

Acquaparco dei divertimenti a Bologna (particolare)



**Record**<sup>®</sup>  
RECINZIONI e PAVIMENTAZIONI

# INGEGNERI ARCHITETTI COSTRUTTORI

mensile di tecnica e informazione dell'associazione ingegneri e collegio costruttori di bologna  
notiziario del collegio regionale ingegneri e architetti dell'emilia romagna



**505**

dicembre 1989 (10)

ANNO XLIV  
sped. in abb. postale  
gruppo III/%

**inarcos**

BOLOGNA  
STRADA MAGGIORE, 13

problemi strutturali

**M. MAJOWIECKI - G.L. SINTINI - R. STACCHINI:** DINAMICA ALEATORIA NEL DOMINIO DELLE FREQUENZE DI SISTEMI STRUTTURALI IN ZONA SISMICA -  
APPROSSIMAZIONI SEMPLIFICATIVE IN FUNZIONE DELLE CARATTERISTICHE FILTRANTI DELLA STRUTTURA ■ **F. CAPUANO - L. SCIORTINO:** ELEMENTI PER  
LA PROGETTAZIONE DEGLI EDIFICI IN MURATURA IN ZONE SISMICHE ED ASISMICHE ■ **ALESSANDRO UBERTI:** CONSOLIDAMENTO E RESTAURO DI UN LATO DEL CHIO-  
STRO, IN ARENARIA E COTTO SAGRAMATO, DEL CONVENTO DI S. MICHELE IN BOSCO IN BOLOGNA ■ **STEFANO BERGAGNIN:** I SISTEMI DI CONTROLLO  
AUTOMATICO IN CONTINUO NEI DEPURATORI DI ACQUE REFLUE CIVILI ■ **DANIELE MALUCELLI:** ALL'AVANGUARDIA DELLA TECNICA COSTRUTTIVA NELL'E-  
DILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA ■ **ANDREA BOTTAZZI:** LA MANUTENZIONE PREVENTIVA DI UN PARCO AUTOBUS ■ DOCUMENTI E DIBATTITI ■ NOTIZIARI

# LE NOSTRE STRUTTURE SONO GARANTITE E SICURE.

## STA SCRITTO.

Proprio così: la produzione RDB è certificata a norma di legge. Pezzo per pezzo. Non per nulla negli ultimi quarant'anni il Gruppo RDB ha fornito elementi per solaio corrispondenti a cinque milioni di alloggi.

E ancora: negli ultimi venticinque anni ha distribuito componenti prefabbricati per decine di migliaia di edifici. Sempre più utilizzatori vogliono la sicurezza e quindi scelgono la produzione RDB.

Infatti un italiano su cinque abita in case costruite con elementi strutturali RDB.

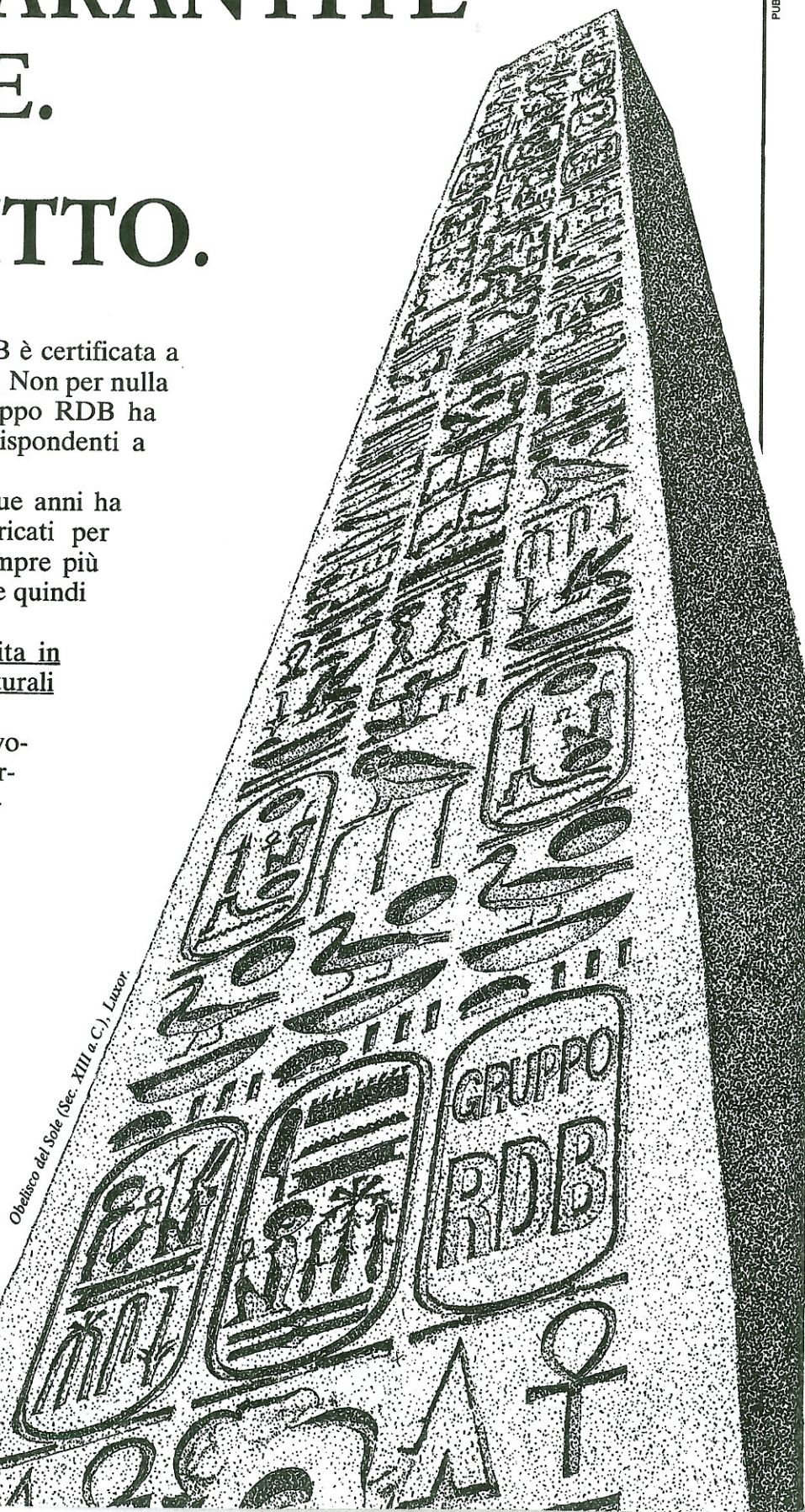
Senza contare tutti coloro che lavorano in edifici industriali, commerciali o rurali costruiti con componenti RDB. Sono cifre che fanno pensare.

Pensateci, prima di rivolgervi a un fornitore meno qualificato.

**GRUPPO  
RDB**

**L'INDUSTRIA  
PER L'EDILIZIA**

Direzione di Gruppo  
Via dell'Edilizia, 1  
29010 PONTENURE (PC)  
Tel. 0523/5181  
Telefax 0523/518270  
Telex 530334 RDB I



Obelisco del Sole (Sec. XIII a.C.), Luxor

PUBBLICITÀ Piacenza

**M. MAJOWIECKI\***  
**G.L. SINTINI**  
**R. STACCHINI**

\* Professore associato di strutture speciali  
Facoltà di Ingegneria di Bologna.

### 1. INTRODUZIONE

Nell'ambito della pratica progettuale corrente la scelta del procedimento da seguire per l'analisi dinamica di edifici soggetti ad azione sismica è stata fortemente condizionata dagli oneri computazionali relativi; tale condizionamento si riflette chiaramente nella scrittura delle normative e raccomandazioni.

Inizialmente, infatti, mediante l'introduzione di ipotesi conservative, l'analisi dinamica veniva semplificata riducendola ad un'analisi «statica equivalente» [1].

Successivamente, nel 1961, Newmark, Blume e Corning [2] associarono l'analisi modale all'input sismico mediante spettri di risposta di progetto in termini di pseudo-accelerazione, velocità o spostamento, in modo da evitare la più generale, ma maggiormente onerosa, analisi per integrazione diretta di accelerogrammi (time history). Questa metodologia di analisi sismica fu universalmente adottata in quanto permetteva di ottenere un buon compromesso fra le potenzialità computazionali correnti e la qualità della informazione ottenibile in termini di grandezze significative di risposta strutturale all'input sismico.

L'analisi dinamica modale mediante spettro di risposta non ha, però, soddisfatto pienamente l'ingegnere strutturista. Considerata, infatti, la non contemporaneità dei massimi contributi modali, le grandezze in esame vengono ottenute in maniera semplificata mediante la composizione di questi in quadratura (regola del valore efficace). Ciò comporta la perdita del controllo fisico dello stato deformativo e di sollecitazione (risultati puntuali non sincroni in termini di valore di picco) che non è ripagata da un valido contenuto statistico dei risultati.

Al momento attuale, in funzione delle migliorate potenzialità computazionali delle nuove generazioni di elaboratori e di nuove tecniche di calcolo quale la F.F.T., è parere degli scriventi che non esistano più le presupposte limitazioni e sia possibile introdurre nella pratica progettuale corrente altri metodi di analisi dinamica con caratteristiche molto più interessanti a livello di progetto e verifica di sistemi strutturali soggetti ad azione sismica.

In alternativa o in sostituzione di procedimenti più semplificativi si può procedere con una analisi dinamica aleatoria nel dominio delle frequenze.

La teoria delle vibrazioni aleatorie [3], [4] ha come fine la determinazione della distribuzione di probabilità delle grandezze significative di risposta strutturale in funzione delle caratteristiche dinamiche della struttura e di quelle statistiche del processo dinamico in entrata.

Una conferma della validità applicativa di questa impostazione ci viene fornita dall'ultima edizione dell'Eurocodice in materia [5] il quale afferma: «I processi stocastici, sostan-

## DINAMICA ALEATORIA NEL DOMINIO DELLE FREQUENZE DI SISTEMI STRUTTURALI IN ZONA SISMICA. APPROSSIMAZIONI SEMPLIFICATIVE IN FUNZIONE DELLE CARATTERISTICHE FILTRANTI DELLA STRUTTURA.

zialmente definiti da una funzione di densità spettrale di potenza (generalmente relativa all'accelerazione) e da una durata, sono gli strumenti a carattere più generale disponibili per la modellazione sismica».

È obiettivo di questo lavoro illustrare in termini esecutivi i pregi di questo tipo di analisi, eseguire un'analisi comparativa con altri metodi e proporre utili semplificazioni numeriche in funzione delle caratteristiche meccaniche del sistema strutturale.

### 2. RELAZIONE FRA MODELLAZIONE DELL'INPUT SISMICO E METODO DI ANALISI DINAMICA

Un ruolo di particolare importanza nello studio della risposta dinamica di edifici soggetti ad azione sismica è rivestito dalla modellazione del moto sismico di superficie; modellazione che discrimina radicalmente il procedimento analitico da adottare.

La modellazione locale dell'input sismico è l'obiettivo principale dei progetti di microzonazione condotta dagli organi regionali preposti [6]. In tale prospettiva l'input sismico dovrebbe essere fornito sotto forma di:

- accelerogrammi registrati e/o creati artificialmente
- spettri di progetto
- densità spettrali di potenza.

#### 2.1 Accelerogrammi registrati e creati artificialmente

I moti di progetto prodotti dal terremoto possono essere rappresentati da registrazioni selezionate di accelerogrammi, velocità o spostamenti del terreno.

Per tener conto dell'incertezza esistente sui terremoti che potranno interessare la struttura è, però, necessario selezionare una famiglia di registrazioni ed eseguire con queste una serie di analisi deterministiche della risposta strutturale. I risultati devono, infine, essere trattati statisticamente. Nel caso non siano disponibili delle registrazioni, è possibile generare artificialmente degli accelerogrammi in funzione della mappa degli eventi sismici della zona, del quadro geologico della regione, degli studi sulla liberazione di energia locale e del rischio sismico, che si vuole tenere in considerazione.

Un accelerogramma tipico ha l'aspetto di una funzione stocastica transitoria (fig. 1).

Più precisamente lo si può considerare come un processo aleatorio non stazionario differenziabile in tre fasi temporali sia per quanto riguarda l'ampiezza delle oscillazioni sia per quanto riguarda il contenuto in frequenza.

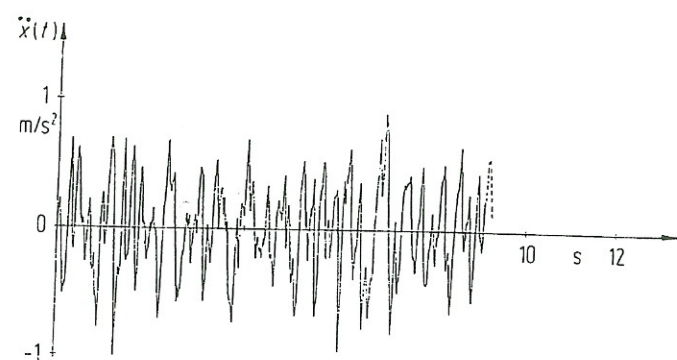


FIG. 1 Accelerogramma tipico.

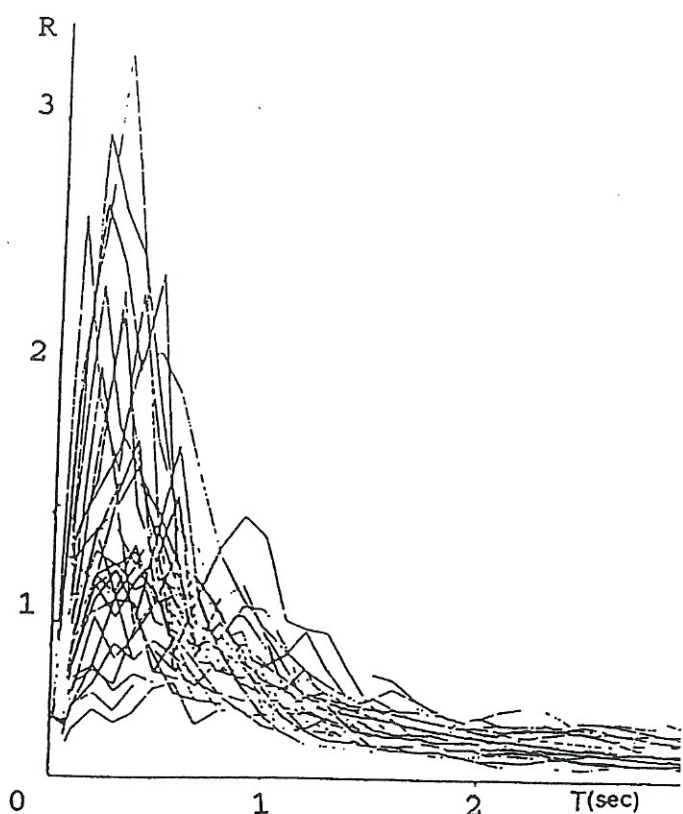


FIG. 2 Spettri di risposta relativi ad una famiglia di accelerogrammi.

Durante la prima fase temporale (build-up phase) l'accelerazione si porta dal valore iniziale, nullo, fino ai valori massimi di picco. Successivamente, nella seconda fase (steady phase o strong motion), che coincide con la parte più violenta dello scuotimento, l'accelerazione oscilla fra i valori massimi. Nella terza fase, infine, (decay phase) le oscillazioni dell'accelerazione decrescono progressivamente dai valori di picco fino ad annullarsi in tempi più o meno lunghi. Facendo riferimento alla fase centrale più intensa si può pensare di rappresentare l'accelerogramma come un segmento di durata limitata,  $S_0$ , di un processo aleatorio stazionario e gaussiano a media nulla. La generica realizzazione di un processo stocastico stazionario può essere scritta nella forma seguente:

$$a(t) = \sum_{n=1}^N A_n \sin(\omega_n t + \varphi_n) \quad (1)$$

dove:  
 $\varphi_n$  = fase random uniformemente distribuita fra 0 e  $2\pi$   
 $\omega_n$  = frequenza della generica armonica in cui può essere decomposto il processo  
 $A_n$  = ampiezza della generica armonica

Noto l'accelerogramma o gli accelerogrammi di progetto, l'analisi dinamica è poi condotta nel dominio del tempo integrando direttamente le equazioni disaccoppiate del moto e ottenendo la risposta mediante sovrapposizione modale. L'analisi deterministica di un accelerogramma tipico o l'analisi statistica di una popolazione sufficientemente numerosa di questi approda ad elaborazioni (time histories) troppo onerose in termini di tempo e costi per essere adottate nei casi correnti.

## 2.2 Spettri di progetto

Usualmente non è necessario elaborare tutta la time history della risposta.

Per le verifiche strutturali in molte applicazioni è in pratica sufficiente ottenere il massimo della risposta in termini di spostamenti e sollecitazioni.

A questo scopo è conveniente descrivere l'azione sismica con lo spettro di risposta che è un grafico della risposta massima, in termini di pseudo-velocità o pseudo-accelerazione, di un oscillatore elementare in funzione del coefficiente di smorzamento e del periodo proprio di quest'ultimo (fig. 2).

Facendo riferimento allo spettro di risposta di progetto, ottenuto mediando una serie di spettri di risposta relativi ai più svariati terremoti, viene condotta un'analisi dinamica modale mettendo in conto tutti i modi di vibrare che forniscono un contributo significativo alla risposta complessiva.

Relativamente ad ogni modo si valuta poi il contributo massimo alla grandezza in esame e si perviene alla grandezza stessa mediante la combinazione di tali contributi.

Nel caso in cui i contributi modali possano essere considerati indipendenti (periodi dei due modi differenti di più del 10%) si adotta la regola di combinazione modale per quadratura, in caso contrario bisogna ricorrere a procedimenti più accurati di combinazione [7].

Appare chiara la maggiore velocità e semplicità di questo ultimo procedimento di analisi dinamica col quale, in definitiva, si ottengono delle informazioni puntuali sulla risposta strutturale.

Tali informazioni sono, però, viziate dalla approssimazione introdotta col metodo di combinazione modale e, in aggiunta, scorrelate statisticamente.

## 2.3 Spettri di potenza

Rappresentando l'accelerogramma come una finestra temporale di un processo stocastico stazionario, gaussiano e a media nulla questo risulta univocamente caratterizzato, dal punto di vista statistico, dalla conoscenza della durata e della funzione di Densità Spettrale di Potenza (D.S.P.) ad esso relative.

Questa funzione ci informa su come il segnale si distribuisce nel dominio delle frequenze in maniera statistica o, meglio, esprimere la importanza relativa in termini di potenza totale del segnale di armoniche aventi frequenza all'interno di una certa banda.

Vale la relazione:

$$S_a(\omega) = A^2(\omega)/\pi/S_0 \quad (2)$$

dove:

$A(\omega)$  = densità delle ampiezze del segnale

Dalla D.S.P. è inoltre possibile risalire alle grandezze statistiche che definiscono il processo (varianza e covarianze) previa determinazione della funzione di autocorrelazione  $R(\tau)$ .

Il legame fra queste due funzioni ci è fornito dal teorema di Wiener-Khinchine in base al quale:

$$R(\tau) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \pi S_a(\omega) \exp(i\omega\tau) d\omega \quad (3)$$

$$S_a(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} [R(\tau)/\pi] \exp(-i\omega\tau) d\tau$$

Si ricorda che il generico termine della  $R(\tau)$  rappresenta la covarianza di due qualsiasi variabili estraibili dal processo e distanti  $\tau$  lungo l'asse dei tempi; in particolare la varianza del processo risulta:

$$\sigma^2 = R(0) = \int_0^{+\infty} S_a(\omega) d\omega \quad (4)$$

Si osserva, ancora, come nelle relazioni precedenti non compaia mai la variabile tempo ma soltanto la sua variazione. Questo deriva dall'ipotesi di stazionarietà del processo in base alla quale le grandezze statistiche non dipendono dall'istante temporale considerato.

Dopo aver adottato tale modellazione dell'input sismico, l'analisi dinamica aleatoria in frequenza ci permette di determinare le grandezze significative di risposta strutturale e le loro correlazioni in forma completamente statistica, note che siano le caratteristiche fisico-meccaniche della struttura ( $M$ ,  $C$ ,  $K$ ).

Come si avrà modo di osservare più dettagliatamente in seguito, con questo tipo di analisi la risposta strutturale viene valutata in osservanza delle non contemporaneità dei massimi contributi modali.

## 2.4 Relazioni fra le diverse modellazioni dell'input sismico

È possibile passare dalla D.S.P. ad una generica realizzazione del processo da essa rappresentato discretizzando il dominio della funzione ed ottenendo la relazione [8]:

$$a(t) = \sum_{n=1}^{\infty} \sqrt{2S_a(\omega_n) \Delta\omega_n} \sin(\omega_n t + \varphi_n) \quad (5)$$

È poi possibile, dopo aver definito la funzione di D.S.P., determinare lo spettro di risposta  $R(T)$ , coerente con questa e, quindi, con l'insieme di accelerogrammi che statisticamente contribuiscono alla sua definizione. Si ottiene che:

$$R(T) = 1/2 \left[ \int_{-\infty}^{+\infty} |H(i\omega)|^2 S_a(\omega) d\omega \right] \cdot r \quad (6)$$

dove:

$r$  = fattore di picco di cui si parlerà in seguito

$H(i\omega)$  = funzione complessa di trasferimento anch'essa introdotta in seguito.

Di solito, invece, lo spettro di risposta viene definito come involuppo di spettri, ottenuti da accelerogrammi tipici del sito, ognuno dei quali ha l'espressione:

$$R_i(T) = \max \left[ \int_{-\infty}^{+\infty} h(t-\tau) a_i(\tau) d\tau \right] \quad \text{con } i = 1, \dots, n \quad (7)$$

Ci si rende chiaramente conto come accelerogrammi, spettri di risposta e D.S.P. rappresentino lo stesso evento in maniere diverse ma fra loro strettamente correlate.

Appare chiaro, comunque, come la rappresentazione mediante D.S.P. sia più sintetica e al contempo fornisca una modellazione dell'input più potente rispetto alle altre.

Infatti, per caratterizzare dal punto di vista statistico la risposta strutturale mediante accelerogrammi, occorrerebbe considerare una famiglia sufficientemente numerosa mentre con una sola D.S.P. si prende in esame un insieme infinito di accelerogrammi.

Significativi vantaggi si ottengono anche rispetto all'uso degli spettri di risposta (sintetici almeno quanto la D.S.P.) coi quali si deve ricorrere alle suddette approssimazioni circa la composizione dei vari massimi modali.

In definitiva l'analisi nel dominio delle frequenze mediante spettri di potenza ci permette una veloce e sintetica analisi di natura completamente statistica.

## 3. LA SCELTA DELLA D.S.P.

Per eseguire un'analisi dinamica nel dominio delle frequenze è necessario a questo punto scegliere la funzione  $S_a(\omega)$ . In relazione al grado di semplificazione che si vuole adottare si possono assumere diverse forme della suddetta funzione.

La funzione più usuale nella letteratura tecnica è quella che Tajimi propose nel 1960 [9] (fig. 3) basandosi sugli studi svolti da Kanai sul contenuto in frequenza di una serie di registrazioni di moti violenti del terreno, la cui espressione vale:

$$S_a(\omega) = \frac{\omega_g^4 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} G_0 \quad (8)$$

dove:

$G_0$  = fattore di scala o intensità del rumore bianco al livello del bed-rock che subisce un'azione filtrante ad opera degli strati alluvionali sovrastanti.

$\omega_g$  = pulsazione dominante del terreno.

$\xi_g$  = fattore di smorzamento del terreno.

Il modello di Tajimi assume, come segnale che si genera nell'ipocentro, un rumore bianco con contenuto spettrale uniforme su tutte le frequenze, pari a  $G_0$ .

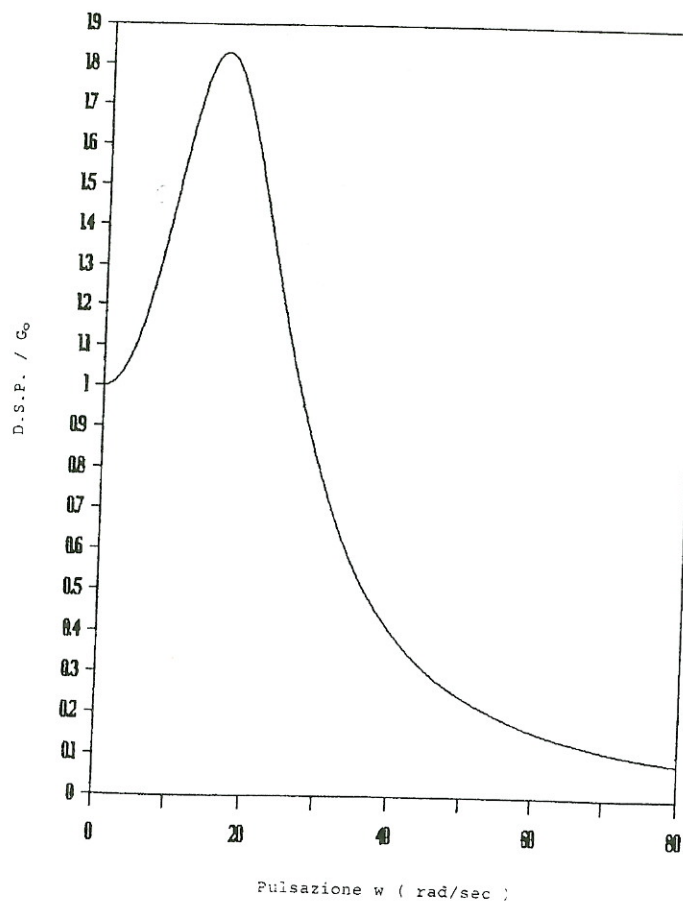


FIG. 3  
Funzione di densità spettrale di potenza proposta da Tajimi (nei grafici  $G_0 = 1$ ,  $\xi_g = 0,6$ ,  $\omega_g = 6\pi$ ).

Questo rumore bianco viene poi filtrato dal terreno sovrastante fino ad assumere, in termini di densità spettrale, l'espressione (8).

È immediato osservare dall'andamento di questa funzione che il suo utilizzo è limitato al caso in cui si possa ipotizzare che il contenuto frequenziale dell'input si attesti attorno ad un unico valore dominante.

Qualora non si verifichi tale circostanza un'espressione sufficientemente accurata della D.S.P. può essere quella proposta da Wen e Singh [10], ottenibile come sovrapposizione di più funzioni (8) con diverso contenuto dominante in frequenza, avente la seguente espressione:

$$S_a(\omega) = \sum_{n=1}^s \frac{\omega_n^4 + 4\xi_n^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_n^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_n^2 \omega_n^2 \omega^2} G_n \quad (9)$$

È corretto ricordare che sono state proposte da vari studiosi delle funzioni di D.S.P. variabili col tempo idonee, quindi, a rappresentare un fenomeno non stazionario nel contenuto in frequenza. Tuttavia modelli indipendenti dal tempo nei quali  $S_a(\omega)$  riflette il contenuto in frequenza dell'accelerogramma durante la fase più intensa dello scuotimento si sono dimostrati sufficientemente accurati al fine di determinare la risposta strutturale.

La determinazione dei 3 parametri che compaiono nella (8) o dei 3s della (9) non può prescindere da un attento studio della sismicità locale.

A rigore dovrebbero essere determinati statisticamente in base allo studio del contenuto in frequenza di accelero-

grammi caratteristici della zona e a tal fine può essere utile impiegato il metodo dei momenti [11], intendendo per momento di ordine n della D.S.P. la grandezza:

$$\lambda_n = \int_0^{+\infty} \omega^n S_a(\omega) d\omega \quad (10)$$

Tale procedimento consiste nel determinare per ogni D.S.P., ricavabile dal rispettivo accelerogramma, i primi 3 o 3s momenti ed eguagliarli a quelli ottenibili in forma chiusa [12] con le funzioni (8) o (9).

Si fa notare che è necessario ridurre opportunamente il dominio d'integrazione della (10) essendo i momenti della D.S.P. di Tajimi divergenti per  $n \geq 2$  [12].

Dall'uguaglianza di questi momenti si ottiene un sistema di 3 o 3s equazioni non lineari nei 3 o 3s parametri incogniti. Valutati i parametri in questione per ogni accelerogramma registrato, si risale a quelli di progetto con procedimenti statistici.

Si ricorda che esistono anche interessanti relazioni proposte da Lai [13] che istituiscono una correlazione fra i parametri della D.S.P. di Tajimi e alcune grandezze sismiche significative quali la magnitudo, la distanza epicentrale e l'accelerazione di picco.

Valutati i parametri che intervengono nella definizione dello spettro di potenza, è utile introdurre altre due grandezze ad esso associate.

La prima di queste prende il nome di frequenza dominante e ci fornisce una misura della posizione in cui la massa spettrale è concentrata lungo l'asse delle frequenze assumendo un significato analogo a quello del valor medio di una variabile aleatoria:

$$\omega_c = \sqrt{\lambda_2 / \lambda_0} \quad (11)$$

Un'interessante informazione invece sulla dispersione della D.S.P. nell'intorno della frequenza dominante è fornita dal parametro:

$$\delta = \sqrt{1 - \lambda_1^2 / (\lambda_0 \lambda_2)} \quad (12)$$

Questa grandezza è adimensionale e varia da 0 a 1 aumentando con l'ampiezza della banda.

Per quanto riguarda la valutazione del fattore di picco, intendendo per tale fattore quel coefficiente che moltiplicato per la deviazione standard del processo ci fornisce il valor medio della distribuzione dei picchi, la relazione che si è adottata è quella proposta da Davenport [14] nella forma:

$$r = \sqrt{2 \ln(\omega_c S_0 / \pi)} + 0.5772 / (\sqrt{2 \ln(\omega_c S_0 / \pi)}) \quad (13)$$

dove:

$S_0$  = durata dell'evento

Per la valutazione di  $S_0$  Lai propone:

$$S_0 = 30 \exp(-3.254 a_p^{0.35}) \quad (14)$$

essendo  $a_p$  il rapporto fra l'accelerazione di picco e l'accelerazione di gravità.

#### 4. LE RELAZIONI ANALITICHE

Caratterizzata la D.S.P. mediante i parametri che in essa intervengono, l'analisi dinamica aleatoria ci consente di passare dalle caratteristiche statistiche del processo in entrata a quelle del processo in uscita<sup>(1)</sup> sia esso forzante di piano, spostamento nodale o sollecitazione. Introdotta le già citate ipotesi circa la natura del processo stocastico in esame, il contenuto dell'analisi consiste nella determinazione della matrice delle varianze e covarianze delle grandezze di risposta strutturale di interesse.

In particolare la matrice delle varianze e covarianze degli spostamenti generalizzati assume la forma:

$$C_x(0) = E[x x^T] = U E[\varphi \varphi^T] U^T \quad (15)$$

dove:

$U$  = matrice modale, di solito troncata ai primi modi  
 $E[\varphi \varphi^T]$  = matrice delle varianze e covarianze delle coordinate normali la cui espressione risulta:

$$E[\varphi \varphi^T] = 1/2 \int_{-\infty}^{+\infty} H(i\omega) g S_a(\omega) g^T H^*(i\omega) d\omega \quad (16)$$

essendo:

\* = complesso coniugato  
 $g$  = vettore dei coefficienti di partecipazione  
 $H(i\omega)$  = matrice diagonale delle funzioni di trasferimento il cui generico termine vale:

$$H_i(i\omega) = \frac{1}{\omega_i^2 - \omega^2 + 2i \xi_i \omega_i \omega} \quad (17)$$

In forma più estesa il generico termine della (16) vale:

$$E[\varphi \varphi^T]_{ij} = g_i g_j \int_0^{+\infty} \text{Re} \{ H_i(i\omega) H_j^*(i\omega) \} S_a(\omega) d\omega \quad (18)$$

Le maggiori difficoltà che si incontrano in quest'analisi nel dominio delle frequenze sono dovute alla risoluzione degli integrali (18), risoluzione che dipende dall'espressione della funzione D.S.P. considerata.

Fortunatamente con la funzione proposta da Tajimi (8) l'integrale (18) è esprimibile in forma chiusa [15] con conseguente miglioramento della correttezza formale del procedimento e riduzione dei tempi di elaborazione.

Nel caso in cui la funzione  $S_a(\omega)$  non abbia un andamento così regolare è necessario avvalersi di tecniche numeriche d'integrazione; vedremo, però, in seguito come da semplici considerazioni sull'andamento delle funzioni di trasferimento si possano trarre proficue informazioni sulla possibilità di trascurare alcuni termini della matrice (16) e di ridurre

<sup>(1)</sup> Il processo in uscita è esso stesso stazionario, avendo supposto il filtro di tipo lineare.

drasticamente il dominio d'integrazione nell' (17) traendone vantaggio in termini di tempi di elaborazione. Qualora le grandezze di risposta strutturale siano forze (forzanti di piano o sollecitazioni d'estremità della generica asta) la relazione che ci esprime la matrice delle varianze e covarianze di queste è formalmente simile a quella introdotta relativamente agli spostamenti, in particolare:

$$C_{FF}(0) = E[F F^T] = E[K U \varphi \varphi^T U^T K^T] = K U E[\varphi \varphi^T] U^T K^T \quad (19)$$

dove:

$K(U)$  = matrice di rigidità (modale) della struttura o della singola asta.

In conclusione, note le varianze delle grandezze in esame (termini diagonali), è possibile risalire ai valori medi di picco di queste moltiplicandole per il fattore di picco che può essere valutato mediante la riportata relazione di Davenport (13), noti che siano anche i momenti del secondo ordine della grandezza in esame. Questi ultimi possono essere determinati con relazioni del tutto analoghe alle (15) e (19) con l'avvertenza di inserire il fattore moltiplicativo  $\omega^2$  all'interno dell'integrale (18).

Molto spesso in questo tipo di analisi il fattore di picco viene assunto a priori uguale a 3.

Appare evidente dalle relazioni introdotte come sia possibile determinare i valori medi di picco delle grandezze in uscita senza operare alcun procedimento semplificato (vedi quadratura) ottenendo anche delle informazioni sulle correlazioni statistiche, covarianze, esistenti fra le varie grandezze allo stesso istante temporale (elementi fuori diagonale nelle matrici (15) e (19)).

#### 5. ESEMPIO APPLICATIVO E STUDI COMPARATIVI

Al fine di valutare l'attendibilità nonché le potenzialità applicative dell'analisi dinamica aleatoria appena introdotta è stata svolta un'analisi comparativa della risposta sismica di una struttura intelaiata mediante i seguenti procedimenti di calcolo:

- 1) analisi dinamica ordinaria mediante spettro di risposta dell'Eurocodice n. 8;
- 2) analisi dinamica aleatoria nel dominio delle frequenze con D.S.P. di Tajimi;
- 3) analisi dinamica con accelerogramma non modulato, creato artificialmente e coerente col contenuto in frequenza della D.S.P. di cui sopra.

Al fine di poter confrontare, in termini di ordine di grandezza della risposta strutturale, l'analisi aleatoria con quella eseguita mediante spettro di risposta dell'Eurocodice si è assunto quest'ultimo come spettro «target» e si sono dosati i parametri  $\xi_g$  e  $\omega_g$  in modo tale da ottenere uno spettro di risposta coerente con la D.S.P., il quale ne segua il più possibile, l'andamento.

Sempre con riferimento all'Eurocodice questo afferma, infatti, che gli spettri di potenza impiegati devono essere coerenti con gli spettri di risposta in esso proposti.

Dall'andamento dei grafici di fig. 4 si osserva come il parametro  $\xi_g$  influisca sull'andamento più o meno piccato della curva mentre  $\omega_g$  determini una traslazione del massimo fino a farlo coincidere col periodo proprio in risonanza con la pulsazione dominante del terreno.

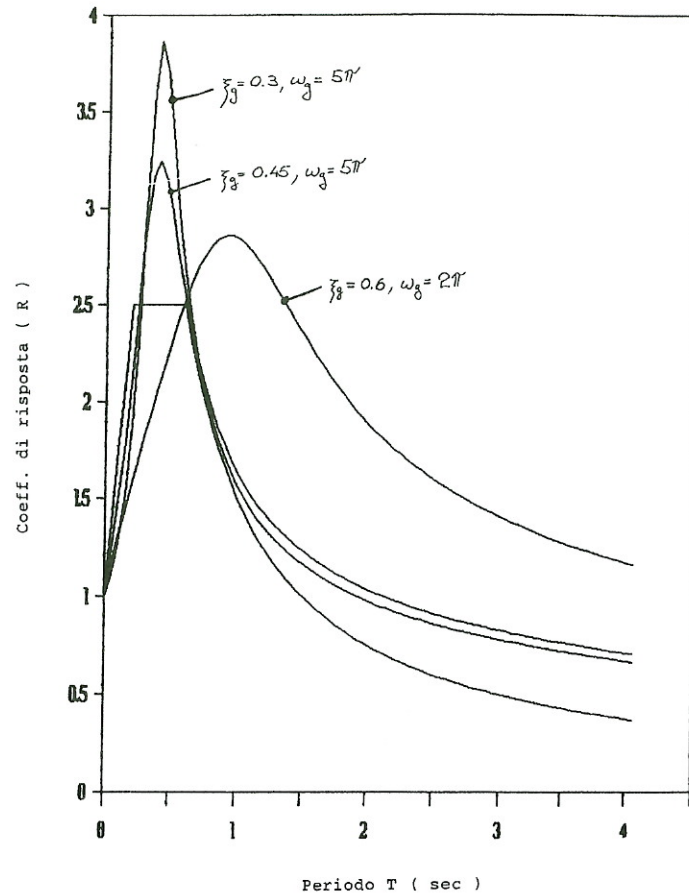


FIG. 4  
Confronto spettro locale relativo al profilo B del terreno con alcuni spettri di risposta coerenti con la D.S.P. di Tajimi.

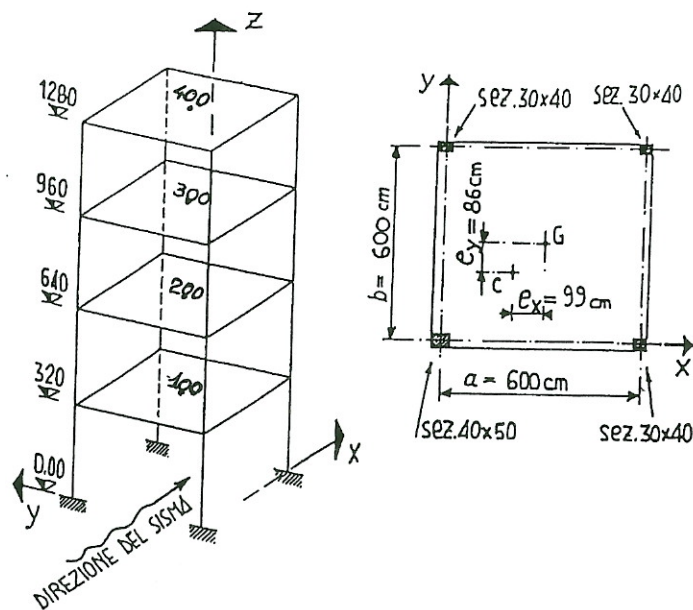


FIG. 5  
Telaio spaziale esaminato coi nodi «master» in evidenza.

Si rileva, infine, come alle basse frequenze lo spettro coerente con la D.S.P. si discosti nettamente da quello «target»; tale circostanza può tradursi in una limitazione del campo di applicabilità di tale funzione in relazione alle caratteristiche dinamiche della struttura e a quelle filtranti del terreno.

La struttura di riferimento è il telaio spaziale di fig. 5 avente quattro orizzontamenti infinitamente rigidi nel loro piano e una distribuzione in pianta delle rigidità non simmetrica. Per quanto riguarda le masse strutturali queste sono state supposte uniformemente distribuite ai livelli dei singoli piani e, per ognuno di questi, si è assunto:

Peso del piano :  $Q = 288,8\text{ KN}$   
 Massa del piano :  $M = 2936\text{ kg}$   
 Momento d'inerzia di piano :  $J = 17615\text{ kgm}^2$

per il C.C.A. si è considerato un modulo elastico (E) pari a  $2500\text{ KN/cm}^2$ .

### 5.1 Analisi dinamica ordinaria con spettro di risposta dell'Eurocodice

L'Eurocodice n. 8 fornisce degli spettri locali di risposta elastici normalizzati che tengono conto delle possibili caratteristiche dei terreni su cui ci si trova ad operare. Tali spettri variano il loro andamento in relazione ai cinque parametri caratteristici  $s, \beta, T_1, T_2, k$  con espressione:

$$\begin{aligned} \beta_s(T) &= s[1 + T(\beta_0 - 1)/T_1] && \text{per } 0 < T < T_1 \\ \beta_s(T) &= s\beta_0 && \text{per } T_1 < T < T_2 \\ \beta_s(T) &= s[(T_2/T)^k]\beta_0 && \text{per } T > T_2 \end{aligned}$$

dove:

$T$  = periodo di vibrazione dell'oscillatore elementare.  
 $\beta_s$  = valore spettrale della pseudo-accelerazione normalizzata.  
 $T_1, T_2$  = limiti del tratto costante dello spettro di risposta.  
 $k$  = esponente che influenza il tratto discendente dello spettro per periodi superiori a  $T_2$ .

Al fine dell'assegnazione dei cinque parametri vengono introdotti tre profili di terreno (A, B, C) fra loro differenziati in base alle caratteristiche di rigidità e densità relativa dei materiali che li compongono.

Dagli spettri di risposta locali (fig. 6) si perviene infine a quelli di progetto mediante l'introduzione degli ulteriori tre parametri:

$\alpha$  = rapporto fra l'accelerazione massima del terreno e quella di gravità  
 $\eta$  = parametro correttivo da introdurre nel caso si voglia assumere un fattore di smorzamento strutturale diverso dal 5%.  
 $q$  = fattore di struttura.

In definitiva il generico spettro di risposta per progetto è così esprimibile:

$$\begin{aligned} \beta(T) &= \alpha s[1 + T(\eta\beta_0/q - 1)/T_1] && \text{per } 0 < T < T_1 \\ \beta(T) &= \alpha s\eta\beta_0/q && \text{per } T_1 < T < T_2 \\ \beta(T) &= \alpha s\eta\beta_0(T_2/T)^k/q && \text{per } T > T_2 \end{aligned}$$

Svolte queste premesse è stata eseguita l'analisi dinamica con riferimento ad un terreno di medie caratteristiche (pro-

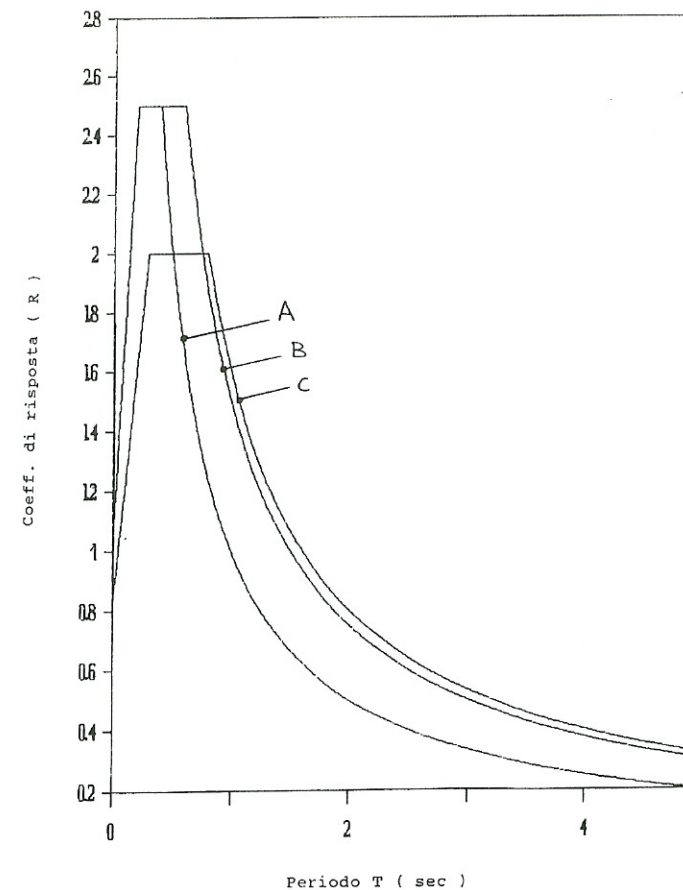


FIG. 6  
Spettri di risposta locali proposti dall'Eurocodice: profili A, B, C.

filo B) assumendo un'accelerazione di picco pari a  $0.1\text{ g}$ , un fattore di smorzamento strutturale del 5% ed un fattore di struttura pari a 2.5 (fig. 4).

Profilo del terreno	s	$T_1$	$T_2$	k	$\beta_0$
B	1	0.2	0.6	1	2.5

### 5.2 Analisi dinamica con D.S.P.

Si è appena osservato come l'Eurocodice offra la possibilità di svolgere un'analisi sismica sufficientemente articolata essendo la forma dello spettro posta in relazione alle caratteristiche locali del terreno.

In quest'ottica particolarmente interessante diventa l'analisi dinamica aleatoria condotta assumendo come D.S.P. quella proposta di Tajimi (8) con la quale, dosando opportunamente i parametri che rappresentano le caratteristiche filtranti degli strati alluvionali ( $\xi_g, \omega_g$ ), deducibili eventualmente dai risultati di microzonazione, è possibile variare il contenuto frequenziale dell'input dal quale è fortemente influenzata la risposta strutturale.

Evidenziata la potenzialità di questa modellazione i parametri caratteristici della D.S.P. sono stati scelti confrontando gli spettri di risposta, ad essa coerenti, con quello «target» dell'Eurocodice (fig. 4) come dianzi esposto, ricavando i seguenti valori:

$$\xi_g = 0.45 \quad \omega_g = 6\pi$$

In funzione di questi si è valutato il parametro  $G_0$  dalla relazione:

$$\sigma_a^2 = \int_0^{+\infty} S_a(\omega) d\omega = \frac{\pi G_0 \omega_g}{4 \xi_g} (1 + 4 \xi_g^2)^{1/2} \quad (20)$$

in modo tale da assumere un processo stocastico avente valor medio di picco pari a  $0.1\text{ g}$  ( $G_0 = 21.5\text{ cm}^2/\text{sec}^3$ ). In fig. 7 vengono riportati i risultati, in termini di movimenti di piano dei nodi «master»<sup>1</sup> ( $U_x, U_y, R_z$ ), relativi alle due analisi, previa divisione di quelli ottenuti con l'analisi aleatoria per il coefficiente di struttura considerato (2.5).

Relativamente all'analisi aleatoria questa è stata condotta sia ponendo convenzionalmente i fattori di picco pari a 3 sia determinandoli con la relazione di Davenport (13) assumendo come durata del processo quella deducibile dalla relazione di Lai (14).

Si osserva innanzitutto come la durata dell'evento logicamente influisca sui valori delle grandezze, in particolare i fattori di picco aumentano col crescere di questa; nel nostro caso un fattore di picco uguale a 3 conduce ad un'analisi di tipo conservativo.

Dal confronto dei valori ottenuti dalle analisi con D.S.P. e con spettro emerge chiara l'attendibilità dello studio in frequenza. Si nota, infatti, come i valori dei movimenti  $U_x$  e  $R_z$  siano molto vicini fra loro mentre le differenze si accentuano quando si esaminano gli spostamenti  $U_y$  perpendicolari alla direzione di ingresso del sisma (fra l'altro tali grandezze sono assai modeste).

Per quanto concerne le discordanze queste sono imputabili a due motivi ben precisi:

1) Lo spettro di risposta coerente con la D.S.P. non coincide, ovviamente, con quello dell'Eurocodice, nel primo è presente inoltre quel picco di risposta che nel secondo è stato regolarizzato con un tratto orizzontale.

2) L'analisi dinamica aleatoria nel dominio delle frequenze ci fornisce delle informazioni puntuali sulla risposta strutturale tenendo in considerazione la non contemporaneità (covarianze) dei massimi contributi modali a differenza dell'analisi con spettri che adotta la regola approssimata della quadratura.

### 5.3 Analisi dinamica con accelerogrammi non modulati, creati artificialmente

Quest'analisi è stata svolta al fine di rendere completa l'analisi comparativa spostando il campo d'indagine nel dominio del tempo ed ottenendo delle informazioni più esplicite e dirette sull'effettivo comportamento delle grandezze esaminate.

In questa fase è stato creato un accelerogramma (fig. 8), non modulato, della durata di 10 sec. coerente nel contenuto in frequenza con la D.S.P. di cui sopra.

Sono state in seguito elaborate, via metodo di Newmark, le integrazioni al passo delle equazioni differenziali disaccoppiate del moto per poi pervenire alle «time histories» dei movimenti esaminati mediante la combinazione lineare delle coordinate normali moltiplicate per le rispettive componenti modali.

Vengono di seguito riportate (fig. 9, 10, 11) le sole evoluzioni temporali dei movimenti  $U_x, U_y, R_z$  del nodo «master» 400, relativo all'ultimo piano.

<sup>1</sup> Si intende per nodo «master» di piano il nodo coincidente col baricentro delle masse di piano.

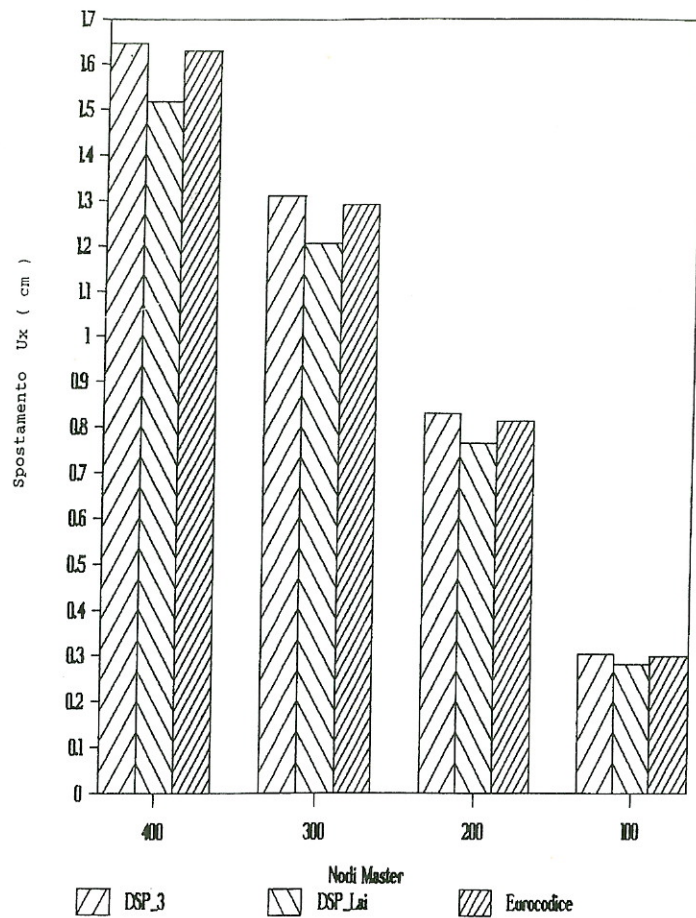


FIG. 7-1 - Spostamento Ux nodi «master» 400.

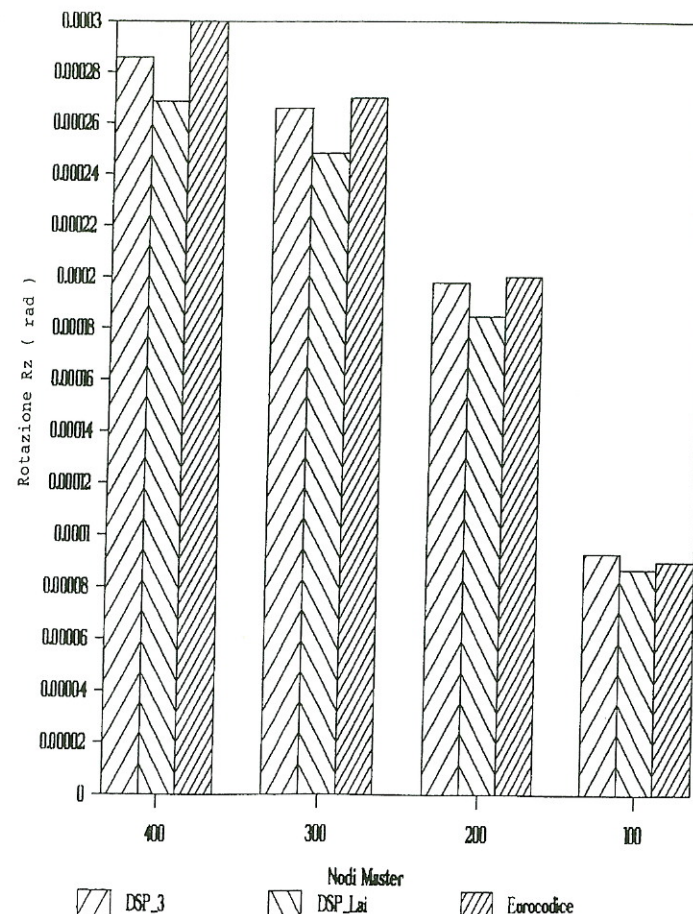


FIG. 7-3 - Rotazione Rz nodi «master» 400.

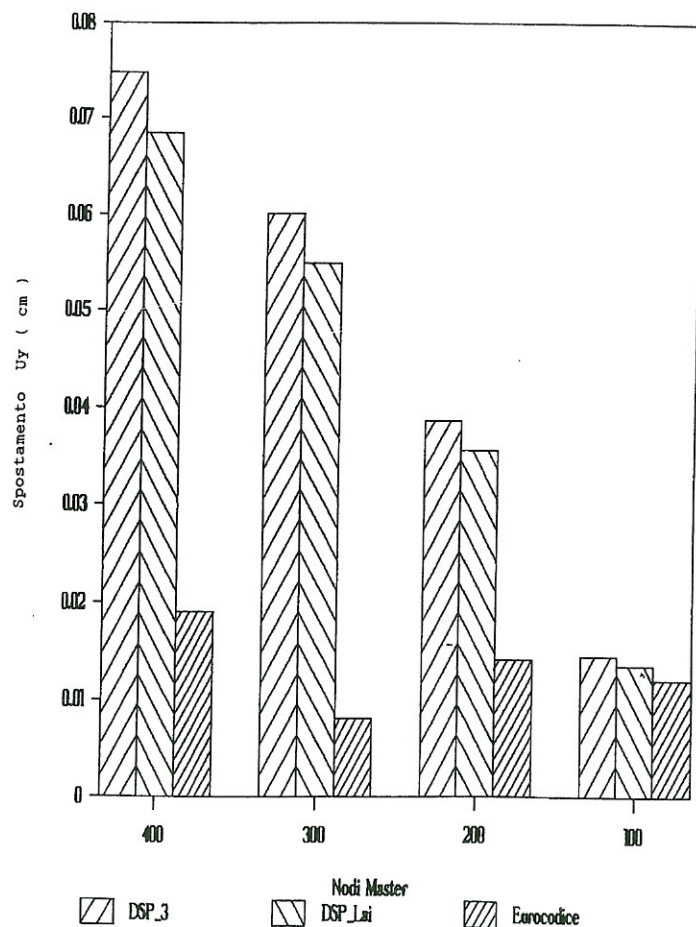


FIG. 7-2 - Spostamento Uy nodi «master» 400.

Dai grafici si può facilmente constatare che i valori massimi di questi sono in genere inferiori a quelli delle corrispondenti grandezze calcolate con l'analisi dinamica aleatoria (in questo caso specifico i valori sono in difetto al massimo del 25%). Tale circostanza è facilmente spiegabile osservando che i valori dedotti dallo studio in frequenza sono valori medi di picco della risposta che dovrebbero essere confrontati con dei valori massimi medi ricavati statisticamente da una famiglia, la più ampia possibile, di accelerogrammi, analoghi a quello da noi esaminato, aventi lo stesso contenuto in frequenza della D.S.P.

## 6. METODO APPROSSIMATO PER LA DETERMINAZIONE DELLA RISPOSTA STRUTTURALE

È stato già osservato che molto spesso il problema di più difficile soluzione nel campo dell'analisi dinamica aleatoria consiste nella valutazione del generico termine della ma-

FIG. 7 Confronto risultati ottenibili con lo spettro dell'Eurocodice e con la D.S.P. di Tajimi. L'analisi dinamica aleatoria è stata condotta sia approssimando a 3 il fattore di picco sia valutandolo in forma più precisa in base alla relazione di Davenport e assumendo come durata quella ottenibile dalla formula di Lai.

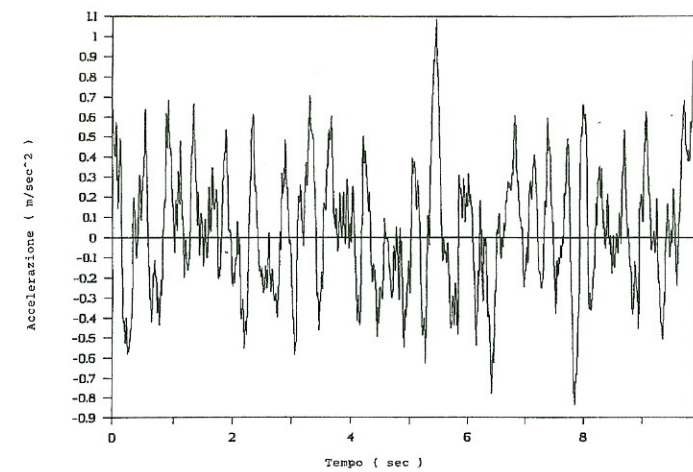


FIG. 8 Accelerogramma non modulato coerente, nel contenuto in frequenza, con la D.S.P. considerata.

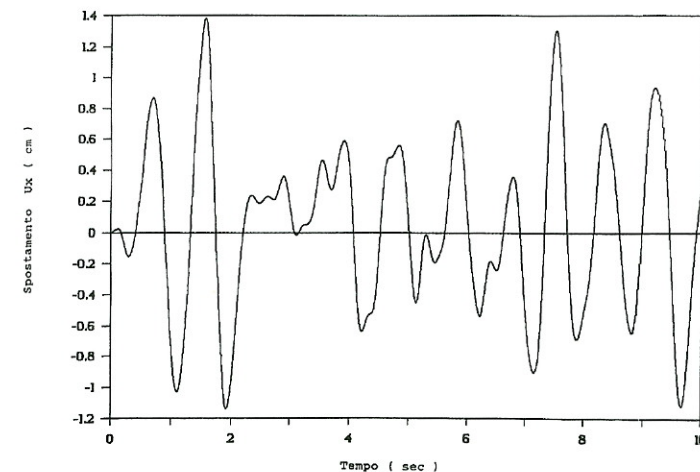


FIG. 9 Time-history spostamento Ux.

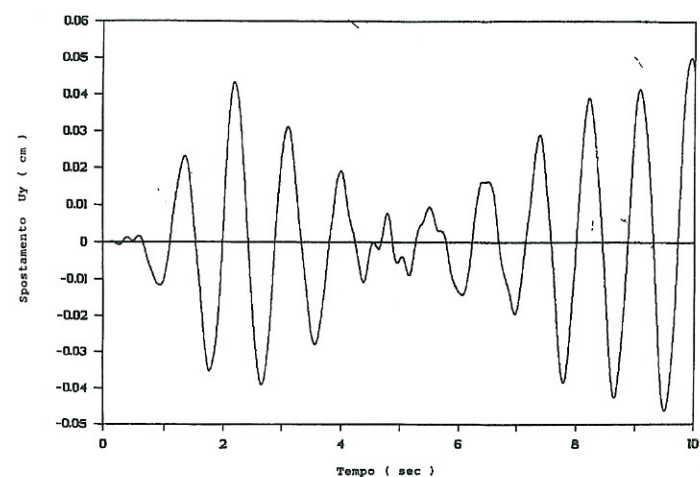


FIG. 10 Time-history spostamento Uy.

trice delle varianze e covarianze delle coordinate normali che vale, a meno dei coefficienti di partecipazione:

$$E[\varphi \varphi^T]_{i,j} = \int_0^{+\infty} \text{Re} \{ H_i(i\omega) H_j^*(i\omega) \} S_a(\omega) d\omega \quad (21)$$

Nel caso generale, in cui si adottino delle espressioni della D.S.P. le quali non consentano la determinazione dell'integrale (21) in forma chiusa, bisogna avvalersi di tecniche numeriche d'integrazione.

Nascono naturali a questo punto le seguenti domande: È necessario calcolare tutti i termini della matrice delle varianze e covarianze?

Fino a quali valori della pulsazione è necessario estendere il dominio d'integrazione nella (21)?

Le risposte a queste domande ci vengono in parte suggerite dall'andamento delle seguenti funzioni:

$$1) \text{Re} \{ H_i(i\omega) H_i^*(i\omega) \} = |H_i(i\omega)|^2 \quad (22)$$

$$2) \text{Re} \{ H_i(i\omega) H_j^*(i\omega) \} \quad (23)$$

Si fa presente che la prima funzione interviene nel calcolo dei termini diagonali della matrice mentre la seconda in quello dei termini fuori diagonale.

Considerando inizialmente i termini diagonali, si riportano in fig. 12 gli andamenti della funzione (22) per diversi valori della pulsazione propria assumendo un fattore di smorzamento del 5%. Quest'ultimo parametro influenza l'andamento più o meno piccato della curva nonché il valore del picco il quale aumenta al diminuire dello smorzamento.

Dall'andamento delle varie funzioni si osserva che queste, nei casi di interesse ingegneristico in cui il fattore di smorzamento strutturale difficilmente è superiore al 5% assumono valori pressoché costanti nel tratto iniziale per poi subire un brusco innalzamento fino al valore di picco con successivo rapido decadimento (processi dinamici a banda stretta).

Si nota, inoltre, che i valori dei picchi decrescono sensibilmente all'aumentare della pulsazione propria.

Da queste osservazioni emerge chiaro come non tutte le armoniche nelle quali può essere decomposto il segnale abbiano la stessa importanza in termini di risposta dinamica della struttura a causa della radicale azione filtrante da questa operata.

In sostanza si può con buona approssimazione semplificare l'integrale (21), relativamente ai termini diagonali nella forma:

$$E[\varphi \varphi^T]_{i,i} = \int_0^{0.7\omega_i} |H_i(i\omega)|^2_{\omega=0} S_a(\omega) d\omega + \int_{0.7\omega_i}^{1.3\omega_i} |H_i(i\omega)|^2 S_a(\omega) d\omega \quad (24)$$

in cui la funzione  $|H_i(i\omega)|^2$  è stata troncata a  $\omega_i + 30\% \omega_i$  e assunta costante, pari a  $|H_i(i\omega)|^2_{\omega=0}$ , nel tratto che si estende da 0 a  $0.7 \omega_i$ .

Per quanto riguarda i termini fuori diagonale alcuni andamenti della funzione (23) relativi a diversi valori delle pulsazioni naturali sono riportati in fig. 13.

Dalla figura è difficile trarre proficue considerazioni sulla possibilità o meno di trascurare tali termini o di ridurre il dominio d'integrazione anche se l'esaltarsi della curva per valori non molto discosti delle due frequenze naturali lascia

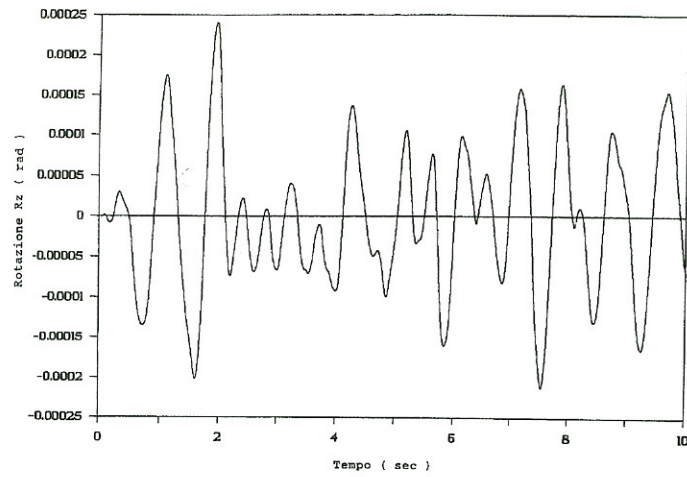


FIG. 11  
Time-history rotazione Rz.

supporre che tali termini giochino sicuramente un ruolo non trascurabile quando i modi siano fra loro accoppiati. Più significativi suggerimenti emergono dall'osservazione della fig. 14 nella quale le tre curve hanno il seguente significato:

Curva A: andamento dell'integrale (21) relativo ai termini diagonali ( $i=j$ ) al variare della pulsazione naturale  $\omega_i$ .

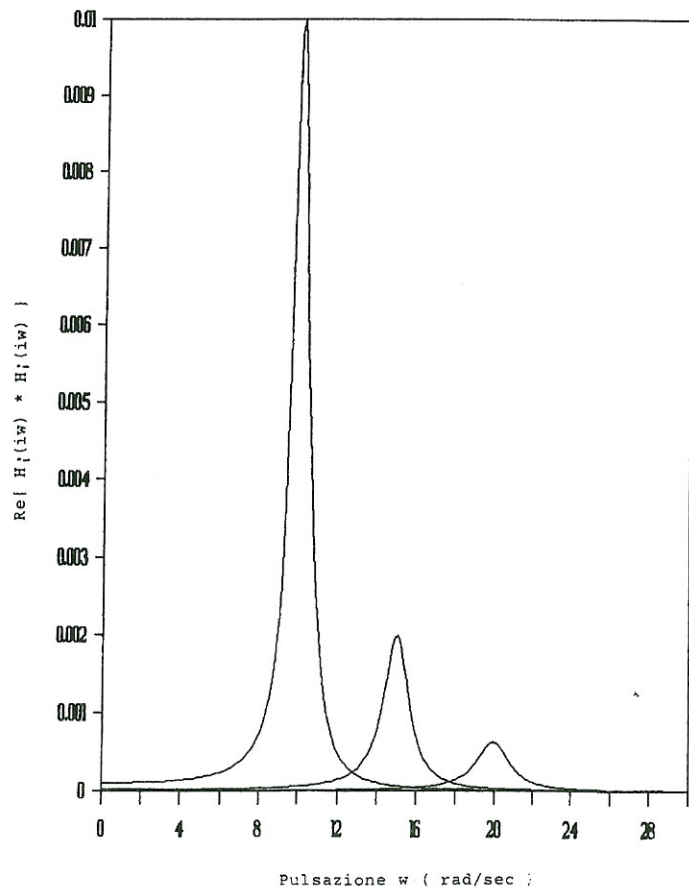


FIG. 12  
Alcuni andamenti della funzione (22) con fattore di smorzamento del 5%.

Curve B-C: andamento dell'integrale (21) al variare di  $\omega_i$  con  $\omega_j$  uguale, rispettivamente a 12.5 e 15 rad/sec.

Queste curve sono state ottenute con una D.S.P. avente pulsazione dominante pari a  $5\pi$ .

Si nota chiaramente dal grafico come l'importanza del generico termine fuori diagonale nei confronti dei corrispettivi termini diagonali decresca rapidamente all'aumentare del disaccoppiamento modale. In pratica per valori del rapporto delle due pulsazioni naturali ( $\omega_i/\omega_j$ ) inferiori a 0.7 è quasi ininfluente il calcolo di tali termini nella valutazione della risposta strutturale.

Qualora tale rapporto sia superiore al citato valore l'integrale (21) può essere ottimamente valutato mediante la relazione:

$$E [\varphi \varphi^T]_{i,j} = \int_0^{0.7\omega_i} \text{Re} \{H_i(i\omega) H_j^*(i\omega)\}_{\omega=0} S_a(\omega) d\omega + \int_{0.7\omega_i}^{1.3\omega_i} \text{Re} \{H_i(i\omega) H_j^*(i\omega)\} S_a(\omega) d\omega \quad (25)$$

In relazione alle considerazioni svolte, è stata condotta l'analisi dinamica aleatoria della struttura di riferimento trascurando i termini  $E [\varphi \cdot \varphi^T]_{i,j}$  tali per cui  $\omega_i/\omega_j < 0.7$  e limitando opportunamente il dominio d'integrazione per i rimanenti. In fig. 15 si riportano gli spostamenti del nodo 400 ottenuti in maniera corretta e approssimata dai quali si può facil-

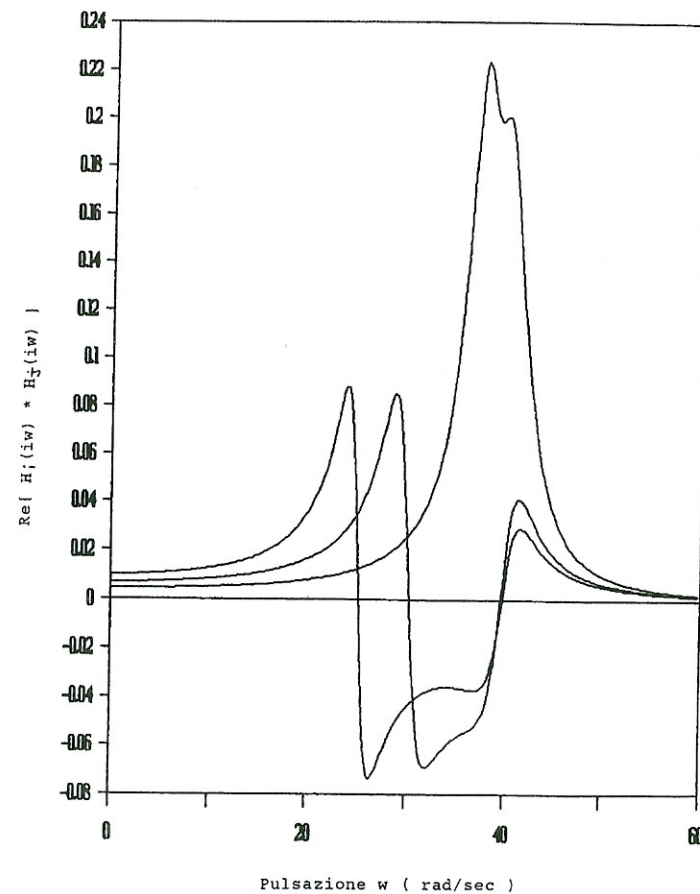


FIG. 13  
Alcuni andamenti della funzione (23) con fattore di smorzamento del 5%.

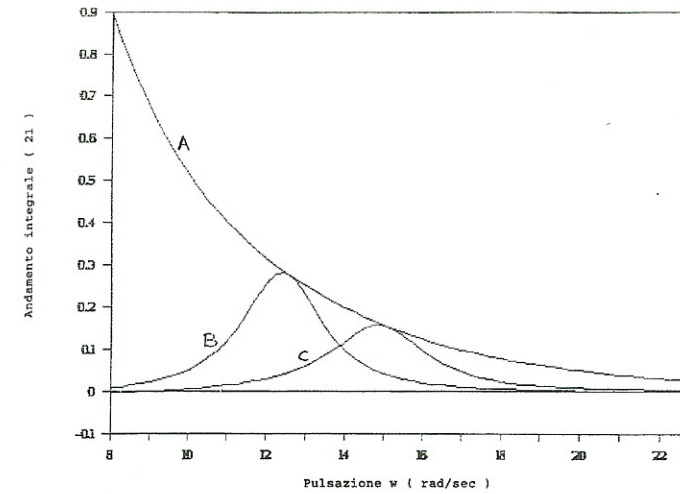


FIG. 14  
Andamenti dell'integrale (21) relativo ai termini diagonali (curva A) e a quelli fuori diagonale (curva B e C).

mente osservare che le differenze sono di pochi punti percentuali (non più del 2.5%).

Risulta chiara la validità del procedimento approssimato e l'importanza che un attento studio delle caratteristiche dinamiche (filtranti) della struttura può assumere nella riduzione dell'onere di calcolo.

Si riportano nella tab. 1 le pulsazioni naturali della struttura relative ai 12 modi considerati e le caratteristiche di movimento di questi. È inoltre evidente dall'esame delle D.S.P. dei movimenti del nodo «master» 400 riportate nelle fig. 16, 17, 18 la forte azione di filtraggio operata dalla struttura nei confronti del processo aleatorio in entrata.

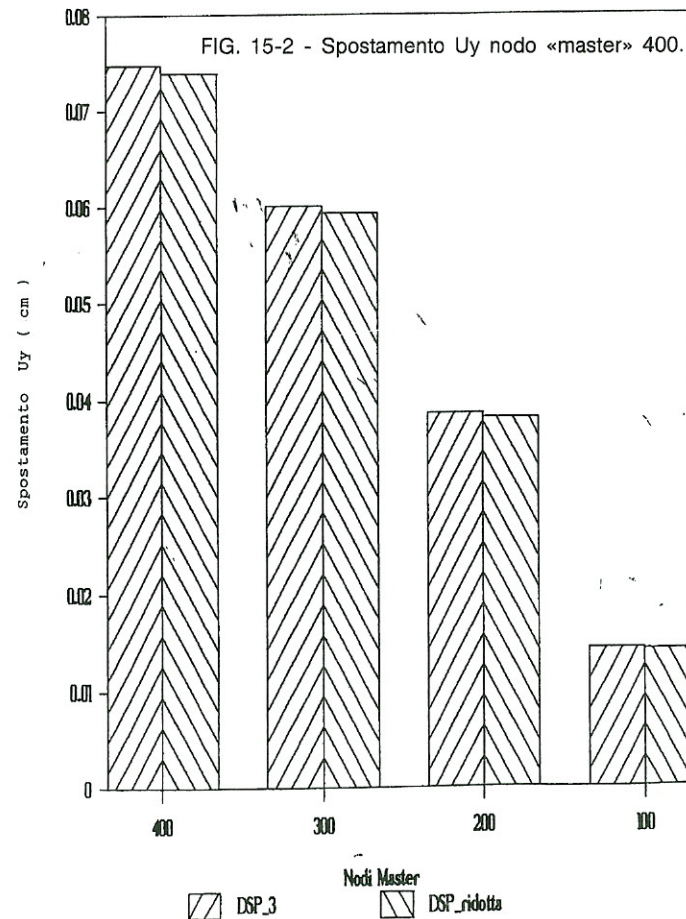


FIG. 15-2 - Spostamento Uy nodo «master» 400.

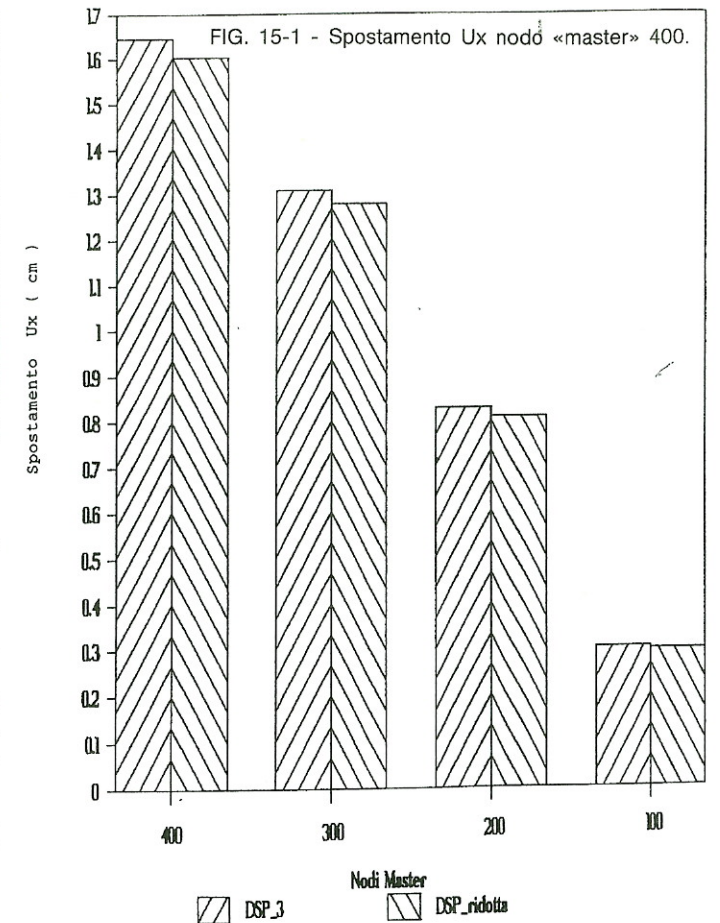


FIG. 15-1 - Spostamento Ux nodo «master» 400.

FIG. 15  
Confronto risultati ottenibili con procedimento corretto (espressione in forma chiusa dell'integrale (21)) e con quello approssimato.

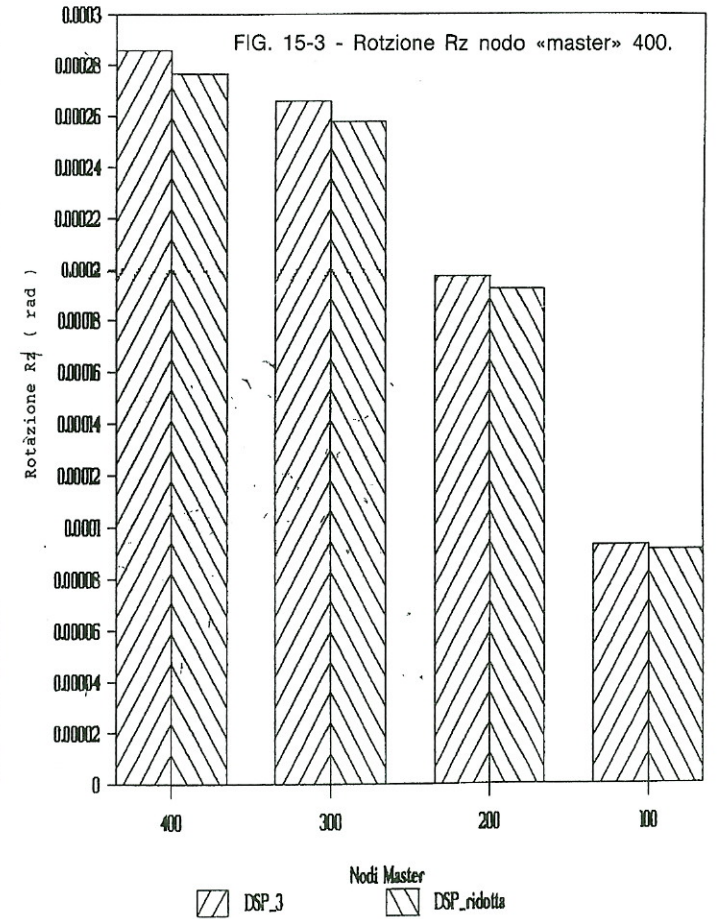


FIG. 15-3 - Rotazione Rz nodo «master» 400.

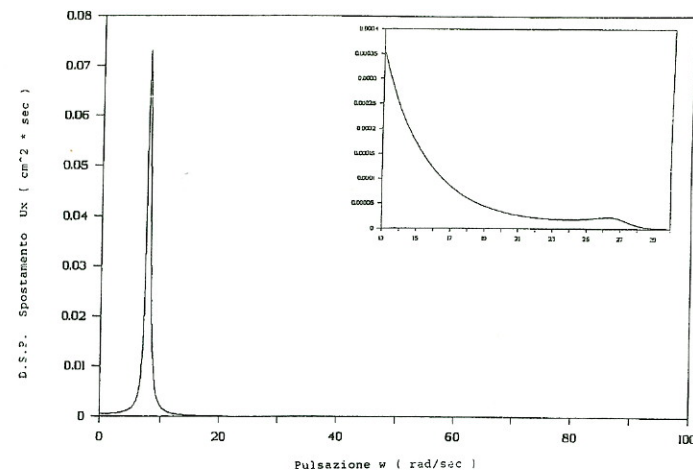


FIG. 16  
D.S.P. spostamento Ux nodo «master» 400.

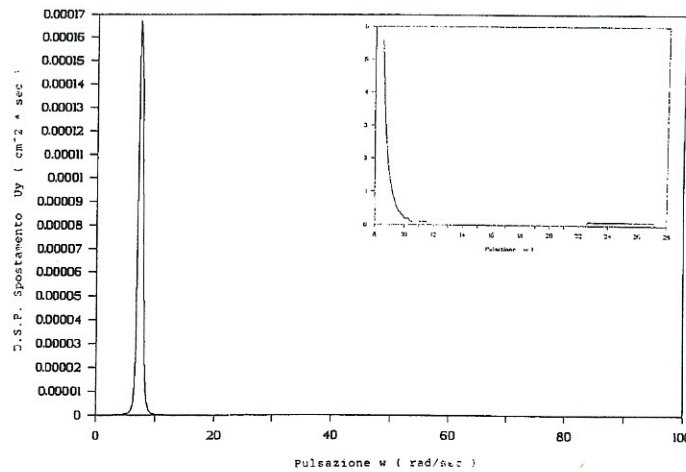


FIG. 17  
D.S.P. spostamento Uy nodo «master» 400.

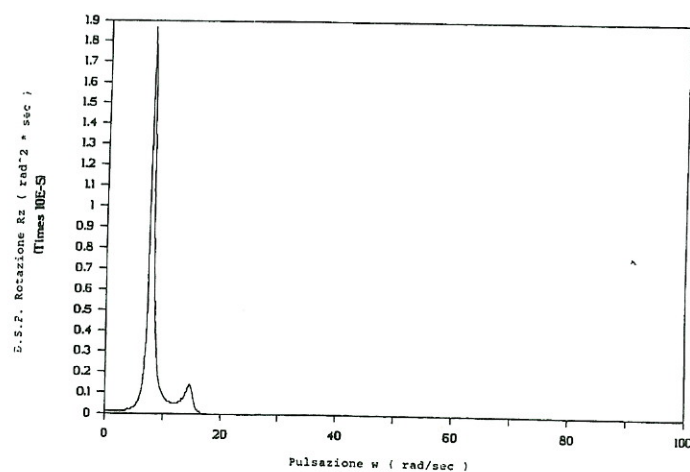


FIG. 18  
D.S.P. rotazione Rz nodo «master» 400.

TAB. 1

Modo n°	Periodi propri	Coeff. di Part.	Forma modale
1	0.897	-4.200	Trasl. y
2	0.815	96.932	Trasl. x
3	0.423	3.049	Rotaz.
4	0.267	-1.991	Trasl. y
5	0.232	38.654	Trasl. x
6	0.138	1.479	Trasl. y
7	0.127	0.414	Rotaz.
8	0.113	-24.608	Trasl. x
9	0.092	-1.122	Trasl. y
10	0.073	13.411	Trasl. x
11	0.066	-4.982	Rotaz.
12	0.043	2.886	Rotaz.

#### RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- 1) «Recommended lateral force requirements and commentary», Seismology committee of the Structural Engineers Association of California, 1959.
- 2) Blume J.A., Newmark N.M., Corning L.M., «Design of multistory reinforced concrete buildings for earthquake motions», Portland Cement Association, 1961.
- 3) Clough R.W., Penzien J. «Dynamics of Structures», McGraw-Hill.
- 4) Elishakoff I., «Probabilistic methods in the theory of structures».
- 5) Eucocodice n. 8, «Strutture in zone sismiche - Progetto».
- 6) Alessi R., Raffagli A., «Sismicità, zonazione e microzonazione», Atti del Croso sui Fondamenti di Ingegneria Sismica.
- 7) Ingegneria Sismica - Inserto redazionale Anno II, n. 1/1985. Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- 8) «Random Excitation of Structures by Earthquakes and Atmospheric Turbulence», CISM Courses and Lectures n. 225. International Centre for Mechanical Sciences, 1977.
- 9) Tajimi H., «A statistical method of determining the maximum response of a building structure during an earthquake», Proceedings, 2nd World Conf. on Earthquake Engrg., Tokyo 1960.
- 10) Singh M.P., Wen Y.K., «Non stationary seismic response of light equipment», Journal of the Eng. Mech. Div., Proceedings ASCE, 1977.
- 11) Vanmarke E., «Structural response to earthquakes», Seismic Risk and Engineering Decisions, 1976.
- 12) Faravelli L., «Stochastic modelling of the seismic excitation for structural dynamics purposes», Probabilistic Engrg. Mech., 1988.
- 13) Lai S.P., «Statistical characterization of strong ground motions using the Kanai-Tajimi P.S.D. function», Proceedings, 7th European Conference on Earthquake Engrg., Athens, 1982.
- 14) Davenport A.G., «Note on the distribution of the largest value of a random function with application to gust loading», Proceeding, Institution of Civil Engineering, 1964.
- 15) Der Kiureghian A., «Structural response to stationary excitation», Journal of the Engrg. mech. Div., December 1980.

#### F. CAPUANO\* - L. SCIORTINO\*\*

\* Regione Emilia Romagna  
Ufficio del Genio Civile di Reggio Emilia  
\*\* Scienza delle Costruzioni  
Facoltà di Ingegneria Università di Bologna

#### INTRODUZIONE

La pubblicazione ufficiale delle «Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento», approvate dapprima con D.M. 9 gennaio 1987, integrate e rettifiche con D.M. 20 novembre 1987 ed entrate in vigore il 19 dicembre 1987, fu accolta con generale compiacimento dalle Associazioni di categoria interessate, dall'ambiente accademico-scientifico, oltre che dagli stessi organi tecnici del ministero dei lavori pubblici.

Il nuovo riferimento normativo, da lungo tempo atteso, poiché relativo ad un settore dell'attività edilizia e tecnologica dinamica ed importante quale quello legato al laterizio ed alle costruzioni in muratura in genere, è stato accolto quale: — elemento di recupero e rivalutazione della specifica tecnica costruttiva e del suo contenuto tecnologico — strumento in grado di restituire alle costruzioni in muratura quel prestigio che loro spetta quali elementi caratterizzanti il nostro patrimonio edilizio

— segno di ripensamento culturale sulla principale tecnica costruttiva dei tempi moderni, in opposizione alle consolidate tendenze alla rarefazione della «cultura della muratura» in favore di quella del «cemento e dell'acciaio» — primo approccio metodologico per il recupero degli edifici storici e per la riqualificazione del patrimonio edilizio ordinario [1,2,3].

Dopo oltre un anno e mezzo dall'entrata in vigore delle norme, anche alla luce della recente specifica circolare esplicativa del ministero dei lavori pubblici [4], sembra legittimo nutrire qualche perplessità sulla effettiva incisività delle disposizioni, le quali, fra l'altro, non contemplano alcun adempimento formale (e perciò suscettibile di controllo) da assolvere nelle fasi di progetto, esecuzione e collaudo.

#### QUADRO LEGISLATIVO DI RIFERIMENTO

L'ambito normativo in cui si situa il D.M. 20.11.87 è quello definito dall'art. 1 della legge 2.2.74 n. 64 [5], che sancì l'obbligo di conformità delle costruzioni ad un complesso di norme tecniche da emanarsi con decreti ministeriali entro un anno dall'entrata in vigore della legge stessa e da aggiornarsi ogni qualvolta occorresse.

Mentre l'emanazione di alcune norme tecniche fu sufficientemente sollecitata, le norme relative alle costruzioni in muratura sono state pubblicate ufficialmente solo tredici anni dopo.

Ciò ha comportato evidenti ripercussioni sull'intero settore interessato [6] e, soprattutto, una difficoltosa armonizza-

## ELEMENTI PER LA PROGETTAZIONE DEGLI EDIFICI IN MURATURA IN ZONE SISMICHE ED ASISMICHE

zione delle normative tecniche relative ai vari settori, fra i quali si distingue, per l'importanza assunta in particolare nell'ultimo decennio, quello relativo alle costruzioni in zona sismica.

Le norme tecniche specifiche per le zone sismiche hanno subito infatti, da loro primo apparire (D.M. 3.3.75), una notevole evoluzione che ha modificato, in particolare per gli edifici esistenti, i criteri di progettazione e di esecuzione degli interventi sugli edifici in muratura.

Questi ultimi, per contro, sono stati lasciati, nel frattempo, privi di qualsiasi specifica normativa.

Ciò ha comportato che la formulazione di tutti i decreti normativi dell'attività edilizia nelle zone sismiche abbia sempre contemplato l'esistenza di una regolamentazione esplicitamente provvisoria del settore, secondo la quale, come recita testualmente anche il D.M. 24.1.86 attualmente in vigore (punto C. 5) [7] «... omissis ... fino a quando non saranno emanate le norme di cui all'art. 1, lettera a, della legge 2.2.74 n. 64, con i conseguenti adeguamenti delle prescrizioni per zone sismiche, gli edifici in muratura devono soddisfare i seguenti requisiti ... omissis ...».

Questa fase transitoria non si è esaurita neppure dopo l'approvazione del D.M. 20.11.87 perché è vero che esso costituisce il corpo delle norme di cui all'art. 1 lettera a della legge 64/74, ma non reca le previste indicazioni sui «conseguenti adeguamenti delle prescrizioni per le zone sismiche».

Attualmente, dunque, le costruzioni in muratura, sia nuove sia esistenti, sono disciplinate da due normative distinte e non coordinate, in funzione del fatto che siano situate in zone sismiche oppure no.

Tale situazione anomala, che non ha riscontri nel campo delle costruzioni in cemento armato o a struttura metallica, non ha motivo di esistere né dal punto di vista strettamente tecnico (nelle costruzioni in muratura, i principi progettuali e costruttivi che assicurano un corretto comportamento strutturale sono gli stessi che garantiscono un'adeguata risposta alle sollecitazioni dinamiche), né dal punto di vista sismico (molte zone del territorio nazionale non dichiarate sismiche risentono ugualmente di effetti sismici di bassa o media intensità) [8,9], né, evidentemente, dal punto di vista tecnologico ed esecutivo.

Pare quindi opportuno affrontare la questione, ancora non risolta, dell'integrazione, coordinamento e raccordo fra normativa generale delle nuove costruzioni in muratura e normativa vigente per le stesse costruzioni nelle zone dichiarate sismiche.

In fasi successive ci si propone di approfondire questi aspetti anche sulla base delle indicazioni contenute nelle proposte normative nazionali [10], internazionali [11,12] ed in particolare comunitarie [13], anche con riferimento alla vasta e complessa problematica delle costruzioni esistenti.