
23	17.85	"	"	10.1170	53	5.95	6.0	"	* 10.8443
24	23.80	"	"	10.1258	54	11.90	"	"	* 10.8602
25	5.95	3.5	322.	10.5249	55	17.85	"	"	* 12.0919
26	11.90	"	"	11.0433	56	23.80	"	"	* 13.2622
27	17.85	"	"	11.4590	57	5.95	10.	"	* 12.4857
28	23.80	"	"	11.6744	58	11.90	"	"	* 12.6485
29	5.95	6.0	"	11.5360	59	17.85	"	"	* 13.2622
30	11.90	"	"	11.6359	60	23.80	"	"	* 13.8158

Tab.II - Risultati dell'indagine parametrica sul modello della sezione. La curvatura massima è 5.0×10^{-5} rad/mm₁. Il carico assiale è espresso in KN, il momento flettente in KNM x 10¹.
Un asterisco denota la rottura della sezione durante il primo ciclo, due asterischi durante il secondo ciclo.

INTERPRETAZIONE DEL COMPORTAMENTO DI UNA CIMINIERA SOTTO AZIONI DINAMICHE

Anna SINOPOLI

Enzo SIVIERO

ISTITUTO UNIVERSITARIO DI ARCHITETTURA DI VENEZIA

SOMMARIO

Scopo del presente lavoro è l'interpretazione del comportamento dinamico di una ciminiera di 250 metri di altezza.

L'analisi si basa sugli esiti di una indagine sperimentale /3/. Viene fatto un confronto con una precedente indagine teorica di carattere generale /2/.

Si conclude che la teoria della trave non è completamente idonea ad interpretare il comportamento reale.

SUMMARY

The aim of the present work is to interpret the dynamical behaviour of a 250 m high chimney.

The analysis is based on the results of an experimental investigation /3/. A comparison is performed with a previous general theoretical investigation /2/.

The conclusions are that the beam theory is not completely adequate to interpret the real behaviour.

1. PREMESSA

L'analisi del comportamento dinamico di strutture assimilabili a gusci cilindrici può essere effettuata alla luce della teoria esatta sviluppata in merito (teoria di Flügge).

L'approccio è in genere estremamente complesso. Per questo motivo, molto interesse è stato dedicato da parte della comunità scientifica internazionale sia alla risoluzione del problema in relazione a condizioni varie al contorno e ad effetti particolari (presenza di irrigidimenti, ecc.), sia alla individuazione di modelli semplificati, validi sotto particolari ipotesi sugli stati tensionali e all'interno di opportune limitazioni sulle caratteristiche geometriche della struttura.

E' ben noto che il modo più naturale di vibrare di un cilindro è quello flessionale; ma per la bidimensionalità del continuo, ogni modo, e la corrispondente frequenza, dipendono dal valore della coppia di indici legati rispettivamente, uno alla deformata della generatrice, e l'altro a quella della direttrice del cilindro.

E' comprensibile allora che i modi flessionali corrispondenti alla indeformabilità della sezione circolare, anche all'interno della teoria di Flugge, siano assimilabili ai modi corrispondenti di una trave.

Tuttavia, è soltanto sotto opportune ipotesi che le equazioni del fenomeno diventano quelle di Timoshenko, relative alle vibrazioni flessionali di trave. Esclusi tali casi, l'interpretazione del comportamento dinamico dovrà sempre fare riferimento alla bidimensionalità del continuo.

Scopo del presente lavoro è l'interpretazione del comportamento dinamico della ciminiera di Torre Valdaliga Nord, le cui caratteristiche si trovano in /1/.

L'interpretazione si basa:

- a) su una indagine teorica preliminare /2/, svolta al fine di determinare i valori attesi per le frequenze modali della struttura;
- b) sui valori sperimentali ottenuti da una campagna di misure compiute dall'ISMES /3/, sia nel caso di ciminiera eccitata naturalmente dal vento, sia in quello di eccitazione prodotta da una vibrodina, in due direzioni ortogonali.

2. PREVISIONI TEORICHE ED ANALISI SPERIMENTALE

La teoria generale per le vibrazioni flessionali di un cilindro sottile prevede che la terna di spostamenti u, v, w , (Fig. 1) di un punto appartenente al guscio sia funzione del modo assiale m e del modo circonferenziale n considerato; alcuni di tali modi sono mostrati in Fig. 2.

Le espressioni corrispondenti sono:

$$\begin{cases} u_{mn} = \alpha_m f_m(x) \cos n\vartheta e^{i\omega_{mn} t} \\ v_{mn} = \beta_m f_m(x) \sin n\vartheta e^{i\omega_{mn} t} \\ w_{mn} = f_m(x) \cos n\vartheta e^{i\omega_{mn} t} \end{cases} \quad (1)$$

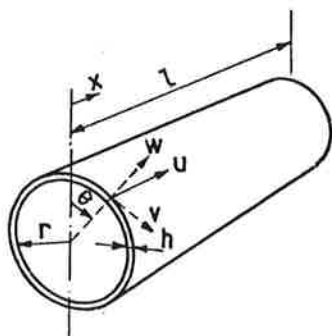


Fig. 1 - Terna di spostamenti

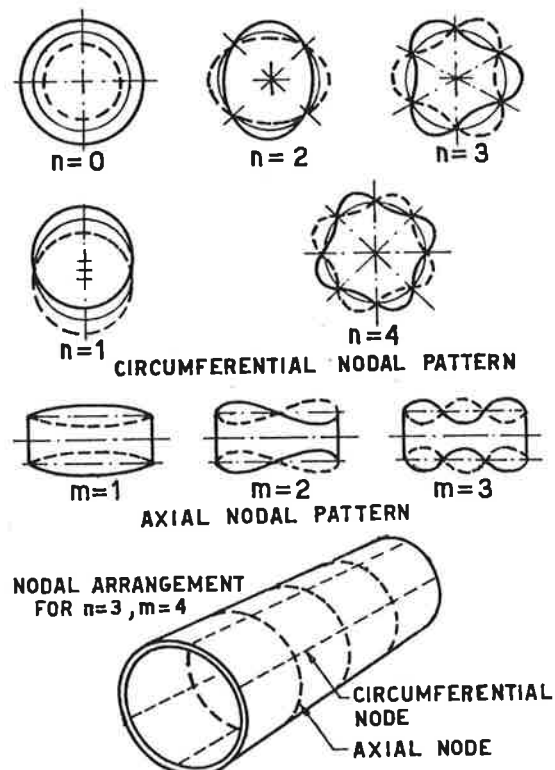


Fig. 2 - Distribuzioni nodali

in cui f_m è l'autofunzione corrispondente al modo assiale m-esimo, α_m e β_m sono coefficienti reali e ω_{mn} la frequenza del modo m-n-esimo.

Dalla (1) si può notare che per $n = 1$, le deformate di tutte le generatrici e dell'asse del cilindro corrispondono a un comportamento tipo trave della struttura, anche se in generale ci si deve aspettare che le corrispondenti frequenze e lunghezze d'onda siano diverse. E' soltanto nell'ipotesi che il rapporto fra raggio e lunghezza del cilindro sia minore di $1/15$ che l'equazione di un cilindro sottile può essere ricondotta a quella della trave di Timoshenko /4/, /5/.

Se la limitazione imposta da tale considerazione è verificata, è possibile ottenere una valutazione approssimata delle frequenze flessionali corrispondenti a $n = 1$, facendo riferimento alla ben nota espressione:

$$\omega_{m1} = k_m \sqrt{ET/\mu} \quad (2)$$

in cui k_m è il reciproco della lunghezza d'onda adimensionalizzata, μ la massa per unità di lunghezza, E il modulo di Young e J il momento di inerzia della sezione.

Per la ciminiera in esame, che soddisfa le condizioni richieste per l'applicabilità della (2), si ottiene:

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu_{11} = 0.23 \text{ Hz} \\ \nu_{21} = 1.46 \text{ Hz} \\ \nu_{31} = 4.11 \text{ Hz} \end{array} \right. \quad (3)$$

Tuttavia è opportuno tenere in debito conto che la geometria della struttura presenta le seguenti caratteristiche (Fig. 3):

- a) raggio delle sezioni e spessore del guscio variabili con l'altezza;
- b) presenza di piattaforme metalliche a diverse quote e di una soletta di copertura in sommità.

Una stima più accurata, almeno della prima frequenza, può allora essere ottenuta utilizzando il metodo di Rayleigh. Il profilo tronco-conico e la presenza della piattaforma potranno in tal caso essere tenute in considerazione

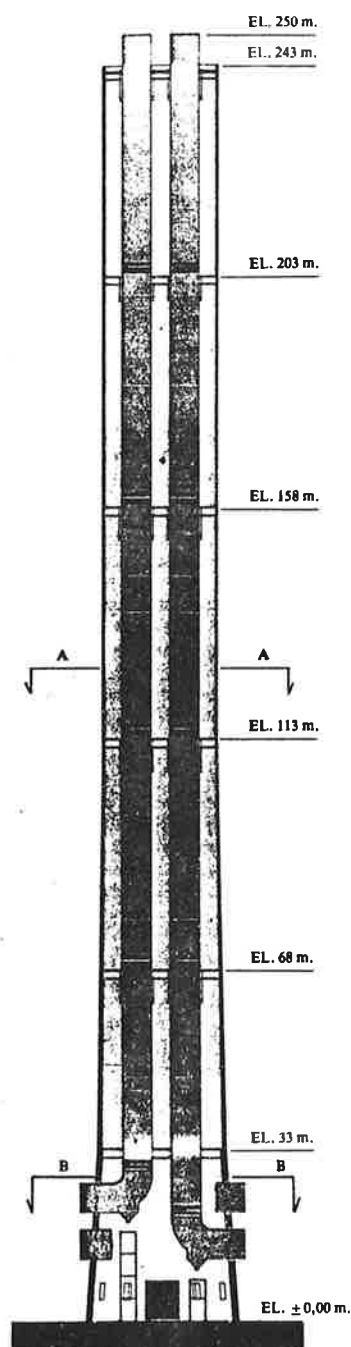


Fig. 3 - Schema ciminiera

ne sia per il contributo all'incremento della rigidezza flessionale, sia per il corrispondente incremento di inerzia. Il valore ottenuto per la prima frequenza è /2/:

$$\nu_{11} = 0.38 \text{ Hz} \tag{4}$$

che, trascurando l'effetto dell'inerzia, corrisponde ad un incremento di rigidezza pari al 65% di quella di un cilindro di sezione e spessore costanti. Coerentemente, ci si può attendere che anche i valori relativi al secondo e al terzo modo siano superiori a quelli forniti da (3), anche se in misura minore al crescere del modo.

In Fig. 4 può essere osservato lo spettro di frequenza sperimentale /3/ ottenuto eccitando la ciminiera con una vibrodina posta in sommità in direzione radiale.

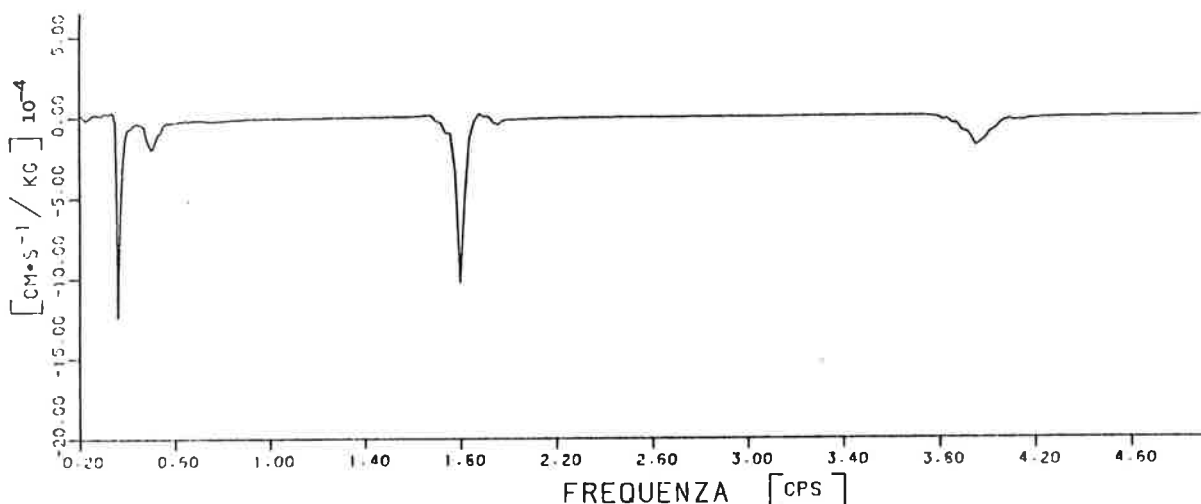


Fig. 4 - Spettro di risposta per eccitazione radiale

La posizione dei tre picchi di risonanza è in accordo con i valori teorici attesi; inoltre un'analisi delle deformate corrispondenti (Fig. 5), ottenute rilevando gli spostamenti radiali /3/ in sette posizioni, relative a quote diverse, conferma che i modi eccitati sono i primi tre flessionali con $n = 1$ e $m = 1, 2, 3$.

Un confronto fra lo spettro di Fig. 4 e quello ottenuto eccitando la ciminiera in direzione tangenziale /3/ nella sezione di sommità (Fig. 6), rileva, oltre alle tre frequenze flessionali riscontrate nel caso precedente, la presenza di una ulteriore risonanza a circa 3.1 Hz.

L'interpretazione più immediata potrebbe far pensare a un primo modo di vibrare torsionale; interpretazione qualitativamente coerente con la deformata corrispondente /3/, mostrata in Fig. 7.

La valutazione teorica della prima frequenza torsionale può essere facilmente effettuata, ricordando che le vibrazioni torsionali di cilindro sono disaccoppiate da quelle flessionali. In tal caso:

$$\omega_1 = \pi/2l (\sqrt{G/\rho}) \tag{5}$$

in cui l è la lunghezza del cilindro, ρ la densità di massa e G il modulo di elasticità tangenziale.

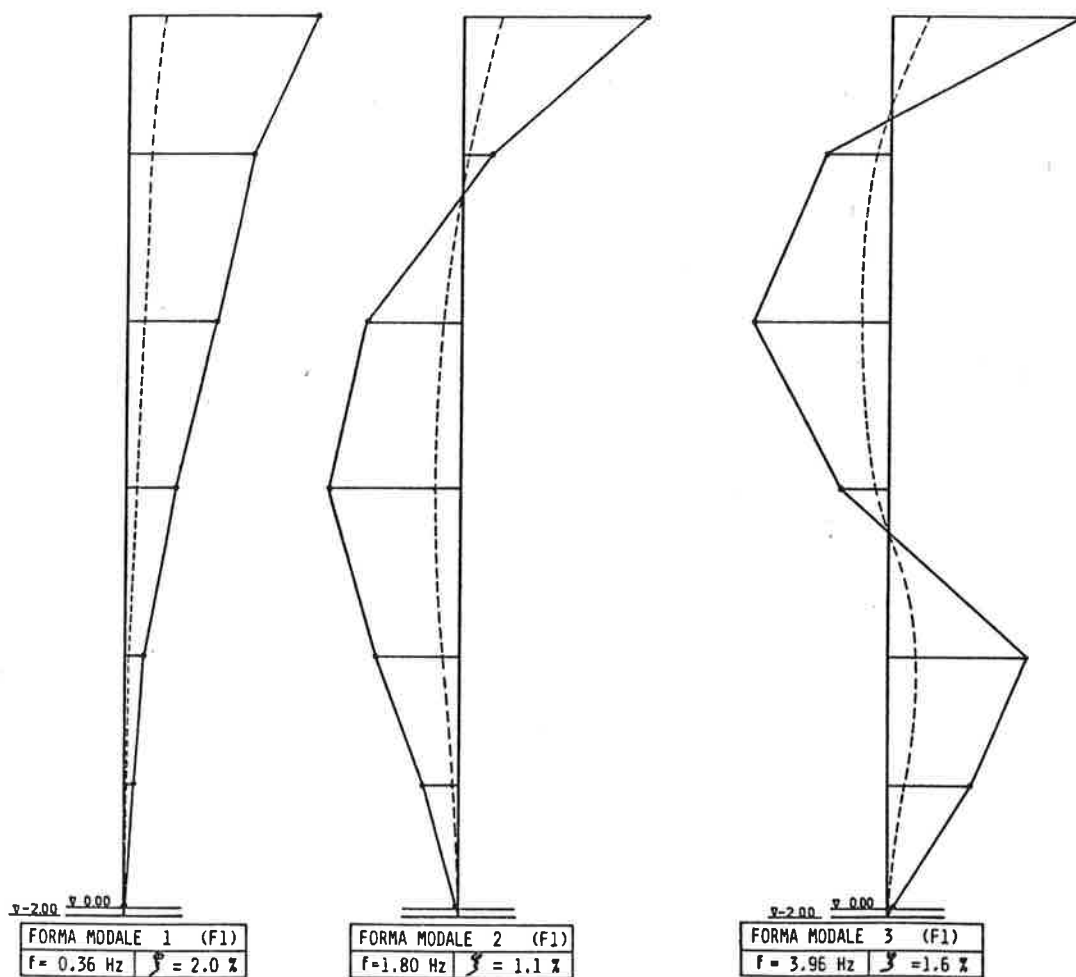


Fig. 5 - Deformate modali per eccitazione radiale

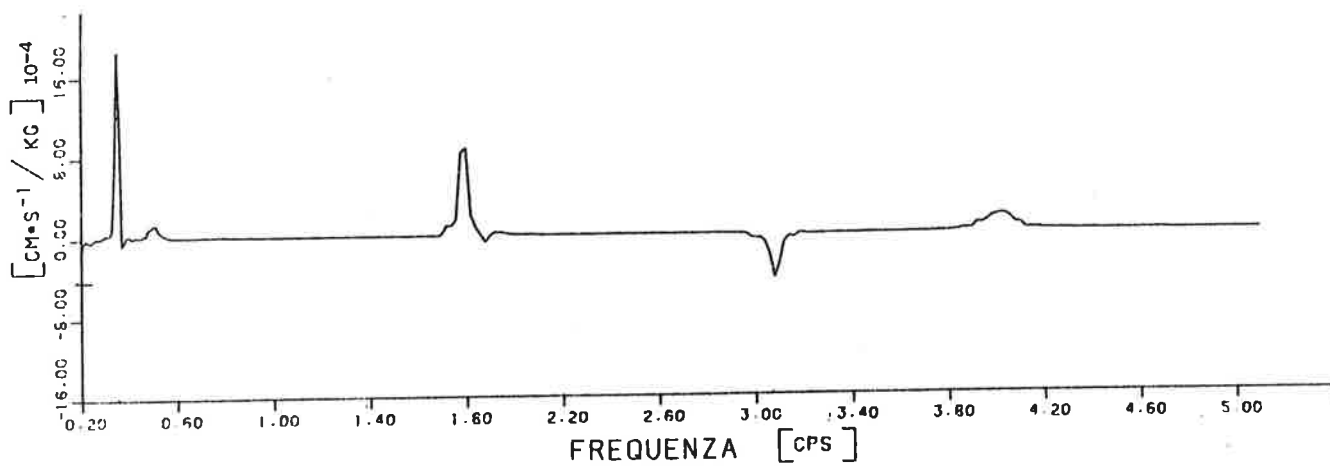


Fig. 6 - Spettro di risposta per eccitazione tangenziale

In base alla (5), per la ciminiera in esame si ottiene:

$$\nu_1 = 2.56 \text{ Hz} \quad (6)$$

Tale valore è diverso da quello osservato sperimentalmente; ma è stato ottenuto con riferimento ad un cilindro di sezione e spessore costanti.

Anche in questo caso, come per le frequenze flessionali, può essere tenuta in considerazione la geometria variabile con il metodo di Rayleigh. Il valore conseguente per la prima frequenza torsionale /2/ diventa allora:

$$\nu_1 = 3.75 \text{ Hz} \quad (7)$$

Il risultato ottenuto è ancora più lontano di quello fornito da (6) dal valore sperimentale.

Si pone allora il problema di identificare il modo di vibrare corrispondente a 3.1 Hz, utilizzando tutti i dati sperimentali disponibili /3/.

Purtroppo la deformata corrispondente (Fig.7) è relativa agli spostamenti tangenziali di punti a quote diverse, ma appartenenti alla stessa generatrice.

Tale informazione, anche se coerente con la possibilità di una vibrazione torsionale, non esclude a priori che si possa trattare di una vibrazione di tipo diverso.

Fra l'altro, la densità spettrale della risposta ottenuta come effetto dell'eccitazione del vento rivela (fig. 8) la presenza della risonanza a 3.1 Hz.

Lo spettro è relativo a misure di spostamento lungo una direzione molto prossima a quella del vento /3/.

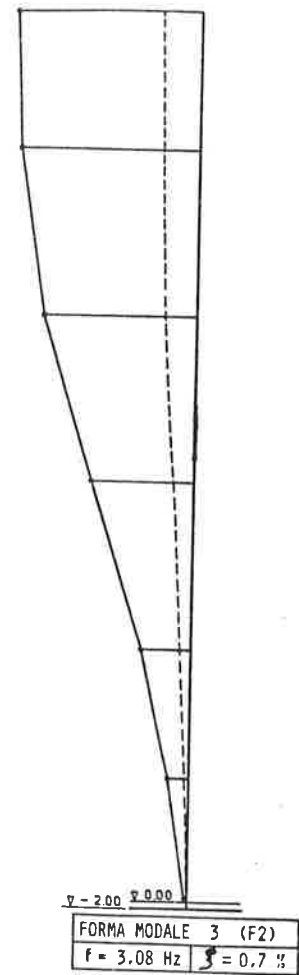


Fig. 7 - Deformata modale corrispondente a 3.1 Hz

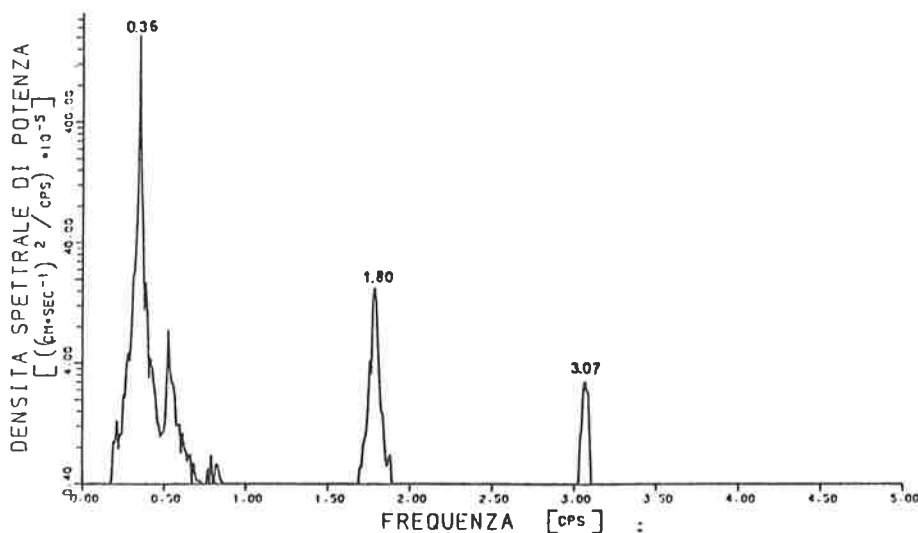


Fig. 8 - Densità spettrale di potenza

Sembra difficile a questo proposito pensare che l'azione del vento inneschi vibrazioni torsionali; soprattutto dal momento che la sincronizzazione con eventuali vortici di Von Karman, per i valori medi del vento in esame, avviene ad una frequenza di circa 0.2 Hz.

Un'ulteriore informazione utile ai fini della comprensione del fenomeno è quella relativa agli spostamenti verticali della sezione del cilindro a + 2 metri dal livello del terreno.

Tali misure, ottenute /3/ sotto l'azione della vibrodina e utili alla definizione delle caratteristiche elastiche della fondazione, indicano (Fig. 9) una caduta di rigidità in prossimità di 3.2 Hz nel caso di eccitazione radiale, anche se il corrispondente spettro degli spostamenti radiali non esibisce, per tale valore di frequenza, un picco.

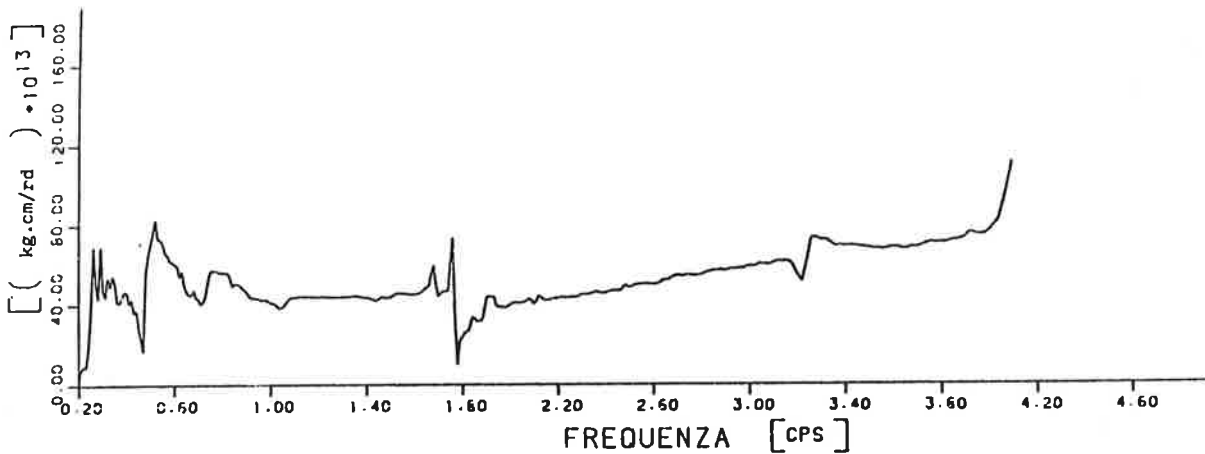


Fig. 9 - Rigidezza rotazionale della fondazione

Il diagramma di Fig. 9 è relativo alla valutazione della rigidità rotazionale della fondazione, ottenuta analizzando gli spostamenti verticali e ipotizzando una rotazione della sezione intorno ad una asse diametrale.

E' opportuno allora analizzare in dettaglio la distribuzione degli spostamenti verticali, per entrambi i tipi di eccitazione forzata (radiale e tangenziale) e per tutti i modi osservati.

Per tutte le risonanze, eccetto quella a 3.1 Hz, la distribuzione degli spostamenti verticali (misurati in quattro punti equidistanti sul contorno della sezione) è pressochè simile e qualitativamente mostrata in Fig. 10.

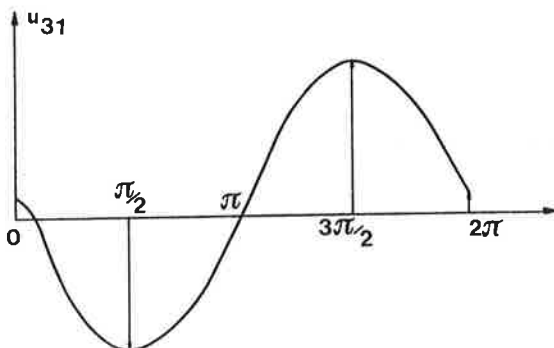


Fig. 10 - Diagramma spostamenti

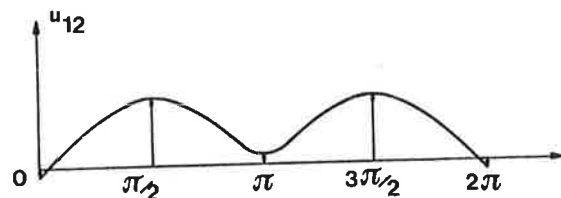


Fig. 11 - Diagramma spostamenti

Essa evidenzia una rotazione della sezione (che si mantiene piana) intorno ad un diametro, tipica dei modi flessionali individuati.

In fig. 11 è invece mostrato l'andamento per la non ben identificata risonanza a 3.1 Hz.

A prescindere da una traslazione verticale dei valori, imputabile forse alla metodologia della misura, l'andamento rivela un ingobbamento della sezione o meglio del contorno circolare del guscio, sicuramente anomalo per una frequenza torsionale.

Un'analisi della distribuzione degli spostamenti verticali u_{mn} , (1), nel caso di vibrazioni flessionali di cilindro, può far nascere il ragionevole dubbio che la risonanza in esame possa essere flessionale, di tipo ovalizzante, e corrispondente a valori degli indici $m = 1$ e $n = 2$.

La vasta bibliografia esistente e, in particolare, le analisi numeriche effettuate consentono di fare una stima quantitativa sufficientemente accurata per tale tipo di frequenza.

Con riferimento alla Tab. 1 /6/ in cui sono mostrati i valori delle frequenze di cilindro per $m = 1$ e $n = 1, 2$, per la ciminiera in esame si ottiene:

$$\Delta = \frac{\rho r^2 (1 - \nu^2)}{E} \omega_{12}^2 = 1.89 \cdot 10^{-4} \quad (8)$$

in cui ρ è la densità di massa, r il raggio del cilindro, ν il modulo di Poisson, E il modulo di Young, mentre l/r è il rapporto lunghezza-raggio e r/h il rapporto raggio-spessore del cilindro.

l/r	$r/h = 50$		100		150		200		250	
	$n=1$	$n=2$	$n=1$	$n=2$	$n=1$	$n=2$	$n=1$	$n=2$	$n=1$	$n=2$
10	2.0835	1.7031	2.0834	1.0351	2.0834	0.8540	2.0834	0.7808	2.0834	0.7445
15	0.9406	1.5867	0.9405	0.8351	0.9405	0.6001	0.9405	0.4921	0.9405	0.4331
20	0.5320	1.5632	0.5320	0.7953	0.5320	0.5450	0.5320	0.4238	0.5320	0.3539
25	0.3414	1.5560	0.3414	0.7838	0.3414	0.5288	0.3414	0.4030	0.3414	0.3290
30	0.2374	1.5531	0.2374	0.7794	0.2374	0.5227	0.2374	0.3952	0.2374	0.3194
35	0.1746	1.5517	0.1746	0.7774	0.1746	0.5200	0.1746	0.3918	0.1746	0.3152
40	0.1339	1.5509	0.1339	0.7764	0.1339	0.5186	0.1339	0.3900	0.1339	0.3131
45	0.1061	1.5504	0.1061	0.7758	0.1061	0.5179	0.1061	0.3891	0.1061	0.3120
50	0.0863	1.5501	0.0862	0.7755	0.0862	0.5174	0.0862	0.3885	0.0862	0.3113
∞	0	1.5492	0	0.7746	0	0.5164	0	0.3873	0	0.3098

Tab. 1 - Fattori di frequenza Δ in base alla teoria di Flügge

In base alla (8) la frequenza di ovalizzazione della ciminiera risulta:

$$\nu_{12} = 3.2 \text{ Hz} \quad (9)$$

L'interpretazione della risonanza a 3.1 Hz come flessionale di tipo ovalizzante, quindi, non solo sarebbe coerente con il valore della frequenza e

della deformata osservati, ma giustificherebbe inoltre la presenza della caduta di rigidità per eccitazione forzata radiale, il picco di risonanza sotto l'azione del vento e la distribuzione degli spostamenti verticali.

3. CONCLUSIONI E OSSERVAZIONI

Le conclusioni che si possono trarre dall'analisi fin qui condotta sono che per strutture assimilabili a gusci cilindrici la teoria della trave può rivelarsi molto approssimata e spesso inadeguata per l'analisi dello stato di deformazione e di tensione.

Tale considerazione può essere fatta non solo nel caso dell'analisi dinamica e per il caso di vibrazioni flessionali ovalizzanti, ma anche, per esempio, quando si voglia interpretare lo stato tensionale indotto dall'azione del vento /7/, in una ciminiera. In tal caso, infatti, sulla base della teoria della trave, risulterebbe inspiegabile lo stato di trazione tipico delle fibre che si trovano dalla parte opposta rispetto a quelle di incidenza del vento.

Un ulteriore elemento, nello stesso tempo interessante ma apparentemente inspiegabile, evidenziato dall'indagine sperimentale /3/ è l'accoppiamento, in tutti i modi flessionali, alla oscillazione nella direzione della forzante, di una oscillazione in direzione ortogonale (per gli stessi valori di frequenza).

Tale fenomeno sarà oggetto di futura indagine.

BIBLIOGRAFIA

- /1/ Ciminiera multicanne, Multiflue chimney, Brochure Mariani Battista SpA - Milano.
- /2/ A. Sinopoli, E. Siviero, "Dynamical behaviour of a multiflue chimney". General theory and approximate evaluation" - CICIND 25th General Meeting, Venice - April 1986.
- /3/ ISMES, Indagine sperimentale sul comportamento dinamico della ciminiera multicanne della centrale termoelettrica di Torre Valdaliga Nord, Novembre 1984.
- /4/ A. Kornecki, "A note on beam-type vibrations of circular cylindrical shells", Journal of Sound and Vibrations, (1971) 14 (1).
- /5/ K. Forsberg, "Influence of boundary conditions on the modal characteristics of thin cylindrical shells", A.I.A.A. Journal (1964) Vol. 2 (12).
- /6/ C.B. Sharma, A.J. Johns, "Vibration characteristics of a clamped-free and clamped-ring-stiffened circular cylindrical shell" Journal of Sound and Vibrations (1971) 14 (4).
- /7/ D. Krajcinovic, "Semimembrane analysis of cylindrical shells subjected to wind loading", Journal of App. Mech. (1970) pp. 995-1001.

L'INFLUENZA DELLA CONFIGURAZIONE SUL COMPORTAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI

Giovanni VIA 1)
Marco GENTILI 1)

SOMMARIO

La configurazione degli edifici è una caratteristica che influisce fortemente sulla risposta sismica e che ha origine dalle decisioni dell'architetto. In questa nota vengono discussi gli elementi che contribuiscono a caratterizzare le diverse configurazioni, presentandone una classificazione, e viene illustrata la proposta di una scheda di valutazione della configurazione degli edifici.

SUMMARY

Building configuration is a characteristic of dominant influence on seismic response which originates from the architect's decisions. This paper first discusses the elements which contribute to define the behaviour of the different configurations. A classification of those elements is then proposed, together with a tentative evaluation form for a semi-quantitative assessment of the building configuration.

1. INTRODUZIONE

Il comportamento sismico delle costruzioni, in particolare degli edifici, è stato oggetto di studi approfonditi negli ultimi anni. La ricerca scientifica, teorica e sperimentale, e l'osservazione degli effetti di recenti terremoti hanno contribuito alla rapida evoluzione delle conoscenze in questo settore specialistico.

E' stato così possibile mettere a punto modelli adatti a prevedere la risposta sismica delle costruzioni, formulare criteri di progettazione e di riparazione degli edifici nelle zone sismiche e adeguare la normativa specifica.

Inoltre il quadro dei diversi fattori che concorrono a rendere una costruzione più o meno adatta a resistere ad un terremoto si è arricchito di molte informazioni. E' risultato così sempre più chiaro che le qualità sismiche di un edificio non dipendono solo dall'intervento dell'esperto, ma dal contributo di tutti i protagonisti dell'iter progettuale e realizzativo, in particolare dell'architetto, le cui scelte possono risultare determinanti per il comportamento

1) Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica - Università di Roma "La Sapienza"

delle opere da lui progettate.

Per le costruzioni sismiche in modo particolare, deve dunque essere abbandonata l'idea, largamente diffusa fino a qualche tempo fa, almeno nei casi più ricorrenti, che si possa affidare al progettista delle strutture, in un secondo tempo, il compito di rendere sicura un'opera in cui alcune decisioni non opportune siano già state prese nella fase di impostazione del progetto.

Alcuni principi generali per una corretta concezione antisismica, da considerare fin dalle prime fasi dello sviluppo progettuale, sono stati evidenziati da tempo, come si può rilevare dalla letteratura e dalla normativa, ad es. (I), (II), ed è stato osservato che i difetti costituzionali di un edificio, come ad esempio l'essere dotato di una pianta fortemente irregolare, difficilmente possono essere eliminati in sede di progettazione strutturale.

Solo più recentemente, però, si è cercato di raccogliere ed elaborare in modo organico, utilizzando i risultati della ricerca e le osservazioni critiche dei danni provocati dai terremoti, le regole da seguire per una buona progettazione antisismica, mettendo in relazione le caratteristiche geometriche e strutturali complessive dell'opera con il suo comportamento.

In questo senso è interessante ricordare la definizione di "configurazione" proposta da Arnold e Reithermann (III): la configurazione è un requisito che riassume in sé sia le caratteristiche di dimensione e forma dell'edificio, sia la natura, le dimensioni e la posizione di tutti i componenti strutturali e di quelli non strutturali significativi.

Partendo da questa definizione, si potrebbe pensare, in via teorica, di stabilire una scala di valutazione del "livello di configurazione" a cui riferirsi per prevedere la risposta sismica, disponendo così di uno strumento utile sia per la valutazione della vulnerabilità di una costruzione esistente (1), sia per la corretta progettazione di una nuova.

Tra i diversi e complessi fattori che, come si è detto, concorrono a determinare il comportamento di un edificio all'azione sismica, la presente nota si limita a considerare quelli riguardanti il rapporto tra architettura e strutture, con particolare riferimento agli aspetti morfologici (geometrici e strutturali), rappresentati sinteticamente dalla "configurazione".

Nel tentativo di contribuire ad una formulazione più organica di questo argomento saranno discussi i seguenti punti:

- definizione e classificazione degli elementi che contribuiscono a caratterizzare la configurazione di un edificio (par. 2);
- normative e prescrizioni nei riguardi della configurazione (par. 3);
- studio della correlazione tra le decisioni progettuali e la configurazione (par. 4).

Seguiranno infine, nel paragrafo conclusivo, alcune proposte sulle possibili linee di ricerca in questo particolare settore disciplinare.

(1) Si veda, ad esempio, l'opuscolo informativo presentato dalla Regione Abruzzo al Seminario del C.N.R.-G.N.D.T. nel dicembre 1986

2. UNA PROPOSTA DI CLASSIFICAZIONE

Un quadro sistematico, in cui vengono definiti e classificati i molteplici problemi che influenzano il comportamento sismico degli edifici, è stato presentato dagli autori citati (III), evidenziando particolarmente gli aspetti concettuali con l'intento di rivolgersi a progettisti che si trovino ad operare in zona sismica senza essere specialisti della materia.

Partendo da quella proposta, si è giunti ad elaborare una nuova classificazione (Figg. 1,2), suscettibile di variazioni e miglioramenti successivi, nella quale si sono raccolti i diversi parametri in forma più semplice e schematica.

La classificazione costituirà il punto di riferimento per analizzare ordinatamente i diversi elementi della configurazione presi in esame e, inoltre, per commentare i risultati di recenti ricerche sui singoli argomenti.

Tutti i problemi considerati sono stati suddivisi in quattro gruppi, in relazione a quattro distinti aspetti della configurazione di un edificio.

Il primo gruppo (configurazione geometrica) raccoglie i problemi relativi alle dimensioni complessive dell'edificio e al suo inserimento in un contesto costruito: il comportamento è già in gran parte determinato dalle scelte effettuate nella fase preliminare della progettazione, riguardanti la planivolumetria della costruzione ed il suo rapporto con i volumi circostanti.

Nel secondo e terzo gruppo (configurazione strutturale orizzontale e verticale) vengono descritte in modo parallelo le relazioni che intercorrono tra le caratteristiche strutturali dell'edificio, rispettivamente in pianta e in alzata, ed il suo comportamento durante il terremoto: una corretta impostazione generale deve essere seguita da una progettazione del sistema resistente coerente ed ispirata a criteri di regolarità.

L'ultimo gruppo (configurazione degli elementi componenti) tratta, infine, dell'importanza che possono avere le caratteristiche dei singoli elementi, strutturali e non, ed i loro rapporti reciproci nei riguardi della prestazione complessiva della struttura.

All'interno di ogni gruppo i diversi elementi configurativi sono poi suddivisi nelle seguenti classi:

A. CONFIGURAZIONE GEOMETRICA DELL'EDIFICIO

A.1. Dimensioni

Le dimensioni complessive (altezza H, lunghezza A, profondità B) influiscono sul comportamento di un edificio sia per le loro proporzioni, sia per il loro valore assoluto:

- rapporto altezza-profondità: esprime il grado di snellezza d'insieme della costruzione in elevazione ed è indicativo della sua resistenza al ribaltamento e dell'entità delle sollecitazioni di compressione e trazione nei pilastri esterni.

Alcuni studiosi (I) e alcune normative (IV) suggeriscono un valore massimo per tale rapporto pari a 4.

Anche la limitazione posta alla sola altezza H, che molte norme indicano, corrisponde indirettamente ad un limite per il rapporto H/B, perchè la profondità B degli edifici non varia molto nei casi più comuni.

Al rapporto altezza-profondità, inoltre, ci si può riferire, in via approssimata, per il calcolo del periodo proprio di un fabbricato, come suggerito, ad esempio, dal regolamento italiano.

- rapporto lunghezza-profondità: è indicativo del grado di snellezza globale in pianta.

Edifici con un valore elevato del rapporto A/B possono essere soggetti ad effetti torsionali, derivanti dal diverso comportamento dinamico nelle due direzioni principali; inoltre i diaframmi orizzontali (solai) sono particolarmente sollecitati nel loro piano durante il sisma e non possono essere considerati infinitamente rigidi nella loro funzione di ripartizione tra gli elementi verticali.

Alcune normative, tra cui quella italiana, impongono di introdurre nel calcolo un momento torcente assegnato, qualora il rapporto A/B superi 2,5.

- sviluppo altimetrico e planimetrico: oltre ai rapporti tra le dimensioni di un edificio risultano importanti i loro valori assoluti.

Molto evidente è l'influenza dell'altezza, al cui aumentare crescono rapidamente le sollecitazioni nella struttura, ma anche le dimensioni planimetriche sono da considerare con attenzione: se la superficie di piano è particolarmente estesa, i diversi punti del suolo possono muoversi asincronicamente, con spostamenti, velocità e accelerazioni differenti in un dato istante e con particolare impegno per i diaframmi orizzontali (solai), che possono risultare soggetti a notevoli compressioni e trazioni.

A.2. Forma

I problemi relativi alla forma sono stati suddivisi in due punti in cui vengono trattati distintamente, ma in modo analogo, gli aspetti riguardanti la pianta e l'elevazione.

- angoli rientranti in pianta: piante complesse a forma di L, T, H, ecc., costituite da più corpi di fabbrica diversamente orientati, formano nei punti di intersezione angoli concavi ("rientranti"), ove durante un terremoto si possono verificare pericolose concentrazioni di sforzi: infatti, nelle zone di collegamento, i due corpi, che generalmente presentano caratteristiche dinamiche diverse in una certa direzione, devono comportarsi in modo congruente, a prezzo di stati tensionali notevoli.

In funzione delle dimensioni geometriche in pianta delle varie parti dell'edificio e dell'entità delle rientranze, si può stabilire un criterio di irregolarità, imponendo uno studio dinamico approfondito e accorgimenti costruttivi particolari.

Nell'ambito di un'ampia ricerca dedicata alla previsione degli effetti di futuri terremoti sulla città di Lisbona, alcuni studiosi portoghesi (V) hanno esaminato l'influenza della configurazione degli edifici sulla loro risposta sismica prendendo in considerazione diversi parametri, scelti in

relazione alle caratteristiche tipiche degli edifici reali. A proposito della forma planimetrica è stata confrontata la risposta sismica di edifici con pianta rettangolare, a T e a L. Per il confronto è stata utilizzata una "funzione di penalizzazione", definita come rapporto tra i momenti che si verificano ai nodi di una configurazione complessa e quelli di una configurazione regolare: la forma a L, nei casi considerati, comporta incrementi di tale funzione fino al 25%.

- arretramenti e aggetti in elevazione: in corrispondenza degli angoli concavi, presenti lungo l'altezza di un edificio, si verificano, analogamente a quanto avviene in pianta, concentrazioni di sforzi dovuti alle brusche variazioni di rigidità.

Un'attenzione particolare meritano gli aggetti, che, se di dimensioni rilevanti, aumentano pericolosamente la tendenza dell'edificio al ribaltamento. Diverse normative sono concordi nello stabilire un valore intorno al 25% del lato lungo il quale avviene la variazione, come limite al di sopra del quale l'edificio deve essere considerato irregolare, richiedendo così analisi di tipo più complesso.

A.3. Adiacenza

Edifici contigui o parti di uno stesso edificio separate da giunti oscillano secondo le proprie caratteristiche dinamiche, quindi con la possibilità di movimenti discordi.

Il pericolo d'urto o martellamento tra corpi adiacenti deve essere evitato assegnando un'opportuna dimensione al giunto di separazione, che deve risultare maggiore della somma degli spostamenti orizzontali in fase plastica delle due parti accostate.

La normativa consente, eventualmente, di non calcolare gli spostamenti qualora vengano assegnate al giunto dimensioni cautelative, valutate in funzione dell'altezza delle parti contigue e del coefficiente di struttura. Poichè, allo stato attuale, la normativa italiana non prevede distinzioni fra strutture più o meno deformabili, il valore cautelativo assegnato può risultare gravoso per quelle più rigide.

Se si tiene conto che già per fabbricati alti 20 m (6÷7 piani) la dimensione necessaria per il giunto è di alcune decine di centimetri, risulta chiaro che il problema dell'adiacenza deve essere attentamente considerato nella fase di impostazione del progetto; in particolare se tra le parti accostate deve essere ricreata la continuità funzionale (per es. tra corpi di uno stesso edificio), i giunti devono essere risolti tecnologicamente, in modo da non costituire un impedimento rigido agli spostamenti relativi delle due parti.

B. CONFIGURAZIONE STRUTTURALE ORIZZONTALE

B.1. Distribuzione degli elementi resistenti in pianta

Uno dei principi fondamentali di una corretta progettazione in zona sismica è quello di cercare di disporre gli elementi resistenti con regolarità e simmetria in modo che il baricentro delle rigidità si approssimi il più possibile al baricentro delle masse, riducendo così gli effetti tensionali.

I vantaggi di una corretta configurazione geometrica generale possono esse-

re vanificati da una cattiva distribuzione planimetrica degli elementi che caratterizzano il sistema strutturale, in particolare delle pareti di controvento e dei nuclei rigidi, che, invece, se disposti in posizione simmetrica e lontana rispetto al centro di rotazione, possono migliorare la resistenza dell'edificio ai momenti torcenti.

Le normative, generalmente, fanno riferimento all'eccentricità tra il baricentro delle masse e quello delle rigidezze quale parametro per valutare la buona distribuzione planimetrica degli elementi resistenti e la regolarità dell'edificio.

B.2. Variazione di rigidezza lungo il perimetro

Pur essendo questo un aspetto strettamente correlato con il precedente, si è ritenuto opportuno considerarlo separatamente per le diverse implicazioni architettoniche e per alcuni problemi particolari che lo caratterizzano; il tipo di soluzione perimetrale, infatti, può influenzare fortemente il comportamento sismico di un edificio.

La rigidezza perimetrale dipende dalle caratteristiche degli elementi strutturali che compongono le pareti esterne e dalla relazione tra questi e gli elementi non strutturali di tamponamento: un esempio significativo (VI) è quello di un capannone industriale in acciaio, costituito da un sistema scatolare chiuso da elementi di tamponamento su tre lati ed aperto sul quarto, che, durante il terremoto del Friuli, ha manifestato un buon comportamento spaziale per il solo fatto che la quarta parete, al momento del sisma, era temporaneamente chiusa da una serranda.

Variazioni della rigidezza perimetrale possono dar luogo a deformazioni e sollecitazioni notevoli nei solai.

B.3. Densità strutturale in pianta

Un parametro quantitativo, proposto da alcuni autori (VII) per la previsione della risposta sismica, è dato dalla densità strutturale in pianta, definita dal rapporto tra l'area complessiva di tutti gli elementi verticali resistenti e l'area totale di piano.

A titolo indicativo è interessante notare (III) che per un edificio di 15-20 piani con struttura a telaio la densità vale circa 0,01, sale a 0,02 in presenza di pareti di controvento e non supera 0,03 negli edifici con struttura a setti; tali valori risultano notevolmente inferiori a quelli di antichi edifici che raggiungono anche $0,3 \div 0,5$.

Se confortato da un'indagine su un più ampio numero di casi, questo parametro potrebbe costituire un riferimento semplice e immediato per una valutazione indicativa preliminare del comportamento di edifici con struttura in muratura o dell'influenza delle pareti murarie nelle strutture in cemento armato.

C. CONFIGURAZIONE STRUTTURALE VERTICALE

C.1. Variazione di rigidezza lungo l'altezza e piano flessibile

Le strutture che presentano brusche variazioni di rigidezza tra un piano e l'altro, in corrispondenza delle quali si concentrano deformazioni e tensioni, sono dotate di minore duttilità.

Le discontinuità possono dipendere dalla presenza di un piano di altezza

maggiore degli altri, dalla interruzione di parte delle strutture verticali o, anche, da una forte riduzione dei tamponamenti presenti in uno o più piani.

Queste situazioni, che frequentemente si verificano al piano terra degli edifici, vengono indicate con il termine di "piano flessibile".

Durante il terremoto le plasticizzazioni si concentrano nei pilastri del piano flessibile, invece di distribuirsi in tutti gli elementi strutturali, dando luogo ad una minore dissipazione di energia.

Una ricerca teorica (VIII), svolta considerando diverse possibili disposizioni delle tamponature, ha messo in luce la notevole diminuzione della duttilità negli edifici più irregolari; come indice della duttilità complessiva è stato assunto il coefficiente di struttura, che si riduce, nei casi esaminati, da 4 a 2,5.

C.2. Diversa rigidezza dei pilastri di un piano

Se i pilastri di uno stesso piano hanno caratteristiche differenti, quelli più rigidi sono sede di concentrazione di sforzi e di eventuali rotture fragili.

Queste condizioni si possono presentare ad esempio, quando un edificio sorge su un terreno in pendenza ed i pilastri del primo livello sono conseguentemente di lunghezze diverse, oppure se alcuni campi compresi tra pilastri vengono parzialmente riempiti con pareti, per realizzare finestre a nastro, separazioni di ambienti, ecc., o quando sono previsti solai in una zona limitata della pianta e quindi parte dei pilastri sono suddivisi in due tratti dal solaio o, ancora, quando il progetto prevede locali di altezza diversa in uno stesso piano.

Con riferimento alla prima delle situazioni ricordate, l'importanza del problema trattato in questo punto è stata valutata dai ricercatori portoghesi confrontando la risposta sismica di edifici di Lisbona costruiti su terreni con pendenza variabile fino al 20%: la funzione di penalizzazione, già ricordata, vale in questo caso 1,3.

D. CONFIGURAZIONE DEGLI ELEMENTI COMPONENTI

D.1. Geometria dei diaframmi orizzontali (solai)

I diaframmi orizzontali sono gli elementi strutturali (solette, solai, ecc.) che trasmettono le forze sismiche ai telai o alle pareti verticali. Essi, a seconda delle dimensioni, si comportano come travi o lastre orizzontali e presentano spesso delle bucaure per il passaggio di scale, ascensori, impianti.

Le zone forate possono risultare punti critici del diaframma, specie se i vani hanno dimensioni notevoli, forme particolari o se la loro posizione è in punti delicati sulla struttura, ad esempio, in corrispondenza di angoli rientranti in pianta.

D.2. Geometria dei diaframmi verticali (pareti di taglio)

Un problema analogo a quello trattato nel punto precedente riguarda la geometria delle pareti verticali, le quali possono avere interruzioni o variazioni di sezione da un piano all'altro, introducendo brusche variazioni di rigidezza, o possono essere forate in vario modo per ragioni distributive o per effetto di scelte compositive.

Anche in questo caso le dimensioni, la forma e la disposizione delle bucaure possono dar luogo a situazioni critiche per il diaframma.

Una particolare configurazione, detta a pareti accoppiate, si ha quando una o più file verticali di aperture (porte, finestre) suddividono una parete in più parti, collegate da travi orizzontali; tale sistema, se ben progettato nel dettaglio, può costituire un favorevole meccanismo di dissipazione d'energia.

Le norme del C.N.R. (IX) stabiliscono che un edificio a pannelli prefabbricati si definisce "regolare ai fini dell'applicazione di metodi di calcolo semplificati (...) se tutte le pareti proseguono senza interruzione fino al piano di fondazione" e che due pareti si dicono accoppiate se almeno il 20% del momento alla base è equilibrato dalla coppia degli sforzi verticali nelle pareti, dovuti al sisma.

D.3. Rapporti di rigidezza tra gli elementi (pilastro-trave)

I rapporti tra le rigidezze degli elementi strutturali verticali e orizzontali che concorrono in un nodo, influiscono fortemente sul comportamento della struttura.

Un ben noto criterio di progettazione in zona sismica è quello di favorire la formazione di plasticizzazioni nelle travi prima che nei pilastri, sia per la maggior duttilità e capacità dissipativa delle travi, sia perchè il danneggiamento dei pilastri può portare al collasso della struttura.

Tale obiettivo può risultare compromesso da scelte progettuali che prevedano l'uso di travi-veletta, di parapetti irrigidenti, di mensole aggettanti della facciata che, modificando i rapporti di rigidezza tra le varie parti, possono favorire rotture fragili negli elementi verticali.

3. LE INDICAZIONI NORMATIVE NEI RIGUARDI DELLA CONFIGURAZIONE

Le norme sismiche dei diversi paesi (IV) considerano il problema della configurazione in vario modo ed è possibile evidenziare (X) le indicazioni che ogni norma contiene, più o meno esplicitamente, a proposito degli aspetti elencati nella classificazione proposta.

Da questo esame sistematico discendono alcune osservazioni qualitative, mentre un confronto più dettagliato avrebbe senso solo se si entrasse nel merito della filosofia di sicurezza su cui si basano le singole norme.

E' opportuno premettere che l'attuale quadro normativo si rivolge prevalentemente allo specialista impegnato nella verifica strutturale, più che al progettista responsabile, a volte inconsapevolmente, delle caratteristiche sismiche dell'opera, definite nella fase di impostazione generale.

Infatti la linea logica, generalmente seguita nelle norme, è quella di indicare quali siano le condizioni per cui un edificio si può ritenere dotato o meno di regolarità strutturale e, conseguentemente, di stabilire che tipo di analisi debba essere seguita nelle verifiche (statica o dinamica, piana o spaziale, ecc.).

Secondo una suddivisione necessariamente schematica, si può pensare di raggruppare le diverse normative, in funzione del livello di sensibilità ai problemi configurativi, nel modo seguente:

- molti dei regolamenti presi in esame contengono solo raccomandazioni generiche sulla regolarità e sulla simmetria, da considerarsi alla base di una corretta progettazione in zona sismica;

- altre norme danno indicazioni specifiche su alcuni degli aspetti trattati nella classificazione, assegnando i valori da considerare discriminanti nei riguardi della regolarità e, quindi, del tipo di analisi;
- infine solo in alcune norme più recenti, come ad esempio quelle del C.E.B. (XI), della Comunità Europea (XII), del C.N.R. (IX), sono definiti in modo omogeneo i criteri di regolarità dell'edificio, anche in relazione alle sue caratteristiche configurative.

In modo molto sintetico e con riferimento ai punti della classificazione, le indicazioni normative più significative nei riguardi della configurazione sono riassunte nella "scheda di valutazione" di fig. 3.

4. SCELTE PROGETTUALI E CONFIGURAZIONE

Sono varie e complesse le scelte, operate nel corso della progettazione, che generano i diversi problemi configurativi discussi nei paragrafi precedenti.

Al fine di comprendere meglio l'origine di tali problemi, le scelte progettuali sono state suddivise schematicamente in funzione del loro carattere tipologico, funzionale, tecnologico, compositivo o dei vincoli imposti e si è cercato di individuare le possibili connessioni tra questi cinque aspetti e i punti della classificazione proposta.

Una ricerca di questo tipo (X) ha avuto come riferimento la produzione residenziale in Italia, restringendo così il campo di indagine ed assegnando dei limiti concreti al concetto di progetto; la strada, anche se solo agli inizi, è sembrata promettente e in grado di fornire suggerimenti sulla scelta dei parametri da considerare in future ricerche.

Di tale indagine sistematica si presentano qui solo alcuni cenni essenziali, definendo i cinque aspetti progettuali considerati ed evidenziando, con qualche esempio, alcuni dei legami più significativi con le varie irregolarità configurative.

I. TIPOLOGIA

Le caratteristiche di aggregazione e di distribuzione interna degli edifici ne influenzano fortemente la morfologia complessiva determinando molti dei problemi configurativi elencati, in particolare quelli classificati come geometrici.

Ad esempio, i tipi edilizi a schiera ed in linea, caratterizzati dalla ripetizione di più unità elementari affiancate, ed il tipo a ballatoio, con distribuzione longitudinale degli alloggi, hanno spesso forme allungate che possono presentare alti valori del rapporto tra i lati in pianta o, per il ridotto spessore del corpo di fabbrica, del rapporto H/B; il problema di un forte sviluppo altimetrico è tipico degli edifici a torre.

II. FUNZIONE

La scelta di una particolare destinazione d'uso o le esigenze di illuminazione e ventilazione naturali sono alcuni degli aspetti funzionali che, imponendo il rispetto di determinati requisiti, possono contribuire a determinare soluzioni errate dal punto di vista sismico, specie nei riguardi della configurazione strutturale.

Negli edifici residenziali, ad esempio, in molti casi è il piano terra ad avere una destinazione diversa dando luogo al problema del piano flessibile.

III. TECNOLOGIA

Il rispetto dei requisiti e dei vincoli che, in misura diversa, ogni tecnologia impone, può condizionare fortemente la configurazione dell'edificio.

Un caso evidente è quello delle costruzioni a setti, che possono essere caratterizzate da una notevole disuniformità di rigidezza nelle direzioni principali.

IV. COMPOSIZIONE ARCHITETTONICA

Con questo termine si vuole fare riferimento alla volontà formale e alla poetica personale del progettista, che possono esplicitarsi in qualsiasi momento dell'iter progettuale, dalla impostazione della morfologia complessiva dell'edificio e della sua volumetria, alla ricerca delle capacità espressive del singolo particolare.

La presenza di angoli rientranti, sia in pianta che in alzato, è spesso l'esito di una precisa volontà progettuale che affida proprio a questa "complessità" volumetrica il valore formale di un progetto: il dinamismo ricercato attraverso l'uso di una forma complessa nella Bauhaus di Gropius è uno dei tanti esempi della storia dell'architettura.

Il piano terra su pilotis o l'interpiano libero vengono talvolta usati come elementi compositivi per le loro caratteristiche dimensionali e di trasparenza: Le Corbusier ne ha fatto uno dei cinque requisiti fondamentali della sua architettura e, soprattutto, un elemento spesso decisivo della sua poetica personale.

V. VINCOLI ALLA PROGETTAZIONE

I vincoli imposti dalle normative edilizie ed urbanistiche o della particolare morfologia del sito preesistono al progetto e possono avere riflessi importanti sulla configurazione di un edificio.

La necessità di rispettare le condizioni imposte da aree già ampiamente edificate può essere la causa, per esempio, di forme planimetriche molto allungate o con angoli rientranti, mentre un terreno in forte pendio può comportare la scelta di pilastri del primo livello con differenti altezze e, quindi, rigidzze.

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Le scelte progettuali che determinano il comportamento sismico di un edificio sono dunque numerose e complesse e interessano tutti i protagonisti del processo edilizio.

Le considerazioni contenute in queste pagine riguardano in particolare le scelte dell'architetto, che contribuiscono in larga misura a caratterizzare la "configurazione" dell'opera e, quindi, la sua risposta sismica.

Quali strade seguire, allora, per mettere in condizioni l'architetto di prendere decisioni adeguate? E quali i riflessi di scelte "antisismiche" sull'immagine dell'opera progettata?

La classificazione degli elementi che concorrono a definire la configurazione di un edificio, l'esame critico delle normative e l'indagine sull'influenza delle diverse componenti progettuali, di cui si è discusso nei paragrafi precedenti, sono alcuni degli argomenti che potranno contribuire, in futuro, a dare risposta a tali domande.

Molti aspetti dovranno però essere approfonditi in una ricerca più ampia, per la quale, a conclusione di questa nota, vengono fatte alcune osservazioni:

- Nelle Figg. 1 e 2 sono stati elencati i problemi geometrici e strutturali più significativi, senza entrare nel merito della diversa importanza che essi assumono di volta in volta; ricerche teoriche, come quelle in corso per la città di Lisbona, saranno indispensabili per valutare l'influenza dei diversi parametri e verificare l'efficacia della classificazione proposta, sviluppando analisi numeriche di casi campione e indagini su edifici danneggiati da terremoti.

Poichè si tratta di ricerche molto impegnative, è particolarmente importante che vengano svolti studi preliminari (XIII) per mettere a punto modelli teorici semplici ed efficaci.

- La Fig. 3 illustra una proposta di scheda che, attraverso la valutazione dei singoli parametri, consente di esprimere un giudizio complessivo sulla configurazione di un edificio; i parametri sono suddivisi secondo la classificazione precedentemente illustrata e il criterio di giudizio, indicato per ognuno, vale a titolo di esempio.

Infatti la scheda vuole rappresentare un'idea del metodo che potrebbe essere seguito per giungere ad una valutazione globale, mentre le relazioni con tenute nella scheda, tratte dalla bibliografia e dalla normativa consultate, meritano ulteriori approfondimenti, specie nei casi, evidenziati con l'interrogativo, in cui le informazioni sono incerte o contraddittorie.

L'applicazione della scheda, in corso di sperimentazione per edifici residenziali realizzati in Italia (X), permetterà di giudicarne l'efficacia e di proporre un criterio per tenere conto della maggiore o minore importanza di ogni parametro.

Resta naturalmente la soggettività di certi giudizi e la complessa interazione dei molteplici elementi che concorrono a definire la configurazione.

- Al fine di individuare i problemi più significativi da approfondire in future ricerche, è sembrato promettente il tentativo, riferito sperimentalmente all'edilizia residenziale (X), di correlare i diversi caratteri (tipo

logico, funzionale, ecc.) delle scelte progettuali con la configurazione. Così ad esempio, in una ricerca sistematica sul comportamento di diverse possibili configurazioni planimetriche, la scelta della disposizione degli elementi resistenti e, quindi, delle eccentricità da prendere in esame potrà essere guidata dallo studio tipologico, che mette in evidenza quali siano le aggregazioni possibili dei vari tipi edilizi, o piuttosto dallo studio tecnologico, in cui si considera l'influenza della metodologia costruttiva adottata sulle caratteristiche della struttura.

Risulta dunque chiaro quanto sia importante, già in questa fase preliminare della ricerca, l'integrazione delle conoscenze dell'architetto e dell'esperto strutturale.

- Due considerazioni per concludere: una riguardante l'immagine architettonica dell'edilizia in zona sismica, l'altra l'evoluzione delle informazioni di cui deve disporre l'architetto per impostare correttamente il progetto, senza essere uno specialista di problemi sismici.

A proposito della prima, si vuole solo richiamare l'attenzione sulla possibilità di valutare, in future ricerche, quali siano gli esiti progettuali dei punti della classificazione nei riguardi dei caratteri compositivi dell'opera.

La seconda considerazione si riferisce alla opportunità di formulare in modo più organico i suggerimenti per ottenere una corretta configurazione sismica degli edifici. Allo stato attuale si va dalle generiche informazioni contenute nella vasta bibliografia fino alle istruzioni normative specialistiche, da seguire nei calcoli di verifica, anche se alcuni criteri di regolarità, indicati dalle norme per la scelta del tipo di analisi, possono essere utilizzati dall'architetto come punto di riferimento per l'impostazione del progetto.

In futuro si potrà considerare l'eventualità di raccomandazioni specifiche sull'argomento, direttamente rivolte al progettista dell'opera.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare gli architetti Pietro Marciani e Giorgio Latessa per il prezioso contributo dato nell'ambito della loro tesi di laurea, discussa presso la Facoltà di Architettura di Roma.

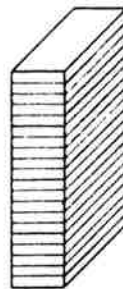
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- I) DOWRICK, D.: "Earthquake Resistant Design", J. Wiley and Sons, London, 1977.
- II) S.E.A.O.C.: "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary", San Francisco, ed. 1959 e segg.
- III) ARNOLD, C. e REITHERMAN, R.: "Morfologia edilizia e progetto sismico", Ed. L. Parma, Bologna, 1985.
- IV) I.A.E.E.: "Earthquake Resistant Regulations. A World List", Tokyo, 1980.
- V) HENRIQUES, P.G. e OLIVEIRA, C.S.: "A contribution to the study of building configuration on seismic response", Proc. 8th ECEE, Lisbona, 1986.
- VI) AA.VV.: "Il terremoto del 6 maggio 1976 in Friuli", L'Industria Italiana del Cemento, n. 7-8, 1976.
- VII) SHIGA, T.: "Earthquake damage and the amount of walls in reinforced concrete buildings", Proc. 6th WCEE, Vol. 7, New Delhi, 1977.
- VIII) GIUFFRÈ, A. e GIANNINI, R.: "La risposta non lineare delle strutture in cemento armato", in AA.VV., Progettazione e particolari costruttivi in zona sismica, ANCE-AIDIS, Roma, 1984.
- IX) C.N.R.-G.N.D.T.: "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche", Roma, 1984.
- X) GENTILI, M., LATESSA, G. e MARCIANI, P.M.: "Progetto sismico e tipologia edilizia", Tesi di laurea, Facoltà di Architettura, Università di Roma, 1986.
- XI) C.E.B.: "Model Code for Seismic Design of Concrete Structures", Roma, 1985.
- XII) C.E.E.: "Eurocodice n. 8 - Codice Europeo per le strutture erette in zona sismica", trad. it. A.N.C.E., Roma, 1983.
- XIII) DOLCE, M. e SIMONINI, A.: "The influence of structural regularity on the seismic behavior of buildings", Proc. 8th ECEE, Lisbona, 1986.

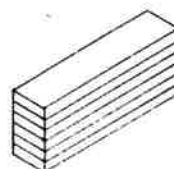
A - CONFIGURAZIONE GEOMETRICA DELL'EDIFICIO

1. DIMENSIONI

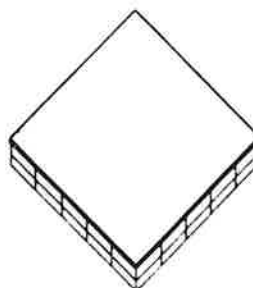
- rapporto altezza/profondità



- rapporto lunghezza/profondità

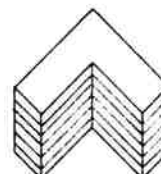
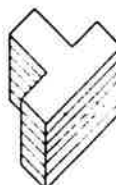


- sviluppo altimetrico e planimetrico

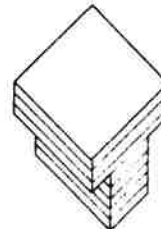
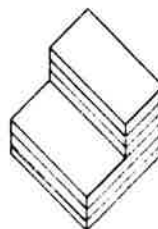


2. FORMA

- angoli rientranti in pianta



- arretramenti e aggetti in elevazione



3. ADIACENZA

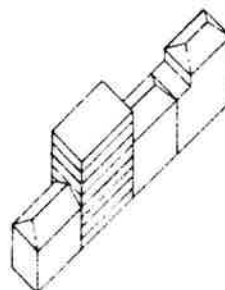


Fig. 1 - Classificazione dei parametri della configurazione (parte 1)

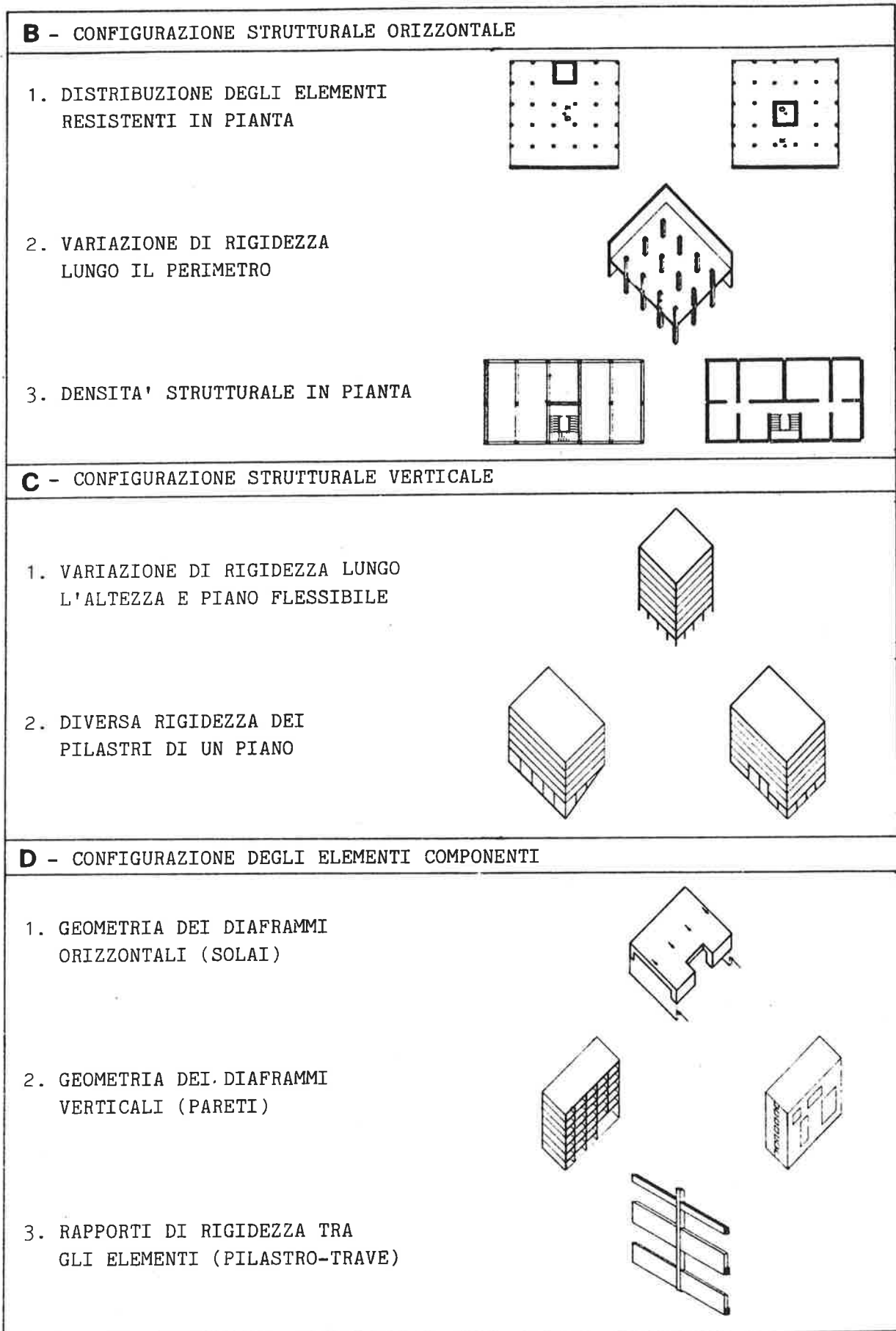


Fig. 2 - Classificazione dei parametri della configurazione (parte 2)

PARAMETRI		CRITERIO DI GIUDIZIO		GIUDIZIO		NOTE ESPLICATIVE
				R	NR	
A	RAPPORTO H/B	$H/B < 4$				
	RAPPORTO A/B	$A/B < 2,5$				
	SVILUPPO ALTIMETRICO E PLANIMETRICO	$H < ?$ $A, B < ?$				
	ANGOLI RIENTRANTI	$L' < 25\% L$				
	ARRETRAMENTI ED AGGETTI	$L' < 10\% L$ (quando $h > 0,15 H$)				
	ADIACENZA	$d(H) > 5 + \frac{H \cdot K}{100}$				
B	DISPOSIZIONE DEGLI ELEMENTI RESISTENTI	$e < 15\%$ braccio rigidezza torsionale				 $W_i = \text{peso del piano}$ $Z = \text{coefficiente sismico}$
	VARIAZIONI LUNGO IL PERIMETRO	$\Delta K < ?$				
	DENSITA' STRUTTURALE	$25 A_{\text{pareti}} + 7 A_{\text{pilastri}} > Z \cdot W_i$				
C	PIANO FLESSIBILE	$\Delta K < 50\%$				
	DIVERSA RIGIDEZZA DEI PILASTRI	$K_{\text{max}} / K_{\text{min}} < ?$				
D	GEOMETRIA DEI SOLAI	SI	NO			
	GEOMETRIA DELLE PARETI	SI	NO			
	RAPPORTI TRA GLI ELEMENTI	SI	NO			
OSSERVAZIONI				TIPO DI ANALISI		GIUDIZIO COMPLESSIVO
				STATICA		REGOLARE
				DINAMICA		NON REGOLARE

Fig. 3 - Scheda di valutazione della configurazione