

ANALISI STATICA E DINAMICA DI EDIFICI MULTIPIANO: PROGETTAZIONE STRUTTURALE ASSISTITA MEDIANTE TECNICHE INTERATTIVE GRAFICHE

Nel presente articolo viene illustrato un package automatico interattivo grafico indirizzato alla progettazione e verifica di strutture soggette ad azioni sismiche. Il programma è dotato di pre- e post-processor che permettono di adottare una metodologia progettuale CAD altamente efficiente, specialmente nelle fasi di input-output. Il controllo fisico dei risultati dell'analisi strutturale viene eseguito con facilità mediante visualizzazione grafica degli spostamenti e sollecitazioni, permettendo così al progettista una rapida sintesi progettuale interattiva ed iterativa (intesa come sequenza ragionata di successive verifiche).

Nel caso di edifici di tipo corrente, alcune ipotesi semplificative possono essere adottate dall'operatore-progettista in modo da ottenere un duplice risultato: ridurre l'impegno computazionale e ottenere uno schema semplificato di calcolo facilmente controllabile, mediante metodi approssimati.

1. Introduzione

La progettazione antisismica di edifici multipiano richiede schemi strutturali ed analisi dei carichi necessariamente più sofisticati e complessi di quelli richiesti nella progettazione per carichi statici.

Per ottenere risultati che rispecchino idoneamente il funzionamento della realtà costruttiva, gli edifici debbono essere di norma schematizzati secondo un sistema strutturale spaziale che tenga dovuto conto che le risultanti delle azioni globali non passano per i baricentri delle rigidità. Alcuni edifici richiedono, in rispetto alla normativa vigente, un'analisi modale anziché la semplificata analisi mediante carichi statici equivalenti.

La complessità e laboriosità dei calcoli strutturali richieste dalle suddette schematizzazioni, suggeriscono di avvalersi di codici automatici di calcolo strutturale indirizzati all'analisi statica e dinamica dell'edificio, inteso quale sistema strutturale spaziale formato da varie sottostrutture, quali (fig. 1):

- struttura e telaio spaziale;
- sistemi di controventamento;
- struttura di fondazione.

Molti programmi generali di analisi statica e dinamica delle strutture sono oggi disponibili (SAP, ADINA, NASTRAN, MARC, ecc.). L'impiego di questi programmi crea diverse difficoltà, le quali vengono discusse in dettaglio in [1].

Per rimuovere queste difficoltà una serie di programmi indirizzati all'analisi di edifici in zona sismica sono stati

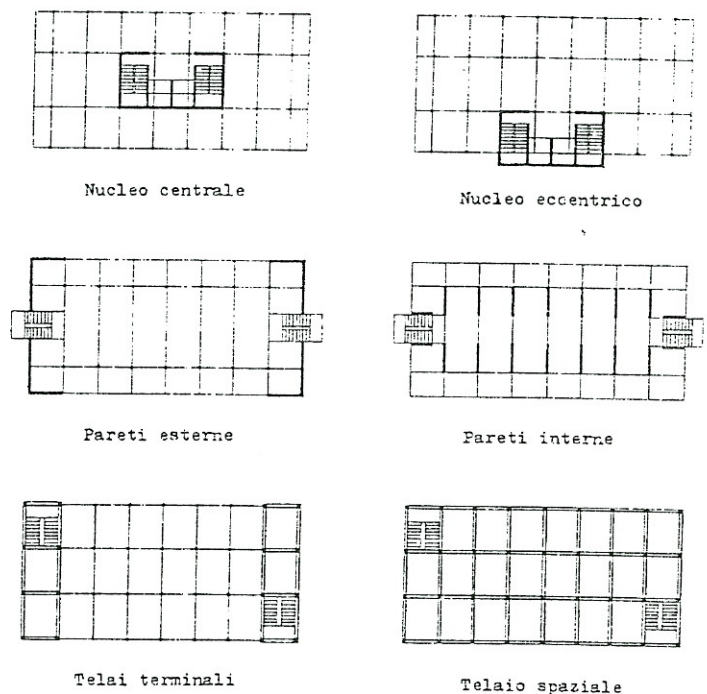


FIG. 1
 Integrazione dei sistemi di controventamento nella progettazione strutturale

sviluppati, negli ultimi 15 anni, all'Università di California (Berkeley).

Questi programmi, che vanno sotto il nome di ASCE, TABS, ETABS [2] ecc., pur essendo «indirizzati», sono di origine batch e perciò non adatti alla progettazione intesa come ripetizione programmata di calcoli che consentono di operare scelte, ragionate od automatiche (ottimizzazione).

Il programma di calcolo automatico di edifici in zona sismica presentato in questo articolo intende rimuovere le citate limitazioni dei su elencati programmi. Le caratteristiche principali del codice sono:

- analisi statica e dinamica tridimensionale di edifici multipiano a struttura spaziale;
- integrazione dei sistemi di controventamento (vani scale, shear walls, pareti divisorie, ecc.) mediante sottostrutturazione. La sottostruttura a pannello è schematizzata secondo la teoria dell'equivalenza [3];
- condensazione statica dei gradi di libertà giudicati non necessari (slaves), in sede di definizione dello schema teorico strutturale;

— organizzazione input-output completamente interattiva secondo tecniche grafiche relative alla metodologia CAD;

— progetto e verifica delle sezioni e degli elementi strutturali per via automatica o/e interattiva;

— disegno automatico degli elaborati esecutivi in c.a. dopo controllo interattivo dell'operatore-progettista.

La struttura del programma è tale da permettere la sua estensione a casi di non linearità geometrica e materiale utili per l'analisi della stabilità d'insieme in regime di grandi spostamenti e la degradazione incrementale degli elementi strutturali in fase elasto-plastica. Questi argomenti saranno oggetto di una successiva nota.

$F_{xp}; F_{yp}; F_{zp}$ = forze e momento associati al nodo K appartenenti all'elemento K;J, legati al moto di corpo rigido del piano.

K,J = indici di individuazione dell'elemento ad asta:

$$\begin{Bmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \\ M_x \\ M_y \\ M_z \end{Bmatrix}_{K;J} = \begin{bmatrix} 1 & & & & & \\ & 1 & & & & \\ & & 1 & & & \\ & & & 1 & & \\ & & & & 1 & \\ & & & & & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_{xp} \\ F_{yp} \\ F_z \\ M_x \\ M_y \\ M_{zp} \end{Bmatrix}_{K;J} \quad (2)$$

2. Il modello fisico-matematico

Fisicamente la struttura dell'edificio multipiano viene schematizzata, nel modo più generale previsto dal programma, adottando le seguenti sottostrutture elementari:

- l'elemento finito trave;
- l'elemento di controventamento a pannello;
- l'elemento a lastra di solaio.

L'impostazione generale richiede un notevole impegno computazionale; impegno che può essere ridotto significativamente per la maggior parte degli edifici, dove le caratteristiche della struttura permettano di adottare le seguenti consuete ipotesi semplificative:

— si considera il piano dei solai indeformabile nel proprio piano;

— gli sforzi orizzontali dovuti al sisma sono considerati applicati al piano, ipotesi equivalente a considerare le masse concentrate e associate ad alcuni gradi di libertà (lumped mass parameter).

La prima ipotesi comporta di avere, in corrispondenza dei nodi di solaio, un legame di dipendenza fra i sei gradi di libertà per nodo degli elementi ad asta, ed i parametri di spostamento relativi al moto rigido del solaio. Il legame, in termini di spostamenti, è sintetizzato dalla (1):

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \\ \phi_x \\ \phi_y \\ \phi_z \end{Bmatrix}_K = \begin{bmatrix} 1 & & -DY \\ & 1 & DX \\ & & 1 \\ & & & 1 \\ & & & & 1 \\ & & & & & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_p \\ v_p \\ w \\ \phi_x \\ \phi_y \\ \phi_{zp} \end{Bmatrix}_K \quad (1)$$

dove:

$u;v;w$ = spostamenti del nodo generico K nel sistema di riferimento globale;

$\phi_x; \phi_y; \phi_z$ = rotazioni in K riferite agli assi globali;

$u_p; v_p; \phi_{zp}$ = gradi di libertà legati al moto di corpo rigido del telaio;

$DX = X_k - X_p$;

$DY = Y_k - Y_p$;

$X_k; Y_k$ = coordinate del nodo generico K;

$X_p; Y_p$ = centro di massa del solaio;

P = puntatore di piano (indice di associazione dei nodi K appartenenti al piano «p»).

Il legame, in termini di forze, è espresso dalla (2), dove:

$F_x; F_y; F_z$ = forze associate al nodo K appartenente all'elemento K;J ad esso collegato;

$M_x; M_y; M_z$ = momenti associati al nodo K appartenente all'elemento K;J ad esso collegato;

Dalle (1) e (2) ne consegue che 6 gradi di libertà per nodo degli elementi ad asta si riducono a 3 indipendenti dal moto rigido del solaio (due rotazioni ed uno spostamento). I gradi di libertà attivati dalla schematizzazione proposta sono pertanto: 3 per nodo e 3 per piano.

La seconda ipotesi semplificativa, relativa all'approssimazione introdotta nella distribuzione delle masse, vincola la risposta sismica dell'edificio. Le masse dell'edificio si suppongono concentrate in corrispondenza dei piani ed associate ai parametri di movimento di questo. Tenendo in conto le suddette approssimazioni, l'equilibrio dinamico della struttura è descritto da un sistema di equazioni differenziali di secondo ordine:

$$[M]\{\ddot{D}\} + [C]\{\dot{D}\} + [K]\{D\} = \{P(t)\} \quad (3)$$

dove:

[M] = matrice delle masse diagonale (masse concentrate = 1^a ipotesi);

[C] = matrice di smorzamento diagonale (ipotesi semplificatoria);

[K] = matrice di rigidità;

{P(t)} = carichi applicati (anche in funzione del tempo);

{D} = vettore spostamento;

{\dot{D}} = vettore velocità;

{\ddot{D}} = vettore accelerazione.

Per l'analisi dinamica, indirizzata agli edifici multipiano, viene prevista, nel programma qui presentato, l'analisi modale delle (3).

Operando mediante condensazione statica si procede a separare i gradi di libertà desiderati (masters), da quelli da eliminare (massless-slaves).

Evidenziando le sottomatrici di tipo «m» ed «s» si ha:

$$\begin{bmatrix} K_{mm} & K_{ms} \\ K_{ms} & K_{ss} \end{bmatrix} - \lambda \begin{bmatrix} M_{ms} & M_{ms} \\ M_{ms} & M_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{D}_m \\ \bar{D}_s \end{Bmatrix} = 0 \quad (4)$$

dove:

m = gradi di libertà «master» da conservare;

s = gradi di libertà «slave» da eliminare;

$\bar{D}_m; \bar{D}_s$ = autovettori dei modi naturali di vibrare (tipo master; tipo slave).

Eliminando $\{\bar{D}_s\}$ dalle (4) si ha:

$$\{\bar{D}_s\} = -[K_{ss}]^{-1}[K_{ms}]^T\{\bar{D}_m\}; \quad (5)$$

ponendo ora

$$\begin{Bmatrix} \bar{D}_m \\ \bar{D}_s \end{Bmatrix} = [T] \{ \bar{D}_m \}, \text{ dove } [T] = \begin{bmatrix} I \\ -K_{ss}^{-1} K_{ms}^T \end{bmatrix} \quad (6)$$

e sostituendo in 4 e premoltiplicando per $[T]^T$ si ha la forma condensata:

$$([K_r] - \lambda [M_r]) \{ \bar{D}_m \} = 0, \quad (7)$$

dove le matrici condensate simmetriche sono espresse dalle (8):

$$\begin{matrix} [K_r] = [T]^T [K] [T]; & [M_r] = [T]^T [M] [T]. \\ \text{mxm} & \text{mxn} \quad \text{nxn} \quad \text{nxm} \end{matrix} \quad (8)$$

La condensazione statica di tipo generale ottenuta in (7) è antieconomica nel caso di analisi di edifici dove i gradi di libertà da conservare (master) siano quelli corrispondenti a quelli di piano. In questo caso nel programma si prevede la seguente procedura alternativa per la risoluzione del problema generalizzato agli autovalori: effettuata la partizione della matrice in funzione dei gradi di libertà, si scrive:

$$\begin{pmatrix} [K_{mm} & K_{ms}] \\ [K_{ms}^T & K_{ss}] \end{pmatrix} - \lambda \begin{pmatrix} [M_{mm} & 0] \\ [0 & 0] \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{D}_m \\ \bar{D}_s \end{Bmatrix} = 0 \quad (9)$$

dove:

M_{mm} = diagonale con masse concentrate unicamente nei nodi «master».

Eliminando $\{ \bar{D}_s \}$ dalle (9),

$$\{ \bar{D}_s \} = -[K_{ss}]^{-1} [K_{ms}^T] \{ \bar{D}_m \}; \quad (10)$$

e per sostituzione nelle rimanenti di ha

$$([K_r] - \lambda [M_{mm}]) \{ \bar{D}_m \} = 0 \quad (11)$$

con

$$[K_r] = [K_{mm}] - [K_{ms}] [K_{ss}]^{-1} [K_{ms}]^T. \quad (12)$$

Con soli 3 gradi di libertà per piano e non dovendo condensare $[M]$, il calcolo della $[K_r]$ può essere ottenuto, senza eseguire l'oneroso calcolo della $[K_{ss}]^{-1}$, direttamente nel modo seguente:

$$\begin{pmatrix} [K_{mm} & K_{ms}] \\ [K_{ms}^T & K_{ss}] \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} I \\ D_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} X_a \\ 0 \end{Bmatrix} = 0 \quad (13)$$

dove: I = matrice identità.

Eliminando $\{ D_s \}$ dalla (13) si ha:

$$[K_{mm}] - [K_{ms}] [K_{ss}]^{-1} [K_{ms}]^T - [X_a] = [K_r] \quad (14)$$

che è la stessa matrice (12) da noi cercata, ottenuta e accumulata nella matrice X_a imponendo degli spostamenti unitari $[I]$, associati ad ogni grado di libertà da conservare. La (13) equivale a risolvere $3 \times p$ condizioni di carico.

Ottenuta la matrice traslante $[K_r]$ (associata ai movimenti di piano) è possibile ottenere la configurazione dei modi di vibrare e le frequenze naturali dal sistema non smorzato espresso dalle:

$$[M_r] \{ \ddot{D}_r \} + [K_r] \{ D_r \} = 0. \quad (15)$$

Dove il problema agli autovalori da risolvere si scrive nella maniera seguente:

$$[K_r] \{ \phi_r \} = \lambda [M_r] \{ \phi_r \} \quad (16)$$

ϕ = Autovettori (modi di vibrare).

Il problema, ridotto a $3 \times p$ le incognite, viene risolto con il metodo di Jacobi.

Ottenute le soluzioni dell'equazione delle frequenze (autovalori),

$$\| [K] - \lambda [M] \| = 0 \quad (17)$$

si ha il vettore delle frequenze degli m modi di vibrare

$$\{ \omega \} = \{ \omega_1; \omega_2; \omega_3; \dots; \omega_m \}^T; \lambda = \omega^2. \quad (18)$$

Gli autovettori $\{ \phi_r \}$, ampiezza o configurazione del modo di vibrare sono ora ottenibili con le (16). Gli m modi di vibrare sono ortonormalizzati rispetto alla matrice delle masse in modo che:

$$[\phi]^T [M] [\phi] = [I] \quad (19)$$

e così

$$[\phi]^T [K] [\phi] = [\omega^2]. \quad (20)$$

In accordo con la normativa italiana il programma prevede l'analisi dinamica mediante uno spettro di risposta di progetto. A questo scopo, come ben noto, le equazioni dissaccoppiate del moto sono espresse dalle:

$$\{ \ddot{Z} \} + [\omega^2] \{ Z \} = [\phi]^T \{ P \} a(t) \quad (21)$$

con:

$\{ Z \}$ = ampiezza di risposta di ciascun modo

$$\{ P \} = \begin{Bmatrix} m_1 \cos \alpha \\ m_1 \sin \alpha \\ J_1 \quad 0 \\ \vdots \end{Bmatrix}; \quad \alpha = \text{angolo di ingresso del sisma}$$

$a(t)$ = g. C.R(t); accelerazione massima del terreno in funzione del periodo corrispondente della struttura per ogni modo di vibrare (spettro di risposta).

Dalle (21) si ha che la massima risposta è data, per ogni singolo modo di vibrare «i», da:

$$Z_i^{\max} = \frac{\{ \phi_i \}^T \{ P \} a(T)}{\omega^2} \quad (22)$$

Possiamo ora ottenere gli spostamenti in coordinate globali mediante la seguente espressione:

$$\{ D_i \} = Z_{\max} \{ \phi_i \}. \quad (23)$$

Calcolati gli spostamenti per ogni modo di vibrare (in accordo con il regolamento, il programma trattiene solo i primi tre modi), si risale alle sollecitazioni e queste sono composte mediante la seguente legge di combinazione statistica:

$$S_p = \sqrt{\sum_{i=1}^{3 \times p} S_i^2}, \quad (24)$$

essendo S_p la sollecitazione di progetto ed S_i la sollecitazione corrispondente al modo i .

3. La sottostrutturazione elementare

L'edificio, come già accennato, è schematizzato impiegando le seguenti sottostrutture elementari:

- elementi ad asta a 6 gradi di libertà per nodo;
- elementi di controventamento a pannelli carichi nel proprio piano;
- elementi di lastra (solaio) carichi fuori dal loro piano.

3.1. Elementi ad asta

La matrice di rigidezza di un'asta, con 12 gradi di libertà, è ben nota e permette di considerare la deformazione assiale e tagliante ed è illustrata in Appendice 1.

La matrice di rigidezza può essere trasformata opportunamente per tenere in considerazione le seguenti possibilità operative:

- modifica automatica delle righe e colonne corrispondenti a gradi di libertà indipendenti (es.: l'elemento a biella viene ottenuto considerando attivi solo i gradi di libertà associati alla deformazione per sforzo normale);
- calcolo della lunghezza elasticamente deformabile tra fili interni delle campate relative. Le lunghezze tra assi e fili interni vengono considerate infinitamente rigide fig. 2;

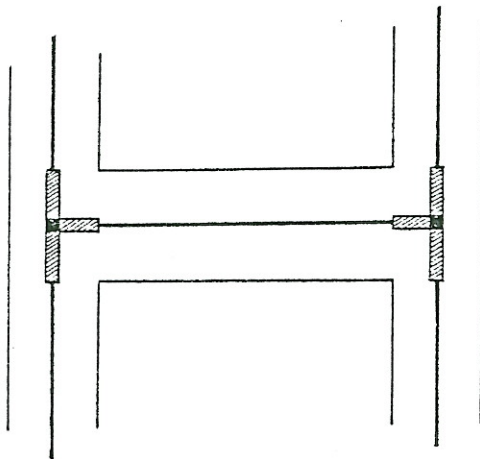


FIG. 2

— possibilità di considerare stati di coazione (pre-sollecitazioni, ΔT , cedimenti vincolari, ecc.).

Le matrici elementari generali (12×12), quando soggette alla prima ipotesi semplificativa (v. punto 2), devono essere trasformate nella maniera seguente: chiamata $[\Lambda]$ la matrice di trasformazione in (1), il vettore delle forze e le matrici di rigidezza trasformate saranno ottenute dalle

$$\begin{cases} \{P'\} = [T]^T \{P\} \\ \{K'\} = [T]^T [K] [T] \end{cases} \quad \text{con} \quad [T]_{12 \times 12} = \begin{bmatrix} \Lambda_1 & 0 \\ 0 & \Lambda_2 \end{bmatrix} \quad (25)$$

dove: 1;2 = indici dei due nodi dell'elemento considerato.

3.2. Elemento parete

L'elemento parete viene schematizzato, passando dal continuo al discreto, mediante la teoria dell'equivalenza [3,4], come un reticolo di aste elementari del tipo considerato nel punto 3.1.

Questa schematizzazione permette di ottenere:

- una omogeneità essenziale e formale nell'algoritmo di risoluzione che opera su un solo tipo di matrici elementari;
- un grado di precisione dei risultati paragonabile a elementi finiti di ordine 3 [5];
- una versatilità di elaborazione delle sottostrutture «pareti standard», ottenute separatamente nell'ambito della metodologia di calcolo di strutture intelaiate.

Sul piano pratico il problema dell'equivalenza tra un corpo continuo e un corpo discreto consiste nel determinare le caratteristiche geometrico-meccaniche del modello. Queste caratteristiche si ottengono eguagliando le espressioni dei potenziali dell'energia di deformazione dei due sistemi.

Considerando il modello continuo rappresentato in fig. 3 per uno stato piano di tensione, l'energia di deformazione per unità di volume, espressa in funzione dei tensori di dilatazione e_{11} ; e_{22} ; e_{12} , è:

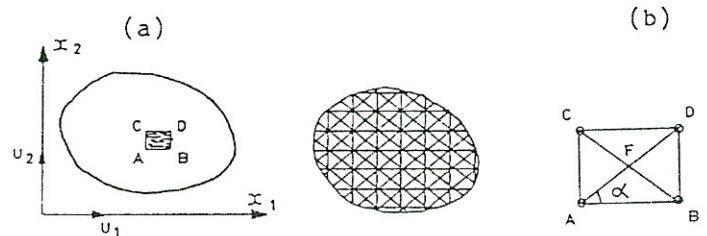


FIG. 3

$$U_o = \frac{E}{2(1-\nu^2)} [(e_{11})^2 + (e_{22})^2 + 2\nu e_{11} e_{22} + 2(1-\nu)(e_{12})^2] \quad (26)$$

Considerando che lo spessore della parete è h , si ha, per unità di superficie:

$$(U_o)_h = U_o \cdot h \quad (27)$$

e se A_s = area di un elemento di lastra, il volume è

$$V = A_s \cdot h \quad (28)$$

L'equivalenza si ottiene imponendo:

$$A \cdot U_o = U' \quad (29)$$

essendo U' l'energia di deformazione del sistema equivalente che, nel caso da noi adottato di elemento rettangolare ad aste diagonali solidali (fig. 3b), diventa:

$$U' = 2w'_{AB} + 2w'_{AC} + 2w'_{FB} + 2w'_{FD} + 4w''_{FD} \quad (30)$$

dove con w' si indica l'energia di deformazione per sforzo normale e con w'' quella per flessione.

Dopo aver sviluppato le (26) e (30), eguagliando i coefficienti omologhi si ottengono le caratteristiche equivalenti del modello, espresse dalle seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} Q_{AF} &= \frac{G \cdot V}{4 \sin^2 \alpha \cos^2 \alpha} \\ Q_{AC} &= \frac{G \cdot V}{2} \left(-\tan^2 \alpha + \frac{1+3\nu}{1-\nu} \right) \\ Q_{AB} &= \frac{G \cdot V}{2} \left(-\cot^2 \alpha + \frac{1+3\nu}{1-\nu} \right) \\ \eta_{AF} &= \frac{G \cdot V}{4 \sin^2 \alpha \cos^2 \alpha} \frac{1-3\nu}{1-\nu} \end{aligned} \quad (31)$$

dove:

- G = $E A L$,
- E = modulo di elasticità del modello,
- A = area del modello,
- L = lunghezza del modello,
- η = EJ/L ,
- J = momento d'inerzia della sezione del modello.

La sottostruttura a parete (shear wall) con o senza fori interni è ora analizzabile nell'ambito dello stesso programma, e la sua matrice di rigidezza viene condensata nei nodi di piano (frontiera), eliminando, in funzione di una più compatta risoluzione globale, tutti i gradi di libertà interni al pannello equivalente.

L'eliminazione dei gradi di libertà interni corrisponde ad una eliminazione mediante il metodo di Gauss che si ferma quando solo i g.d.l. interni sono stati eliminati. La procedura può essere così sintetizzata:

Siano $\{d_r\}$ i g.d.l., di «contatto» o «frontiera» con la struttura principale, da conservare e $\{d_e\}$ quelli da eliminare. La matrice di rigidezza dell'elemento, eseguita la partizione, è:

$$\begin{bmatrix} K_{rr} & K_{re} \\ K_{er} & K_{ee} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_r \\ d_e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} r_r \\ r_e \end{Bmatrix}. \quad (32)$$

Risolviendo la parte inferiore per le incognite $\{d_e\}$, si ha:

$$\{d_e\} = -[K_{ee}]^{-1}([K_{er}]\{d_r\} - \{r_e\}), \quad (33)$$

e, sostituendo nella parte superiore della (32), di ha:

$$[K]\{d_r\} = \{r\}, \quad \text{dove}$$

$$[K] = [K_{rr}] - [K_{re}][K_{ee}]^{-1}[K_{er}] \quad (34)$$

$$\{r\} = \{r_r\} = [K_{re}][K_{ee}]^{-1}\{r_e\}$$

La matrice $[K]$ sarà assemblata in maniera convenzionale in fase di costruzione della matrice di rigidezza globale.

3.3. L'elemento lastra

Quanto richiesto è possibile attivare, nella stessa maniera adottata per l'elemento parete, una sottostruttura a lastra, inquadrata nell'ambito dell'orditura a telaio 3-Dimensionale.

Anche per l'elemento a lastra si può impiegare, con grande versatilità, il metodo dell'equivalenza. Adottando un modello a reticolo di travi equivalenti per le quali, dopo aver eguagliato le rispettive energie di deformazione e risparmiando tutti i passaggi, si ottengono le seguenti caratteristiche geometrico-meccaniche equivalenti.

Consideriamo il modello di fig. 4 e pensiamo di trascurare v nei termini estensionali.

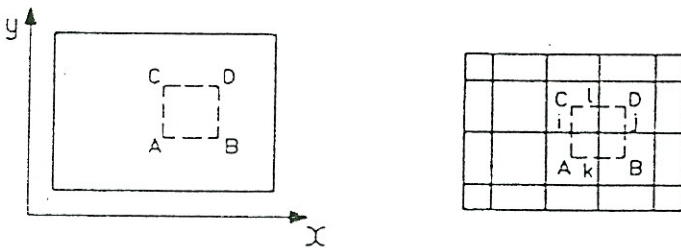


FIG. 4

Per l'effetto membrana:

$$\begin{aligned} A_x &= s(L_y/2), \text{ area di un'asta lungo } x; \\ A_y &= s(L_x/2), \text{ area di un'asta lungo } y; \\ J_{px} &= s(L_x^2 L_y)/24 (1+\nu), \text{ inerzia flessionale nel piano dell'asta lungo } x; \\ J_{py} &= s(L_x L_y^2)/24 (1+\nu), \text{ inerzia flessionale nel piano dell'asta lungo } y. \end{aligned}$$

Per l'effetto flessionale:

$$\begin{aligned} J_x &= s^3(L_y/24), \text{ inerzia flessionale fuori dal piano di un'asta lungo } x; \\ J_y &= s^3(L_x/24), \text{ inerzia flessionale fuori dal piano di un'asta lungo } y; \\ J_{tx} &= s^3(L_y/12), \text{ inerzia torsionale di un'asta lungo } x; \\ J_{ty} &= s^3(L_x/12 (1+\nu)), \text{ inerzia torsionale di un'asta lungo } y. \end{aligned}$$

dove:

$$\begin{aligned} s &= \text{spessore della lastra;} \\ L_x &= \text{lunghezza dell'elemento equivalente secondo } x; \\ L_y &= \text{lunghezza dell'elemento equivalente secondo } y. \end{aligned}$$

La sottostruttura a lastra è calcolata separatamente ed è condensata in corrispondenza dei gradi di libertà relativi ai nodi di piano.

Nel caso di edifici civili questa schematizzazione è molto utile per la determinazione della ripartizione dei carichi verticali nelle aste di telaio.

4. La risoluzione globale

L'organizzazione del central processor di calcolo automatico strutturale è sintetizzata con il diagramma a blocchi di fig. 5.

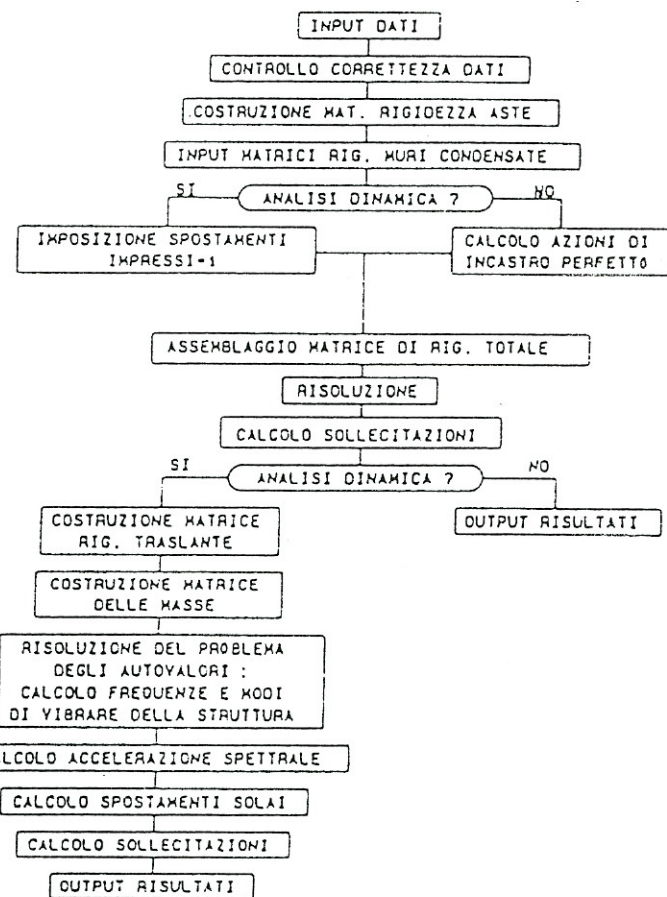


FIG. 5
Diagramma a blocchi.

5. Pre-post processor interattivo grafico

L'organizzazione interattiva della metodologia progettuale è ottenuta mediante hard-ware e soft-ware opportunamente indirizzati.

Il sistema hard-ware adottato consiste nelle seguenti devices periferiche:

- Video grafico HP 1351
- Video grafico HP 2648 con tastiera alfanumerica
- Digitalizzatore HP 9111

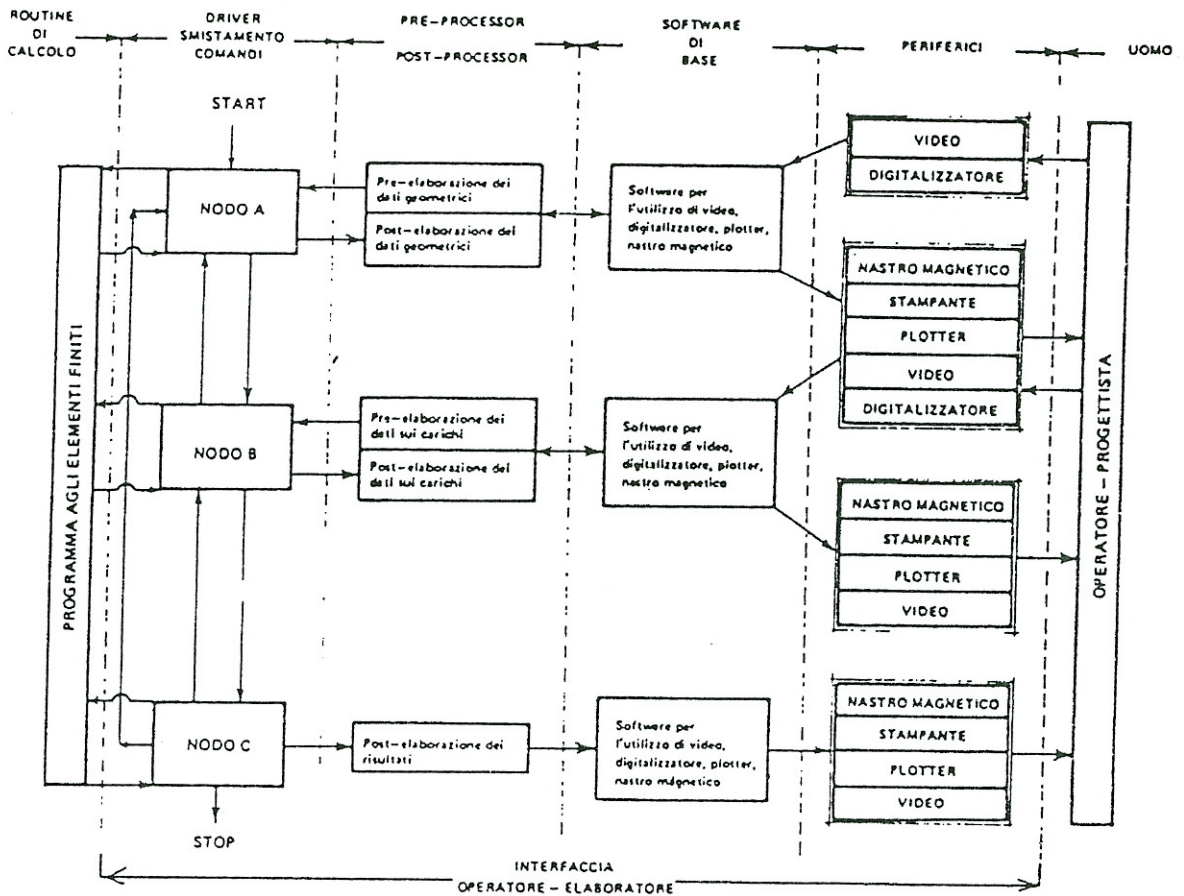


FIG. 6

TAB. 1

IN	- ingrandimento	RI	- ridisegna
GP	- scala precedente	SCAL	- scala secondo XYZ
OTT	- ottimizzazione	HCH	- dimensioni caratteri
HVIN	- dimens. vinc./nodo	HCA	- rapp. scala carichi
HDEF	- rapp. scala deformat	HDS	- rapp. scala diagram.
BOX	- porzione da visual.	POQ	- piano orizz. quota Z
POG	- piano orizz. quot. sol.	PV	- piano verticale
VPL	- vista piano lavoro	PDV	- punto di vista
PROG.	- prospettiva	PRIL	- disegno dinamico
DNN	- att/disatt num. nodi	DS	- att/disatt num. solai
DNA	- att/disatt num. aste	DTVA	- att/disatt vinc. asta
DTSA	- att/disatt sez. aste	DROT	- att/disatt rot. asta
DFF	- att/disatt fili fissi	DAJD	- att/disatt asta 3D
DCA	- att/disatt carichi	DDEF	- att/disatt deformat.
DHF	- att/disatt m. flutt.	DHT	- att/disatt m. torc.
DSN	- att/disatt sf. norm.	DST	- att/disatt sf. taal.
ARRX	- arrotondamento X	ARRY	- arrotondamento Y
ARRZ	- arrotondamento Z	ARLY	- arrotond. locale
OARX	- orig. arrotond. X	OARY	- orig. arrotond. Y
OARZ	- orig. arrotond. Z	OARL	- orig. arrotond. locale
TD	- controlli al digit.	THIS	- tracking h/software
EME	- editor menu	OK	- att/disatt conferma
PREC	- trappola di precis.	LP	- fine programma
RU	- esegui programma	STOP	- aggiungi nodo
HE	- menu d'informazione	AGGN	- copia nodi
NNC	- numero nodo corrente	COPN	- assegna X ai nodi
ELIN	- elimina nodo	ASX	- assegna Z ai nodi
ASY	- assegna Y ai nodi	ASZ	- assegna vincolo
?N	- informaz. sul nodo	AVIN	- incastro
VINC	- vincolo corrente	INC	- assegna solaio
LIB	- libero	AS	- numer. autom. aste
SC	- solaio corrente	NAA	- ordinata asta
AGGA	- aggiungi asta	ORDA	- elimina asta
COPA	- copia aste	ELIA	- assegna vinc. asta
?A	- informaz. su asta	ATVA	- assegna rotazione
ASEZ	- assegna sezione	AROT	- assegna filo fisso
ANA	- assegna numero asta	AFI	- assegna numero corrente
TVAC	- vinc. asta corrente	SEZC	- numero asta corrente
ROTC	- rotazione corrente	NAC	- definisci sezione
FFC	- filo fisso corrente	DESE	- muro corrente
AGGH	- aggiungi muro	MC	- definizione solai
ELIM	- elimina muro	DECC	- assegna carico asta
BARS	- baricentri solai	ACA	- azzerramento carichi
ICA	- input carico tipo	ZCA	- combinazione carichi
ANCA	- analisi carichi	DECC	- richiama carichi
AC	- archivia carichi	RC	- distanza nodo preced.
STCA	- stampa carichi	L	- incremento lungo X
ALFA	- angolo asse X	DX	- tutto
DY	- incremento lungo Y	N	- finestra di individ.
ALL	- tutto	SOL	- estremi di individ.
WI	- finestra di individ.	WIC	- richiama geometria
DAA	- estremi di individ.	AG	- calcolo statico
RC	- richiama geometria	DCUM	- analisi dinamica
CALC	- calcolo statico	DINA	- progetto travi
MODI	- analisi dinamica	STRI	
TRAV	- progetto travi		

In fig. 7 e tab. 1 sono riportati, rispettivamente, il menù grafico ed i comandi che possono essere attivati da video e/o da tavola grafica. La sequenza di fig. 6 illustra graficamente alcune fasi della metodologia interattiva di progetto-verifica di strutture multipiano.

CONTROLO SOLENO			SEZIONE INTERATTIVA			NODI			SEZIONE ASTE			MUR/LST CARICHI QUALIF.			PROCED.			
RI	BCX	QNN	QASD	STOP	HE		?N		?A	AGGH	ACA	DX	AG	CALC				
OTT		DS			? AGGN	NNC	AGGA	NAA	MC	ICA	DY	RG	DINA					
IN	POS		OCA	THS	TT		COPN	ORDA	COPA	ELIM	ZCA	ALFA		MODI				
SCAL	POG	DNA	DDEF	OK	EME	ELIN		ELIA		ANCA	L	CEUM	STRI					
SP	PV	DTVA		RU	LP					DESE	DESO	STCA	N	TRAV				
HCH		DTSA	DMF	PREC	AS	SC	ATVA	TVAC	BARS	DECC	ALL		1000					
HVIN	VPL	DROT	DMT	ARRX	DARX	AVIN	VINC	ASEZ			SOL	7	8	9				
HCA	PDV	OFF	DSN	ARRY	DARY	ASX	L7B	AROT	ROTC			NI	4	5	6			
HDEF	PROG		DST	ARRZ	DARZ	ASY	INC	ANA	NAC		AC	WIC	1	2	3			
HDS	PRIL			ARPL	DARL	ASZ		AFF	FFC		RC	DAA	0					

FIG. 7

DIDASCALIE DELLA FIG. 8

- A — Stazione grafica interattiva
- B — Input piano tipo
- C — Generazione automatica piani tipici
- D — Vista
- E — Vista prospettica
- F — Visualizzazione elementi ad asta
- G — Visualizzazione elementi di controventamento
- H — Visualizzazione parziale
- I — Ingrandimento e rilievo di errore di posizionamento angolare relativo fra aste, orizzontali e verticali
- L — Correzione e numerazione aste
- M — Visualizzazione parziale di elemento parete
- N — Ingrandimento e numerazione
- O — Reticolo di calcolo dell'elemento richiesto
- P — Visualizzazione dello stato di tensione su video a colori
- Q — Deformata relativa al primo modo di vibrare - Pianta
- R — Idem - Vista prospettica

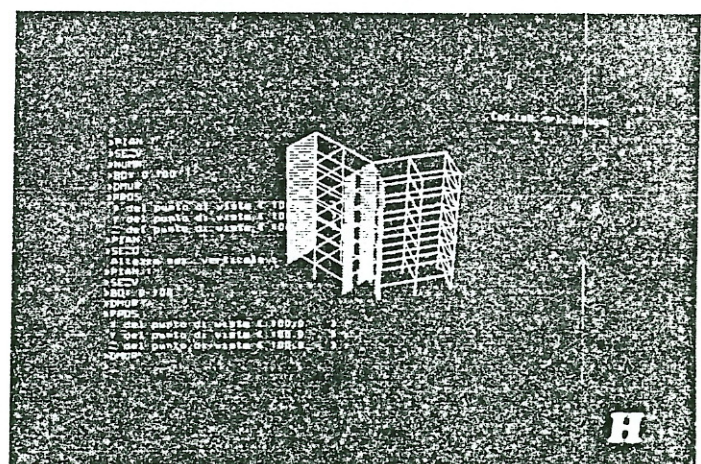
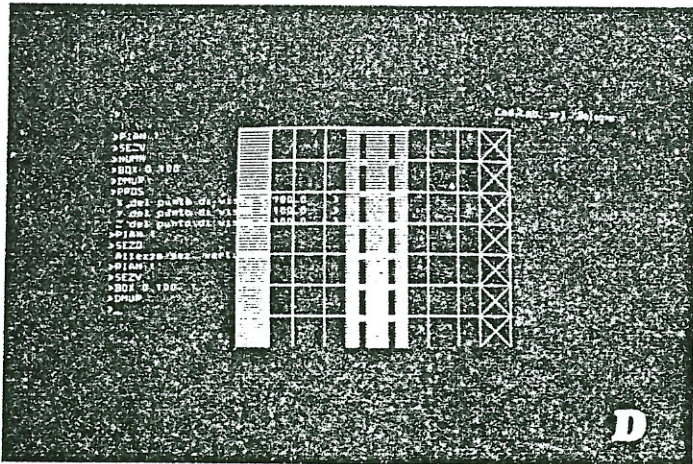
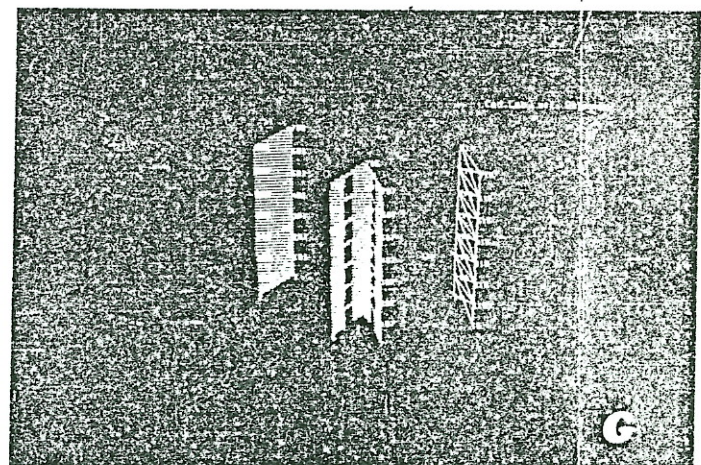
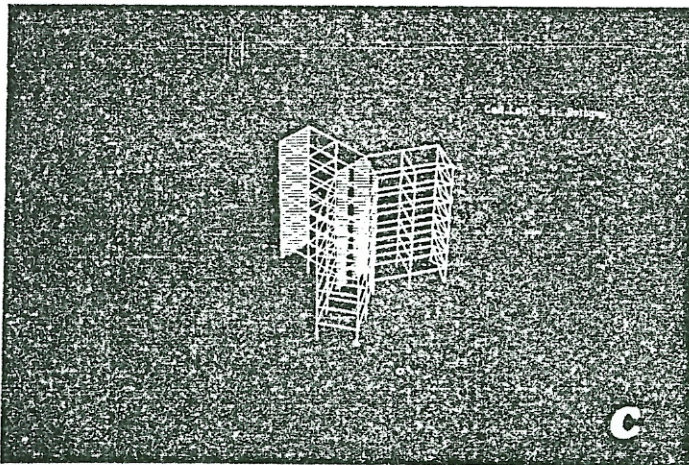
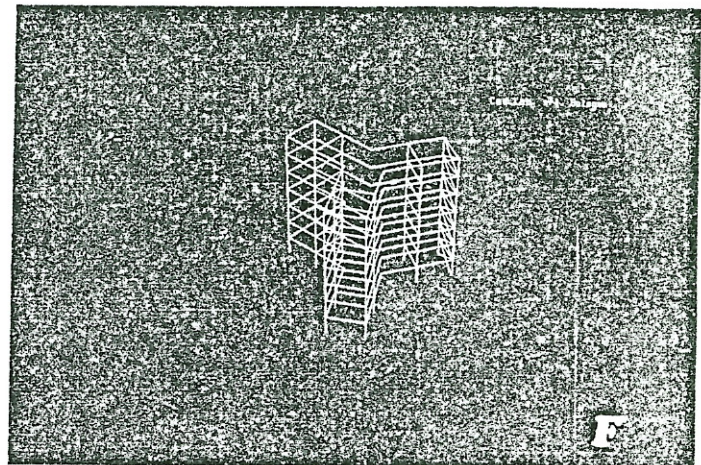
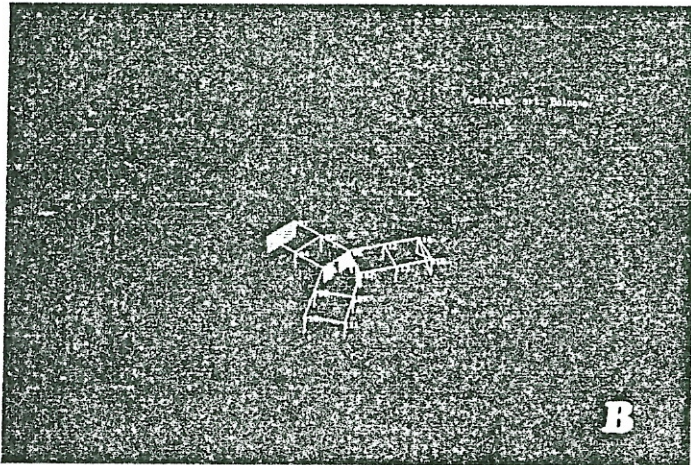
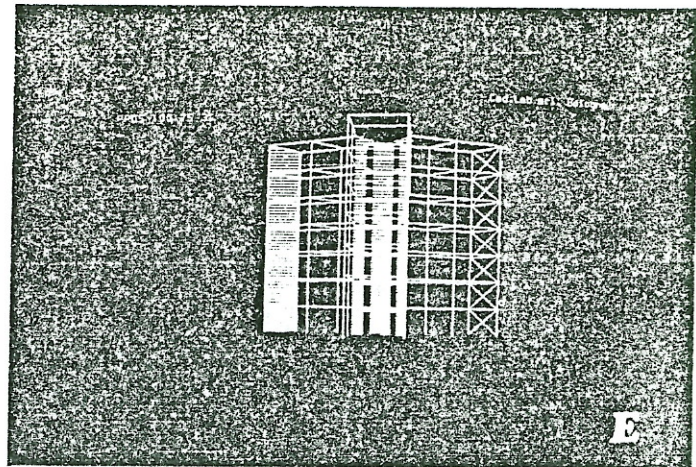
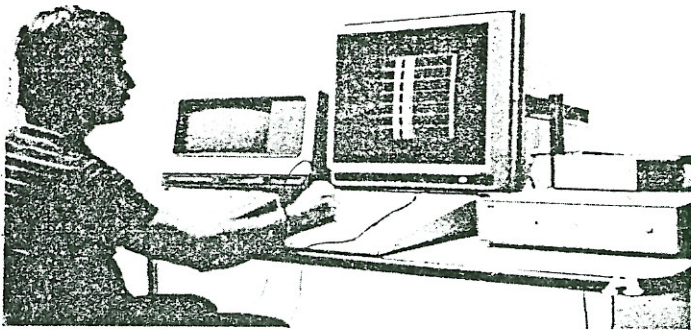


FIG. 8

Il soft-ware interattivo è scritto tenendo in considerazione due fatti fondamentali: la procedura progettuale convenzionale e il costante controllo delle operazioni eseguite [6, 7]. Tutto ciò in modo da avvicinare il più possibile il centro operativo e il linguaggio simbolico verso l'operatore. La struttura logica dell'interfaccia hard-ware/soft-ware fra operatore e codice di calcolo strutturale è evidenziata in fig. 6.

6 - Esempio numerico

Il fabbricato a tre piani, la cui pianta è illustrata in fig. 9, è stato verificato con il programma di calcolo illustrato nel presente articolo. Il fabbricato, esistente, è stato danneggiato dal sisma di Potenza [8; 9] ed è un esempio di eccentricità tra centro delle rigidzze e baricentro delle masse.

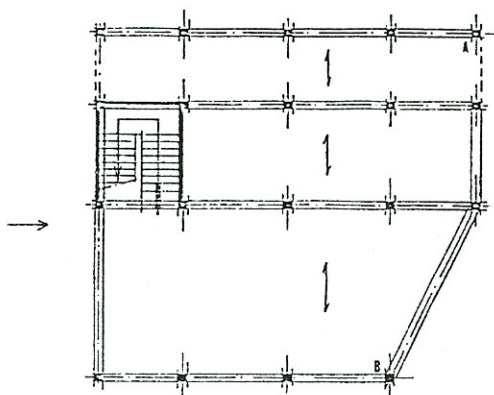


FIG. 9
Esempio di eccentricità tra centro delle rigidzze e baricentro delle masse.
Fabbricato nel Comune di Castelgrande (Potenza): pianta del fabbricato nella quale si può notare la posizione eccentrica del vano scale.

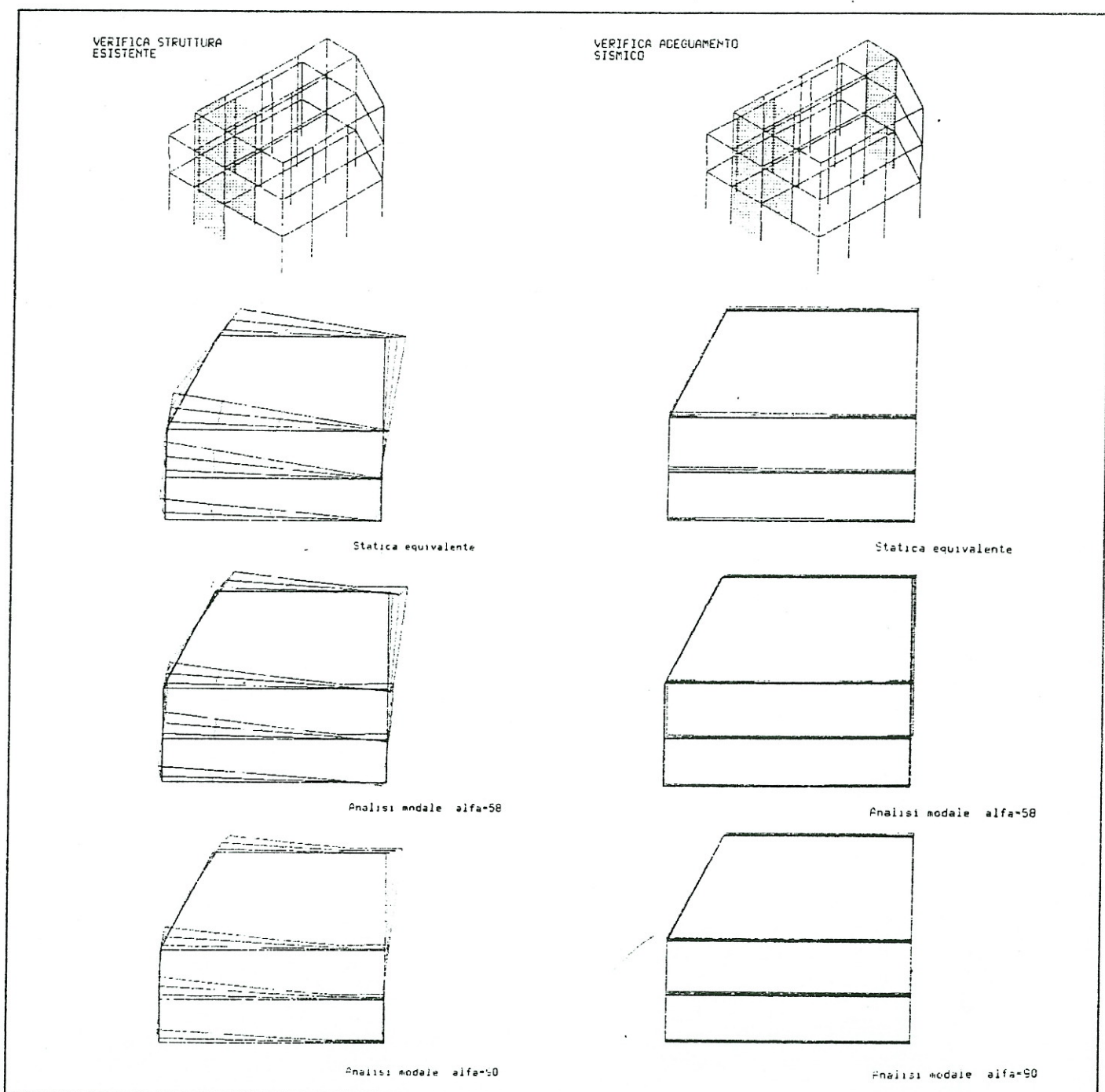


FIG. 10 - Analisi dinamica modale: visualizzazione degli spostamenti.

Considerando tutti i pilastri uguali di 30×30 cm di lato ed il vano scale realizzato con pareti in C.A. di 20 cm di spessore, si sono svolte le seguenti indagini:

- analisi statica per carichi verticali;
- analisi statica equivalente con direzione del sisma $\alpha=90^\circ$;
- analisi dinamica modale con $\alpha=90^\circ$;
- analisi dinamica modale con $\alpha=58^\circ$ (direzione che provoca le massime sollecitazioni sul pilastro "A").

In tabella 2 sono riassunti i valori degli spostamenti e sollecitazioni trovate in corrispondenza del pilastro "A".

È interessante notare che, per il fabbricato alto 9,90 m e largo 11,40 m, il periodo di oscillazione secondo il regolamento è $T=0,293$ sec., mentre dall'analisi dinamica risulta essere $T=0,93$ sec. Questa differenza è dovuta alla distribuzione eccentrica delle masse. L'espressione proposta dal regolamento per il calcolo del periodo non tiene infatti in nessuna considerazione la distribuzione delle masse e delle rigidità.

	CM	KG.	KG.	KG.M	
PILASTRO A	V_A	N	T_y	M_z	$T=0,93$ sec.
carichi statici verticali	—	-1720	27	42	
statica equivalente	0,17	+2001	730	1340	
analisi modale $\alpha=90^\circ$	0,10	+1182	431	792	
analisi modale $\alpha=58^\circ$	0,119	+1379	512	938	

TAB. 2
Spostamenti e sollecitazioni per la struttura esistente.

Dopo avere analizzato gli effetti prodotti dall'eccentricità nella distribuzione delle masse è stato possibile intervenire, sullo schema statico esistente, per verificare l'adeguamento antisismico della struttura.

Mediante l'introduzione di un controventamento (shear-wall) fig. 10 si è potuto modificare sostanzialmente il comportamento dinamico della struttura come si può osservare dalla tabella 3.

La ricerca ottimale della posizione delle strutture di controventamento è facilmente ottenibile seguendo la via interattiva di progetto permessa dal programma oggetto del presente lavoro.

	CM	KG.	KG.	KG.M	
PILASTRO A	V_A	N	T_y	M_z	$T=0,40$ sec.
carichi statici verticali	—	-1526	—	—	
statica equivalente	0,02	+933	112	186	
analisi modale $\alpha=90^\circ$	0,01	+595	67	112	
analisi modale $\alpha=58^\circ$	0,013	+616	72	120	

TAB. 3
Spostamenti e sollecitazioni dopo l'adeguamento antisismico.

APPENDICE

La matrice di rigidità dell'elemento ad asta, riferito al sistema di riferimento locale è, con il solito significato dei simboli, espressa dalla relazione seguente:

$$\bar{K} = \begin{matrix} \begin{matrix} u_1 & v_1 & w_1 & \theta_{z1} & \theta_{y1} & \theta_{x1} & u_2 & v_2 & w_2 & \theta_{z2} & \theta_{y2} & \theta_{x2} \end{matrix} \\ \begin{matrix} \frac{AE}{L} & & & & & & & & & & & \\ 0 & \frac{12EI_v}{L^2} & & & & & & & & & & \\ 0 & 0 & \frac{12EI_v}{L^2} & & & & & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & & & & & & & & \\ 0 & -\frac{6EI_v}{L^2} & 0 & 0 & \frac{4EI_v}{L} & & & & & & & \\ 0 & 0 & \frac{6EI_v}{L^2} & 0 & 0 & \frac{4EI_v}{L} & & & & & & \\ \hline \frac{AE}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & & & & & \\ 0 & -\frac{12EI_v}{L^2} & 0 & 0 & \frac{6EI_v}{L^2} & 0 & 0 & \frac{12EI_v}{L^2} & & & & \\ 0 & 0 & -\frac{12EI_v}{L^2} & 0 & 0 & -\frac{6EI_v}{L^2} & 0 & 0 & \frac{12EI_v}{L^2} & & & \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & & \\ 0 & -\frac{6EI_v}{L^2} & 0 & 0 & \frac{2EI_v}{L} & 0 & 0 & \frac{6EI_v}{L^2} & 0 & 0 & \frac{4EI_v}{L} & \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_v}{L^2} & 0 & 0 & \frac{2EI_v}{L} & 0 & 0 & -\frac{6EI_v}{L^2} & 0 & 0 & \frac{4EI_v}{L} \end{matrix} \end{matrix} \quad \text{SYM.}$$

BIBLIOGRAFIA

- (1) E. L. Wilson, H.H. Dovey, «Three-dimensional Analysis of Building Systems - TABS», Report N. EERC 72-8, December 1972.
- (2) E.L. Wilson, J.P. Hollings, H.H. Dovey, ETABS, EERC, N. 75-13, MARCH 1979.
- (3) E. Absi, «La théorie des equivalences et son application à l'étude des ouvrages d'art», Annales ITTP, N. 218, Oct. 1972.
- (4) L.C. Zaleski-Zamenhof, «Methode du maillage orthogonal», Annales ITTP, N. 331, September 1972.
- (5) E. Absi, W. Prager, «A comparison of equivalence and finite element methods», Computer Methodos in Applied Mechanics and Engineering, N. 6, 1975.
- (6) M. Majowiecki, «Tecniche interattive nella moderna metodologia della progettazione strutturale», Acciaio, N. 1, 190.
- (7) M. Majowiecki, «CAD per la progettazione strutturale», Pixel, settembre 1982.
- (8) R. Alessi, «Riparazione ed adeguamento sismico di fabbricati lesionati o deformati a terremoto», 14° Convegno, S.A.I.E. 1981.
- (9) F. Zari, «Riparazione ed adeguamento sismico di fabbricati lesionati o deformati da terremoti», 14° Convegno, S.A.I.E. 1981.