Copertina 24-03-2004 15:11 Pagina 1

Un testo dedicato a tutti coloro che operano nel campo delle costruzioni, con l'intenzione di rendere agevole il percorso verso un confidenziale impiego di quanto contenuto all'interno dell'Ordinanza 3274 e relativa integrazione 3316.
È stato perseguito l'obiettivo di fornire una introduzione rigorosa, ma volutamente semplice nei termini e nella presentazione, di argomenti non immediati, quali la dinamica delle strutture, il controllo della risposta per azioni sismiche, o l'impiego delle nuove tecnologie. Tutto ciò al fine di consentire a chiunque di comprendere quanto di innovativo è proposto e in che modo farne un corretto e proficuo uso.

L'Ordinanza è stata disarticolata per presentare concetti, dati e parametri in un nuovo ordine e renderne più agevole l'assimilazione. Con l'aiuto di tavole e tabelle, è quindi possibile, in un colpo d'occhio, avere un immediato quadro riepilogativo delle molteplici variabili, altrimenti difficili da controllare. Osservazioni, note di chiarimento ed esempi sono distribuiti lungo tutto il percorso. Il confronto con quanto previsto dalla passata normativa, per quanto coerentemente possibile, consente poi di cogliere con maggiore evidenza gli aspetti innovativi, il loro peso, il loro ruolo.

Un glossario di facile consultazione fornisce un agile strumento per poter rinfrescare di continuo, con estrema agilità, concetti che richiedono un certo uso prima di diventare confidenziali. Per il confronto tra i vari metodi di analisi sono proposti esempi numerici con identici riferimenti strutturali così da rendere esplicita, sia la procedura di calcolo, che la comparazione in termini di fatica computazionale.

Vengono inoltre sviluppati esempi, con svolgimento in parallelo, per porre a confronto il D.M. 1996, l'Ordinanza 3274 nella soluzione a base fissa, e quindi, la stessa Ordinanza nella soluzione con isolamento. Oltre la possibilità di cogliere il diverso peso progettuale connesso alla scelta delle diverse strategie, sarà possibile verificare anche gli aspetti di valutazione economica nell'evidenza data sulle diverse percentuali di materiali utilizzati.

Roberto MARNETTO, ingegnere, nato a Roma nel 1953, si è laureato nel 1981 in ingegneria civile con indirizzo edile strutturale presso l'università "La Sapienza". Dopo un periodo di circa otto anni di attività presso lo stesso ateneo, è approdato nell'industria ed ha proficuamente collaborato con varie società di primaria importanza nello sviluppo e nella produzione di dispositivi di vincolo strutturale e di protezione sismica.
Autore di numerosi articoli scientifici pubblicati anche su riviste internazionali, ha concorso allo sviluppo di normative sia nazionali che internazionali.
È attualmente responsabile del settore Ricerca & Sviluppo della TIS SpA di Roma. Ha sviluppato 22 brevetti su tecniche e tecnologie attinenti le strutture, di cui la maggior parte dedicati alla protezione sismica ed al controllo della risposta strutturale, adottati sia in Italia che all'estero.

Luigi MASSA, Ingegnere edile, libero professionista, nato a Roma nel 1974, si è laureato nel 2002 presso l'Università "La Sapienza" di Roma. Master di specializzazione presso la Terza Università di Roma in "Innovazione nella progettazione, riabilitazione e controllo delle strutture in cemento armato", per il quale la presente pubblicazione costituisce lavoro di tesi.

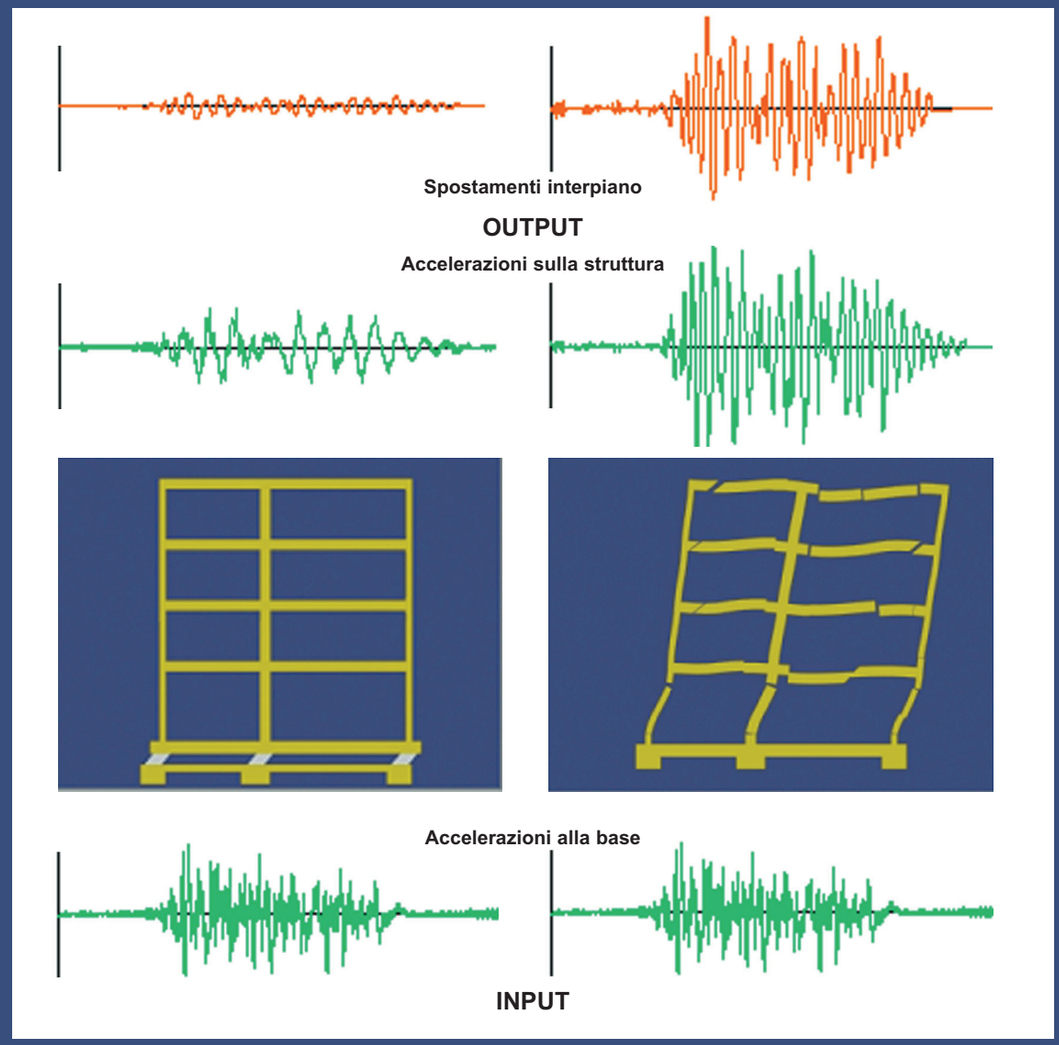
Marco VAILATI, Architetto, libero professionista, nato a Roma nel 1972, si è laureato nel 1998 presso la Terza Università di Roma. Assegnatario di sette borse di studio. Master di specializzazione presso la Terza Università di Roma in "innovazione nella progettazione, riabilitazione e controllo delle strutture in cemento armato", per il quale la presente pubblicazione costituisce lavoro di tesi.

R. Marnetto, L. Massa, M. Vailati

PROGETTO SISMICO DI STRUTTURE NUOVE IN CEMENTO ARMATO

PROGETTO SISMICO DI STRUTTURE NUOVE IN CEMENTO ARMATO ai sensi dell'Ordinanza n.3274 del 20/05/2003 e successiva integrazione n.3316

Roberto MARNETTO
Luigi MASSA Marco VAILATI



Edizioni Kappa

INDICE

PREFAZIONE 4

PREMESSA 6

PARTE I: Richiami teorici di supporto

1 CENNI DI DINAMICA 8

1.1 AMPLIFICAZIONE DELLA RISPOSTA STRUTTURALE: LA RISONANZA 8

1.2 DINAMICA OSCILLATORE ELEMENTARE (SDOF) 8

1.3 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO 11

1.4 SISTEMI A PIU' GRADI DI LIBERTA' 14

1.5 ANALISI MODALE 15

1.6 METODI DI RISOLUZIONE DELLE EQUAZIONI DI EQUILIBRIO DINAMICO 18

2 INTRODUZIONE AL COEFFICIENTE DI STRUTTURA (q) 19

2.1 CONCETTO DI DUTTILITA' 19

2.2 DUTTILITA' LOCALE 20

2.3 DUTTILITA' GLOBALE 22

2.4 COEFFICIENTE DI STRUTTURA (q) 23

2.5 SPETTRO DI PROGETTO 24

2.6 EFFETTI DELLE IRREGOLARITA' STRUTTURALI 25

PARTE II: Ordinanza 3274

3 SINTESI SUI CAMBIAMENTI SIGNIFICATIVI DELLA NORMATIVA ANTISISMICA ITALIANA 32

4 ORGANIZZAZIONE GENERALE DELL'ORDINANZA n.3274 38

5 REQUISITI DI SICUREZZA E CRITERI DI VERIFICA 39

5.1 SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLA STABILITA' (SLU) 39

5.2 PROTEZIONE NEI CONFRONTI DEL DANNO (SLD) 39

5.3 CRITERI DI VERIFICA 39

6 DEFINIZIONE AZIONE SISMICA 40

6.1 TIPI DI SUOLO 40

6.2 ZONE DI INTENSITÀ SISMICA 40

6.3 COEFFICIENTE DI SMORZAMENTO VISCOSO EQUIVALENTE 41

6.4 FATTORE D'IMPORTANZA 41

6.5 COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA 41
6.5.1 Componenti Orizzontali 41
6.5.2 Componente Verticale 42
6.6 IMPIEGO DI ACCELEROGRAMMI 43
6.7 COMBINAZIONE DELLE COMPONENTI SISMICHE E DEGLI EFFETTI 43
6.8 COMPARAZIONE TRA IL D.M.1996 E L'ORDINANZA N. 3274 44

7 DEFINIZIONE E VALUTAZIONE DEI COEFFICIENTI DI STRUTTURA (q) 49
7.1 COEFFICIENTI DI STRUTTURA PER GLI EDIFICI 49
7.2 COEFFICIENTI DI STRUTTURA PER I PONTI 50
7.2.1 Ponti Isostatici 52
7.2.2 Ponti a Travata Continua 52
7.3 COEFFICIENTI DI STRUTTURA PER GLI EDIFICI ISOLATI 54
7.4 COEFFICIENTI DI STRUTTURA PER I PONTI ISOLATI 55

.

8 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI 56
8.1 COMPARAZIONE TRA IL DM1996 E L'ORDINANZA N.3274 56

9 METODI DI ANALISI PREVISTI DALL'ORDINANZA 3274 58
9.1 ANALISI STATICA LINEARE 58
9.1.1 Esempio Applicativo – Telaio ad una campata ed a tre piani 59
9.2 ANALISI DINAMICA MODALE 61
9.2.1 Esempio Applicativo – Telaio ad una campata ed a tre piani 62
9.3 ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSH OVER) 66
9.3.1 Esempio Applicativo – Telaio ad una campata ed a tre piani 68
9.4 ANALISI DINAMICA NON LINEARE 74

10 STRUTTURE NON ISOLATE 76
10.1 EDIFICI NON ISOLATI 76
10.1.1 Diagramma Di Flusso 76
10.1.2 Indicazioni Progettuali 77
10.1.2.1 Modellazione. 77
10.1.2.2 Metodi di analisi 78
10.1.2.3 Verifiche di resistenza. 78
10.1.3 Tabella Riassuntiva Per Il Progetto Degli Elementi Strutturali In Alta Duttilità (CD'A') 80
10.1.4 Tabella Riassuntiva Per Il Progetto Degli Elementi Strutturali In Bassa Duttilità (CD'B') 81
10.2 PONTI NON ISOLATI 82
10.2.1 Diagramma di Flusso 82
10.2.2 Indicazioni Progettuali. 83
10.2.2.1 Modellazione 83
10.2.2.2 Metodi di analisi 83

10.2.2.3 Verifiche di Resistenza 85
10.2.3 Tabella Riassuntiva per il Progetto degli Elementi Strutturali 87

11 STRUTTURE ISOLATE 88
11.1 CENNI SUL CONTROLLO DELLE VIBRAZIONI DELLE STRUTTURE 88
11.2 TECNICA DI PROTEZIONE PASSIVA: ISOLAMENTO ALLA BASE 91
11.3 DEFINIZIONE DEGLI ISOLATORI SECONDO L'Ordinanza 3274 95
11.3.1 Isolatori Elastomerici 95
11.3.2 Isolatori a Scorrimento 97
11.4 TABELLE RIASSUNTIVE SULLE VARIABILITÀ DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE E SULLE MODALITA' DI PROVA DEGLI ISOLATORI 99
11.5 TECNICA DI PROTEZIONE PASSIVA: DISSIPAZIONE 102
11.6 DEFINIZIONE DEI DISPOSITIVI AUSILIARI SECONDO L'Ordinanza 3274 103
11.6.1 Dispositivi Ausiliari a Comportamento Non Lineare 103
11.6.2 Dispositivi Ausiliari a Comportamento Viscoso 105
11.6.3 Dispositivi Ausiliari a Comportamento Lineare o Quasi Lineare 107
11.7 TABELLE RIASSUNTIVE SULLE VARIABILITÀ DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE E SULLE MODALITA' DI PROVA DEI DISPOSITIVI AUSILIARI 109
11.8 EDIFICI ISOLATI 112
11.8.1 Diagramma di Flusso 112
11.8.2 Indicazioni Progettuali 113
11.8.2.1 Modellazione 113
11.8.2.2 Metodi di analisi 113
11.8.2.3 Verifiche di Resistenza 115
11.8.3 Tabella Riassuntiva per il Progetto degli Elementi Strutturali in Bassa Duttilità (CD'B') 117
11.9 PONTI ISOLATI 118
11.9.1 Diagramma di Flusso 118
11.9.2 Indicazioni Progettuali 119
11.9.2.1 Modellazione 119
11.9.2.2 Metodi di analisi 119
11.9.2.3 Verifiche di Resistenza 121
11.9.3 Tabella Riassuntiva per il Progetto degli Elementi Strutturali 122

12 ESEMPI RIASSUNTIVI 123
12.1 TELAIO AD UN PIANO ED A UNA CAMPATA 123
12.2 TELAIO A TRE PIANI ED A UNA CAMPATA 129

13 SIMBOLI 138

14 GLOSSARIO 141

BIBLIOGRAFIA 150

PREFAZIONE

L'iniziativa editoriale di cui al presente volume è nata dalla necessità di voler capire e utilizzare quanto previsto nell'Ordinanza 3274 del 20 marzo 2003 e relativa integrazione 3316.

A valle dell'esplicito e forte cambiamento nell'approccio progettuale in essa contenuto è stata avvertita l'esigenza di fare chiarezza per superare l'iniziale confusione e conquistare la necessaria confidenza.

Ne è scaturita l'esigenza di uno strumento che traducesse quanto contenuto nella nuova normativa in un mezzo operativo in grado di fare da ponte tra le due filosofie a confronto, quella tradizionale, improvvisamente obsoleta e la nuova, imperiosamente protagonista. Uno strumento che rendesse agevole interpretarne quindi il significato, utilizzarne le direttive con cognizione di causa e di intenti, evidenziare dove collocare le diversità e la loro quantificazione.

Si è cercato, così, di individuare, prima, e di seguire, poi, un percorso logico e consequenziale, che rendesse ragione dei dubbi e dipanasse le incertezze iniziali. Non ci sentiamo, comunque, di poter dire che ora tutto sia definitivamente chiarito, anche perché alcuni punti di incertezza interpretativa e forse anche di impostazione sono ancora oggetto di confronto con gli stessi estensori.

Nel fare un lavoro che nasceva da una personale esigenza di chiarezza, si è quindi pensato di condividerne i risultati nella speranza di rendere un servizio effettivamente utile anche ad altri. Così, oltre ad una presentazione dei concetti e dell'impostazione generale che diano la possibilità di avventurarsi con maggiore dimestichezza nell'approfondimento e nella confidenza col nuovo testo, ci siamo sforzati di predisporre ulteriori strumenti di pratica utilità di cui si fornisce una breve sintesi.

Nuovi o per lo meno poco diffusi concetti e definizioni trovano spazio in tale ordinanza e volendo dare ad essi un senso meno oscuro di quanto apparentemente appaiano e per agevolarne la confidenza, abbiamo pensato di raccoglierli in una sorta di glossario in cui sintetizzarne significato e descrizione. Si evita in questo modo la necessità, che spesso nel neofita si manifesta, della ricerca del punto in cui gli stessi vengono presentati, in modo esplicito, per la prima volta e di cui spesso si perde traccia nel procedere della consultazione. Essi sono evidenziati in grassetto in modo da agevolarne il riconoscimento lungo il testo e, quindi, l'eventuale immediata consultazione di chiarimento nell'elenco allegato.

Per passare dalle vecchia alla nuova impostazione sono stati organizzati percorsi di approccio progettuale 'paralleli' in cui i punti omologhi sono presentati in un confronto diretto. Si ha in questo modo la possibilità di cogliere con estrema immediatezza dove siano, quali

siano e quanto valgano i cambiamenti e le differenze.

Delle varie analisi di calcolo consentite vengono evidenziati i passi in termini procedurali e quindi forniti esempi di chiarimento.

Dal punto di vista operativo e più pratico sono quindi state sviluppate una serie di tavole sinottiche in grado di fornire una sintesi ragionata e di immediata utilità con riferimento ai parametri più significativi e di più difficile inquadramento, in quanto dipendenti da molteplici fattori a loro volta caratterizzati da ulteriore variabilità. L'intenzione di renderne un quadro ordinato e compiuto è legata all'esigenza, riteniamo condivisa dai più, di poterne cogliere al volo, in un colpo d'occhio, il ruolo, il significato ed il peso.

Nella speranza di aver condotto un lavoro utile per chiunque voglia trovare nella nuova normativa non un ostacolo, ma uno stimolo ed un'occasione di crescita intellettuale e professionale, ci ripromettiamo, se troveremo adeguata risposta, di dedicare altrettante energie e rinnovato entusiasmo nel produrre un analogo lavoro anche per gli edifici in muratura e quindi per tutti gli altri punti rimasti scoperti nel presente lavoro.

Certi poi che questo lavoro non sia di per se esaustivo, ma costituisca solo un primo passo, ci auguriamo anche di trovare un vivace riscontro in commenti, domande e consigli da parte di chiunque voglia porne utilizzando la casella di posta elettronica di seguito riportata.

Roberto Marnetto
Luigi Massa
Marco Vailati

Ing. Roberto Marnetto
TIS SpA -Viale Caduti della Guerra di Liberazione, 14 – 00128 ROMA
sito web: www.tis.it
e.mail : r.marnetto@tis.it

PREMESSA

L'Ordinanza n.3274 varata il 20 marzo 2003 e pubblicata sul supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale dell'8 maggio 2003, contiene una serie di disposizioni e criteri decisamente innovativi, sia per quanto riguarda la classificazione sismica del territorio italiano sia per quanto riguarda la progettazione strutturale vera e propria.

L'innovazione passa attraverso l'assunzione di soluzioni coerenti e sulla stessa linea d'onda con il sistema di normative europee (vedi EC8).

La differenza sostanziale che si può riscontrare tra le norme di nuova generazione e quelle tradizionali (ormai non più in vigore in nessun paese europeo) consiste sostanzialmente nell'accantonamento del metodo delle tensioni ammissibili e nell'adozione di quello agli stati limite, caratterizzato invece da una impostazione esplicitamente prestazionale, nella quale si arriva a confrontare una sollecitazione di calcolo S_d con una capacità di resistenza R_d.

Il concetto di duttilità acquista un ruolo centrale e con esso entra in gioco il criterio del Capacity Design (gerarchia delle resistenze), mirato alla protezione al collasso attraverso il controllo *'cronologico'* della formazione delle cerniere plastiche.

Il Capacity Design è presente già da più di dieci anni nelle norme sismiche internazionali di paesi quali USA, Nuova Zelanda e Messico.

Ma la grande rivoluzione apportata dall'Ordinanza consiste nel riconoscimento ufficiale, con la conseguente *'liberalizzazione'*, delle tecnologie innovative per il controllo della risposta sismica delle strutture, il cui uso era prima assoggettato alla preventiva autorizzazione del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e regolamentate attraverso le *'Linee guida del 1998'.*

Da una parte, quindi, viene regolamentato l'approccio convenzionale (base fissa) con particolare attenzione al livello della duttilità disponibile (Alta/Bassa Duttilità), alla sua distribuzione (gerarchia delle resistenze) ed alla cura dei particolari costruttivi.

Dall'altra si riconosce l'alta efficacia delle nuove tecnologie, consentendo una proporzionale riduzione del ruolo resistente della struttura. Questo si traduce in un processo progettuale semplificato, in un minore impegno realizzativo ed in una struttura solitamente più *'snella'* e libera nella forma.

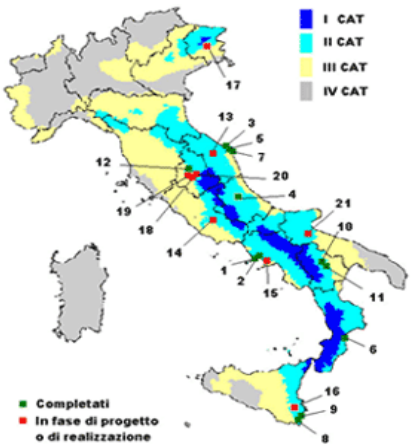
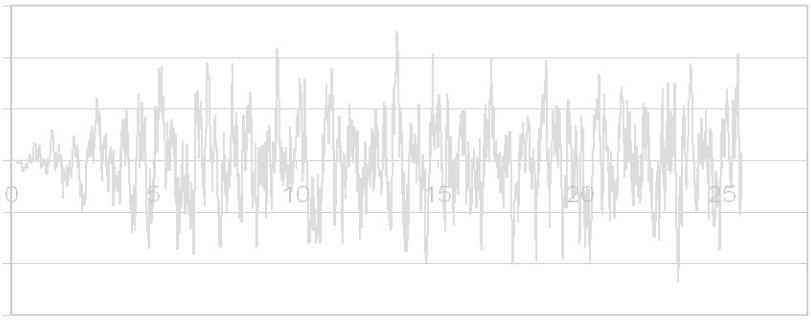


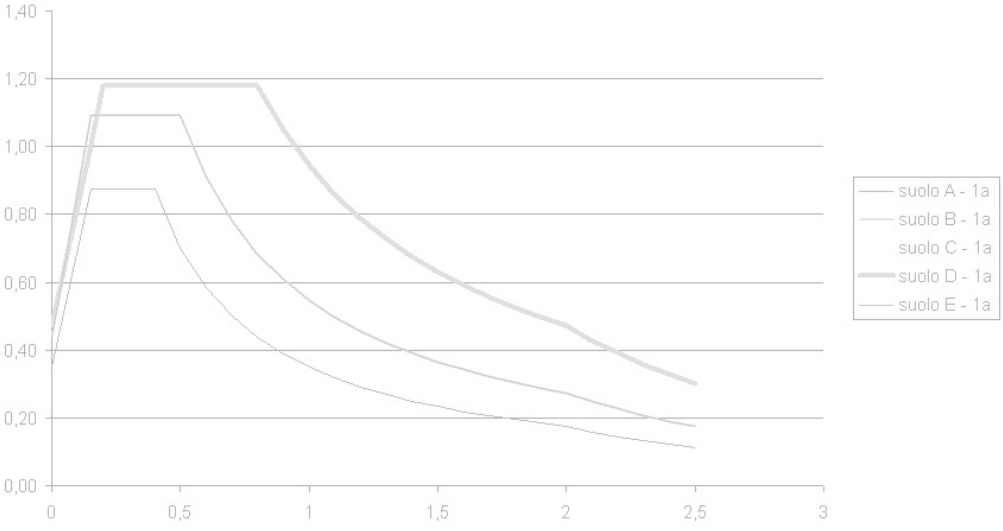
Fig. 1 – Localizzazione edifici isolati e nuova zonizzazione del territorio italiano
(dal sito del Servizio Sismico Nazionale)

Parte I

RICHIAMI TEORICI DI SUPPORTO



$$x(t) = \int_0^t a(\tau) \cdot \frac{1}{\omega} \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\omega(t-\tau)d\tau$$



1 CENNI DI DINAMICA

1.1 AMPLIFICAZIONE DELLA RISPOSTA STRUTTURALE: LA RISONANZA

La conoscenza del comportamento dinamico delle strutture, o di componenti strutturali, ha una importanza rilevante nella progettazione di qualsiasi sistema meccanico.

In particolare, nel campo delle strutture civili, lo studio dei fenomeni di risonanza consiste nell'analisi delle frequenze sensibili di una struttura allo scopo di evitare che le azioni dinamiche presenti nell'ambiente in cui si troverà ad interagire, possano generare pericolose amplificazioni delle oscillazioni fino a giungere al collasso.

Per mezzo dell'analisi modale è possibile caratterizzare il comportamento dinamico di una struttura in campo elastico attraverso la conoscenza dei parametri meccanici (materiali, smorzamento, ...) e geometrici, così da individuare le frequenze *'proprie'* e i vari *'modi'* con cui essa è in grado di vibrare.

La forzante che agisce sul sistema influenzerà tanto più un modo proprio di vibrazione quanto più la sua frequenza si avvicina alla frequenza della forzante esterna. Quando la frequenza della forzante e una delle frequenze del sistema coincidono o sono prossime, si dice che il sistema è in **risonanza**: le oscillazioni della struttura si amplificano (al limite all'infinito) e con esse le sollecitazioni sugli elementi strutturali.

Sulla base di quanto esposto è intuitivo comprendere l'importanza dello studio delle frequenze proprie di una struttura, partendo dal modello più semplice che consiste nell'oscillatore ad un grado di libertà (SDOF), in cui la massa del sistema (*m*) è vincolata a terra attraverso un elemento caratterizzato dalla sola rigidezza elastica (*k*).

Lo studio di un modello meccanico così semplice è inoltre utilizzato per la definizione di uno strumento di supporto fondamentale per la progettazione delle strutture in zona sismica: lo spettro di risposta.

1.2 DINAMICA OSCILLATORE ELEMENTARE (SDOF)

Il moto di un oscillatore ad un **grado di libertà** con **massa** *m* concentrata ad una estremità, rigidezza *k* del sostegno privo di massa e dissipazione viscosa *c*, può essere determinato seguendo tre approcci:

1) Equazione di equilibrio dinamico (d' Alembert);

2) Approccio energetico basato sulla conservazione dell'energia totale del sistema (principio di Hamilton);

3) Metodo agli elementi finiti.

L'approccio più diffuso fa capo al metodo di d'Alembert, che consiste nella scrittura dell'equazione di equilibrio i cui termini rappresentano le forze in gioco:

$\mathbf{m \times (\ddot{x} + \ddot{y})}$ che fornisce la **forza d'inerzia** con:

- $\ddot{\mathbf{y}}$ accelerazione del suolo;
- $\ddot{\mathbf{x}}$ accelerazione relativa della massa rispetto al terreno;

$\mathbf{(k \times x)}$ che fornisce la **forza di richiamo elastico**;

$\mathbf{c} \times \dot{\mathbf{x}}$ che fornisce il **termine dissipativo** legato alla viscosità del materiale. A differenza delle altre, questa è una forza di tipo non conservativo.

L'equazione di equilibrio dinamico è:

$$\mathbf{m} \times (\ddot{\mathbf{x}} + \ddot{\mathbf{y}}) + (\mathbf{c} \times \dot{\mathbf{x}}) + (\mathbf{k} \times \mathbf{x}) = \mathbf{0} \qquad (1)$$

Portando a secondo membro il termine noto:

$$\mathbf{m} \times \ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{c} \times \dot{\mathbf{x}} + \mathbf{k} \times \mathbf{x} = -\mathbf{m} \times \ddot{\mathbf{y}} \qquad (2)$$

La soluzione più generale dell'equazione (2) si trova come somma dell'integrale generale dell'equazione omogenea associata più l'integrale particolare con il termine noto $\mathbf{m} \times \ddot{\mathbf{y}}$.

La relazione (2), con opportune sostituzioni, può essere riscritta, quindi, nella forma:

$$\ddot{\mathbf{x}} + 2\chi w\dot{\mathbf{x}} + w^2 \times \mathbf{x} = -\ddot{\mathbf{y}} \qquad (3)$$

in cui $\chi = \dfrac{\mathbf{c}}{2 \times \mathbf{m} \times w}$ è detto **rapporto di smorzamento** e $w_0 = \sqrt{\dfrac{\mathbf{k}}{\mathbf{m}}}$ è detta **pulsazione propria** *(rad/sec)*. La **pulsazione propria** è legata al **periodo proprio** *[durata di un ciclo (sec)]* dalla relazione $\mathbf{T_0} = \dfrac{2 \times p}{w_0}$, mentre la **frequenza propria** è pari all'inverso del periodo *[f=1/T (Hz): cicli al secondo]*.

La soluzione di (3) per il termine noto uguale a zero (integrale generale) ci consente di studiare le **oscillazioni libere** del modello meccanico, che ha tre soluzioni differenti, a seconda del valore assegnato al rapporto di smorzamento:

1) Per $\xi=0$ la struttura, non smorzata, compie intorno alla posizione di equilibrio oscillazioni periodiche di ampiezza costante.

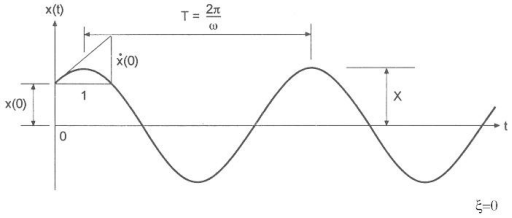


Fig. 2 – Oscillazioni libere

2) Per $0<\xi<1$ il sistema compie oscillazioni di ampiezza decrescente intorno alla posizione di equilibrio tanto più rapidamente quanto più ξ è prossimo ad 1.

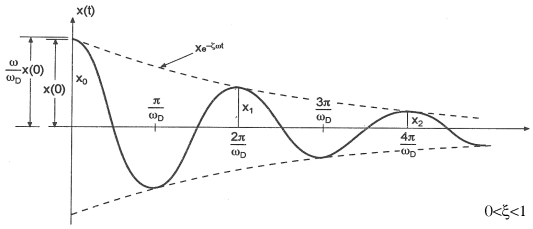


Fig. 3 – Oscillazioni smorzate

3) Per $\xi=1$ il sistema presenta uno smorzamento pari a quello critico.
Nella soluzione dell'integrale generale della (2) vengono, pertanto, a mancare i termini oscillatori *sin* e *cos*; ciò comporta che la risposta non presenta oscillazioni intorno alla posizione di equilibrio ma solo un decadimento esponenziale asintotico verso tale posizione.

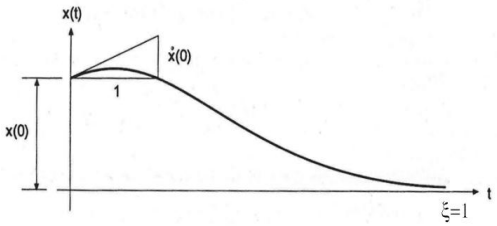


Fig. 4 – Oscillazioni con smorzamento critico

Dalle considerazioni sui sistemi sottosmorzati (per $x < 1$) si può dedurre un procedimento pratico per valutare il **rapporto di smorzamento** per via sperimentale, definito come decremento logaritmico.

Si può scrivere, per bassi smorzamenti:

$$d \approx 2\pi x \qquad \textbf{(4)}$$

Dalla (4) otteniamo:

$$x \approx \frac{d}{2\pi} \qquad \textbf{(5)}$$

con $\delta = \ln (x_n/x_{n+1})$ decremento logaritmico.

A titolo di esempio consideriamo un portale il cui traverso venga spostato di 4 mm con una forza di 50 kN. Rimuovendo la forzante, si misura un'oscillazione completa con periodo pari a 1,5 sec e ampiezza ridotta a 3 mm. E' pertanto possibile valutare quanto segue:

T=1,5 sec

k=F/x = 50/0,004 = 12500 (kN/m)

$m_{traverso} = k \cdot (T/2\pi)^2 = 12500 \cdot (1,5/6,28)^2 = 713$ *t*

e quindi

$\delta = \ln (x_n/x_{n+1}) = \ln (0,4/0,3) = 0,287$

A questo punto, dalla (5), possiamo ricavare il ***rapporto di smorzamento****:*

$x \approx \delta/(2\pi) =$ ***4,57%***

La trattazione sopra esposta riguarda, come già accennato in precedenza, le oscillazioni libere. Risolvendo anche l'integrale particolare (termine noto), da sommare a quello generale, possiamo risolvere invece il problema del sistema sottoposto a qualunque tipo di forzante esterna.

Si possono genericamente individuare quattro tipi di forzanti:

A) Forzante periodica;

B) Forzante transitoria;

C) Forzante random stazionaria;

D) Forzante random non stazionaria;

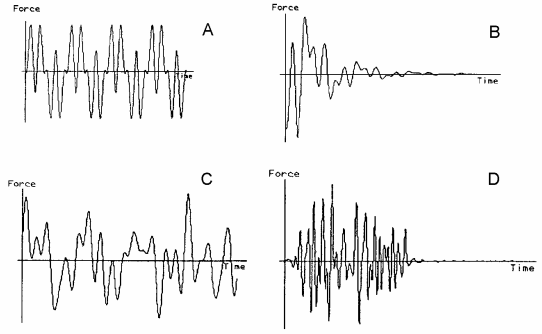


Fig. 5 – Tipi di forzanti

L'azione indotta dal sisma sulle strutture è rappresentabile con una forzante di tipo random non stazionaria.

Per consentire la trattazione di un segnale di questo tipo, è possibile utilizzare gli sviluppi relativi ad un azione di tipo impulsivo ipotizzando che la storia di forze F(t) (**time history**) possa essere pensata come una successione di impulsi $F(\tau)d\tau$.

La risposta della struttura al tempo *t* per un accelerogramma, che è una funzione nel **dominio del tempo,** si ottiene, quindi, sommando tutti gli impulsi precedenti a *t.*

L'espressione che definisce la risposta è detta anche "integrale di Duhamel":

$$\mathbf{x(t)} = \int_0^t \mathbf{a}(\tau) \cdot \frac{1}{w} \cdot \mathbf{e}^{-\xi w(t-\tau)} \sin w(t-\tau) d\tau \qquad \mathbf{(6)}$$

In alcuni casi l'analisi precedente può essere convenientemente svolta nel **dominio delle frequenze**, operando opportune trasformazioni sulla **funzione forzante**.

1.3 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

Il terremoto per sua natura è un segnale 'sporco'. Fatto cioè di sovrapposizione di *n* segnali armonici composti in doppio disordine. Il primo disordine è legato alla casualità dell'ampiezza delle varie armoniche, nel senso che ognuna avrà il suo contenuto di energia più o meno elevato rispetto alle altre. Il secondo è legato alla casualità della direzione del moto.

Ogni sito, in virtù dell'organizzazione del sottosuolo e del tipo di meccanismo che genera il sisma, darà sempre un segnale articolato, grossolanamente, con la stessa distribuzione di energia fra le varie armoniche. Il contenuto globale di energia dipenderà invece dall'intensità del sisma.

Si immagini di allineare su un terreno un numero *n* di oscillatori semplici (fig.6), ognuno caratterizzato da un periodo di risposta differente, disponendoli in ordine crescente: il più tozzo e rigido all'inizio e quindi gli altri, via via più deformabili, a seguire. Immaginiamo poi che un terremoto li investa così che tutti siano di fatto interessati dalla stessa azione.

Avremo che ognuno ne filtrerà il contenuto in frequenza, esaltando, per via della risonanza, l'effetto di quella corrispondente al suo periodo di risposta, rimanendo indifferente alle altre. Il livello di esaltazione sarà poi proporzionato al contenuto energetico di quell'armonica, mentre sarà ridotto in proporzione allo smorzamento cui esso può fare ricorso.

Per uno stesso sito avremo, nella successione di *n* terremoti, per ogni oscillatore *n* valori della risposta massima. Con tale approccio è possibile, quindi, individuare le strutture più esposte

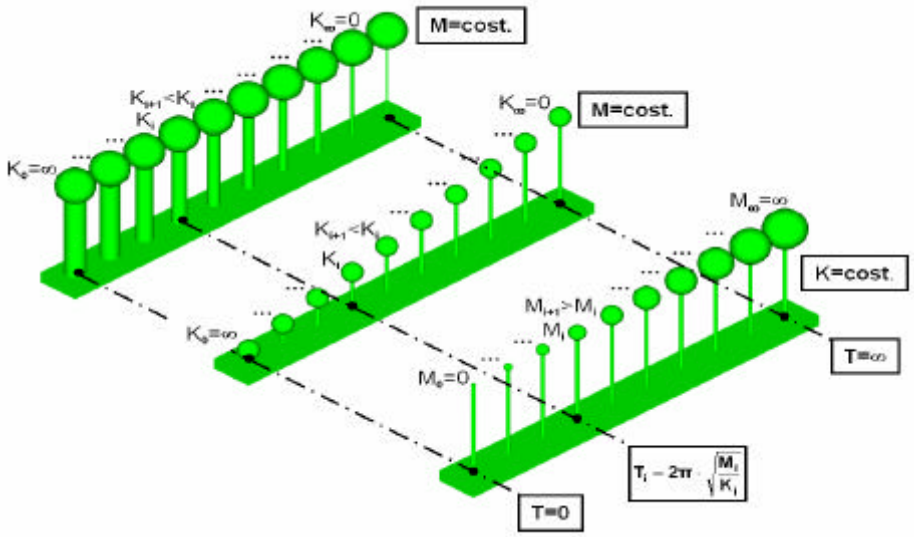


Fig.6 – Schemi meccanici equivalenti per la costruzione degli spettri di risposta

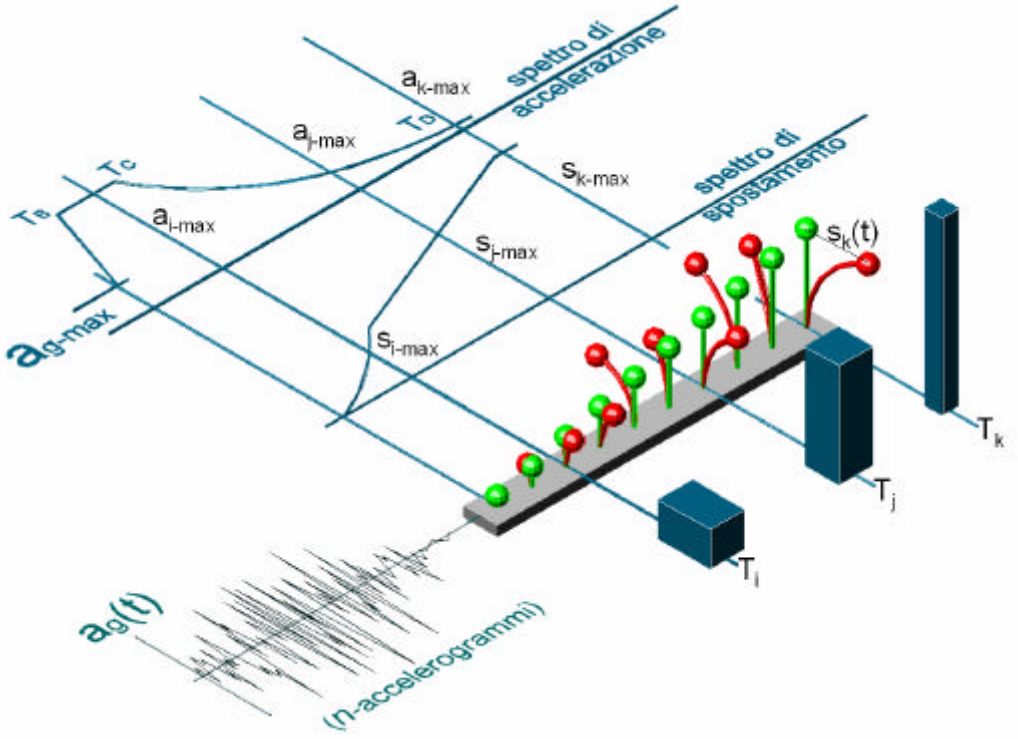


Fig.7 – Graficizzazione della procedura per la costruzione degli spettri di risposta

e, in funzione dello smorzamento, condizionare il livello di esposizione.

Ebbene questo è sostanzialmente il sistema per costruire lo **spettro di risposta** di un sito, inteso come curva di inviluppo delle risposte massime di ogni oscillatore (fig.7) .

La storia della risposta di ogni oscillatore, per un dato terremoto, può essere valutata con l'espressione (6) vista in precedenza, che dipende dai parametri x e w. E' intuitivo verificare che variando x, è possibile variare la risposta di ogni sistema allo stesso accelerogramma.

Dell'intera storia è sufficiente isolare il valore massimo.

Riportando in ascisse i periodi degli *n* oscillatori e in ordinata lo spostamento massimo della massa di ognuno si possono quindi ricavare diverse curve della risposta *(spettri di risposta)* al variare del rapporto di smorzamento ξ.

$$\mathbf{Sd}(w, x) = \mathbf{X_{max}} \qquad \mathbf{(7)}$$

Nel caso di **oscillatori elementari** debolmente smorzati (strutture reali a base fissa: ξ=5%), il termine $2xw\dot{x}$ è trascurabile.

Nella trasformazione dello spettro in accelerazioe o velocità si può quindi procedere come segue.

Noto lo spostamento X_{max} la relazione $F_{max}=K\cdot X_{max}$ ci consente di dimensionare la struttura sulla base delle azioni agenti sulla massa. Dalla relazione seguente, infatti, possiamo ricavare il valore dell'accelerazione che produrrebbe la stessa forza F_{max}:

$$\mathbf{K\cdot X_{max}=m\cdot Sa} \qquad \mathbf{(8)}$$

Con tale criterio è pertanto possibile costruire lo spettro di risposta in accelerazione (Fig.8).

$$\mathbf{Sa}(\omega, x)=\frac{\mathbf{K}\cdot\mathbf{X_{max}}}{\mathbf{m}} \qquad \mathbf{(9)}$$

Dato che ω^2=K/m otteniamo:

$$\mathbf{Sa}(\omega, x)= w^2 \cdot \mathbf{X_{max}} \qquad \mathbf{(10)}$$

Analogamente, dall'uguaglianza tra energia di deformazione ed **energia cinetica**, valida per sistemi conservativi, possiamo ottenere l'espressione dello spettro in termini di **velocità**:

$$\mathbf{E} = \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{2}} \cdot \mathbf{k} \cdot \mathbf{X}^{\mathbf{2}}_{\mathbf{max}} = \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{2}} \cdot \mathbf{m} \cdot \mathbf{Sv}^{\mathbf{2}}_{\mathbf{max}} \rightarrow \mathbf{Sv_{max}} = \omega \cdot \mathbf{X_{max}} \qquad \mathbf{(11)}$$

Dalle (10) e (11) ricaviamo il legame tra gli spettri di risposta in termini di velocità ed accelerazione:

$$\mathbf{Sa_{max}}(w, x) = w \cdot \mathbf{Sv_{max}}(w, x) \qquad \mathbf{(12)}$$

Va precisato comunque che gli spettri definiti secondo le relazioni (11) e (12) non rappresentano la velocità e l'accelerazione esatta

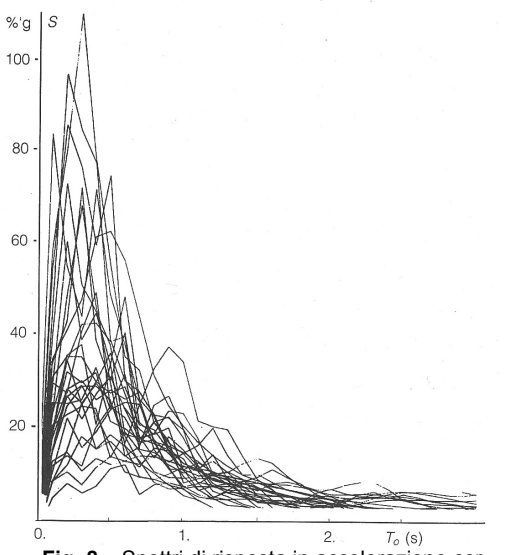


Fig. 8 – Spettri di risposta in accelerazione corrispondenti a terremoti registrati su terreni di buona consistenza

dell'oscillatore: per questo sono detti spettri in pseudovelocità e pseudoaccelerazione.

Lo spettro elastico (in accelerazione) di normativa per le componenti orizzontali è costruito per rapporti di smorzamento ξ pari al 5%.

NOTA: Tale coefficiente viene preso costante per tutti i modi di vibrare del sistema, sebbene in realtà è funzione della frequenza angolare ω.

Lo spettro così definito fornisce risultati sufficientemente accurati per sistemi strutturali lineari ad un grado di libertà.

L'ordinanza 3274, definisce lo spettro elastico sia per le componenti orizzontali, che per quella verticale, secondo le espressioni riportate nel par.6.

*NOTA: nel caso di sistemi a più **gradi di libertà** è necessario far riferimento a strumenti propri dell'**analisi stocastica** per rendere possibile l'analisi con lo spettro di risposta. In particolare dato che gli spostamenti massimi dei vari oscillatori non si verificano contemporaneamente consente di definire una regola per combinare i picchi massimi assoluti nodali, una volta determinati quelli modali.*

1.4 SISTEMI A PIU' GRADI DI LIBERTA'

Sulla base di quanto esposto, estendendo la trattazione del problema di un oscillatore ad un grado di libertà, è possibile definire le azioni anche per sistemi a più gradi di libertà che in generale rappresentano la realtà fisica dell'edilizia corrente.

A questo scopo immaginiamo un sistema costituito da *n* masse m_i, che rappresentano le masse di piano, collegate elasticamente da molle disposte in serie di rigidezza k_i, che rappresentano le risposte meccaniche dei pilastri.

L'analisi solitamente si effettua trascurando lo smorzamento di natura viscosa. A seconda delle semplificazioni apportate al modello della struttura è possibile affrontare lo studio secondo tre metodi diversi:

- il metodo degli elementi finiti,
- il metodo delle masse concentrate nei nodi,
- il metodo dei traversi rigidi (shear type).

Facendo riferimento all'ultimo metodo, che prevede i traversi infinitamente rigidi e le masse concentrate esclusivamente in essi, l'equazione di equilibrio del sistema è definita dalla seguente espressione:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{K}\mathbf{X} = \mathbf{M} \times \mathbf{I} \times \ddot{\mathbf{X}}_{\mathbf{g}} \quad \textbf{(13)}$$

in cui **M**, **K** e **I** sono rispettivamente le matrici delle masse, della rigidezze e d'identità.

Annullando il termine forzante a secondo membro è possibile pertanto studiare le oscillazioni libere di un sistema ad *n* gradi di libertà.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{K}\mathbf{X} = \mathbf{0} \qquad \textbf{(14)}$$

Il sistema omogeneo associato alla (14) ammette soluzioni del tipo $\mathbf{X}=f \times \mathbf{sin}(\omega \mathbf{t}+q)$. Sostituendo quest'ultima nell'espressione (14) si ottiene:

$$(\mathbf{K} - w^2\mathbf{M})f = \mathbf{0} \qquad \textbf{(15)}$$

la cui soluzione è nota come **problema agli autovalori** in cui le incognite sono le ampiezze ϕ (fattori adimensionali che descrivono la <u>forma</u> del modo) e le pulsazioni proprie ω (rad/sec).

La soluzione non banale della (15) (per ϕ ? 0) si ottiene annullando il determinante della matrice dei coefficienti:

$$\mathbf{DET(K - w^2M) = 0 \quad (16)}$$

Dal sistema (16) si ricavano gli **autovalori** ω.

A questo punto gli **autovettori** (ϕ_{iA}) si ricavano risolvendo il sistema omogeneo (15), dopo aver sostituito gli autovalori ottenuti dal sistema (16).

Per passare dalle *'forme'* modali (ϕ_{iA}) agli *'spostamenti*' modali (forma modale 'pesata': **modo**) è poi necessario normalizzare rispetto alla matrice delle masse.

Quest'analisi prende il nome di *analisi modale,* intesa come studio dei modi propri di vibrare di un sistema, caratterizzato dalle grandezze *k*,*m*,*w*.

In sintesi si può affermare che:

- gli *n* valori ω rappresentano le pulsazioni fondamentali o naturali del sistema;
- gli *n* autovettori f_i forniscono le forme modali del sistema e contengono le componenti di spostamento orizzontale dei traversi;
- ad ogni pulsazione è associato il corrispondente autovettore.

1.5 ANALISI MODALE

Una volta calcolati gli autovettori è necessario valutare la risposta combinando quelle massime dei diversi modi di vibrare.

Per strutture classicamente smorzate, quali vengono convenzionalmente assimilate le strutture reali, l'approccio più diffuso è il metodo della **sovrapposizione** modale.

Operativamente pertanto la definizione della risposta strutturale passa attraverso i seguenti passi:

1. determinazione degli autovettori;
2. individuazione del fattore di partecipazione;
3. individuazione delle masse eccitate;
4. individuazione dei modi da considerare per rispettare le prescrizioni di normativa;
5. valutazione delle coordinate principali.
6. valutazione della risposta nodale corrispondente;
7. combinazione delle risposte nodali.

Analiticamente l'idea base del metodo è legata alla proprietà di ortonormalità degli autovettori e alla normalizzazione degli stessi rispetto alla matrice delle masse che rendono disaccoppiate e indipendenti le equazioni del moto.

Infatti si considera:

$$\mathbf{X} = \mathrm{F} \times \mathbf{Y} \qquad \mathbf{(17)}$$

dove:

- **X** è il vettore degli spostamenti di piano (nodali),
- **Y** è il vettore delle risposte modali, ovvero delle ordinate spettrali corrispondenti ad ogni modo (**coordinate principali**),
- F è la matrice modale.

Sostituendo la (17) nella (13) e premoltiplicando ambo i membri per $\mathrm{F}^{\mathbf{T}}$ (matrice trasposta) si ottiene:

$$F^T \times \mathbf{M} \times F \times \ddot{\mathbf{Y}} + F^T \times \mathbf{K} \times F \times \mathbf{Y} = - F^T \times \mathbf{M} \times \mathbf{I} \times \ddot{\mathbf{x}}_g \quad \textbf{(18)}$$

Normalizzando poi rispetto alla matrice delle masse ricaviamo la forma dell'i-ma equazione:

$$\ddot{\mathbf{y}}_i + w_i^2 \mathbf{y}_i = - \mathbf{p}_i \ddot{\mathbf{x}}_g \quad \textbf{(19)}$$

La (19) è l'equazione di un generico oscillatore soggetto ad una accelerazione alla base ridotta del fattore p.

Quest'ultimo è detto **fattore di partecipazione** ed è definito dall'equazione seguente:

$$\mathbf{p}_i = f_i^T \times \mathbf{M} \times \mathbf{I} \qquad \textbf{(20)}$$

La (19) fornisce l'influenza del modo i-esimo alla risposta del sistema.

NOTA: è interessante notare che la somma dei quadrati dei coefficienti di partecipazione fornisce la massa totale del sistema: $\mathbf{m_{tot}} = S_{i=1}^n \mathbf{p}_i^2$

Per il singolo oscillatore *i*, una volta definito il fattore di partecipazione p_i, possiamo quindi ricavare la **massa eccitata (%)** di competenza a partire dalla massa totale della struttura:

$$e_i = \frac{\mathbf{p}_i^2}{\mathbf{m_{tot}}} \qquad \textbf{(21)}$$

Valori bassi sono indice di un modo poco eccitato che contribuisce poco alla risposta. La massa eccitata è dunque una grandezza per individuare quanti modi considerare per avere una risposta attendibile.

La normativa impone che devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%, oppure un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% della massa totale del sistema.

La risposta massima del singolo oscillatore, definito dalla (19), può essere determinata, quindi, attraverso l'utilizzo dello spettro di risposta. Indicando con $S_{di}(\omega_i,\xi_i)$ il valore dello spettro di progetto in spostamento, in presenza di una accelerazione a_g, possiamo indicare la **risposta modale massima del singolo oscillatore** (**coordinate principali**):

$$\mathbf{y}_{i,max} = \mathbf{p}_i \times \mathbf{S}_{di}(w_i, x) \qquad \textbf{(22)}$$

Da questa moltiplicando per la forma modale f_i, possiamo ottenere:

$$\mathbf{X}_{max}^{(i)} = \mathbf{y}_{i,max} \times f_i = \mathbf{p}_i \times \mathbf{S}_{di}(w_i, x_i) \times f_i \qquad \textbf{(23)}$$

che rappresenta **la risposta massima nodale** *(ovvero di ogni singola massa in cui è discretizzata la struttura)* **relativi all'i-esimo modo di vibrare.**

Per considerare la massima risposta del sistema, intesa come combinazione dei contributi dei vari modi, bisogna operare, come detto, attraverso il metodo di sovrapposizione modale.

Questo metodo può essere applicato utilizzando le tecniche seguenti:

1) **Somma dei valori massimi assoluti (ABS);**
2) **Radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS), *Rosenblueth 1951*;**
3) **Combinazione quadratica completa (CQC), *Wilson 1981*;**

Più nel dettaglio, i 3 metodi sopra indicati, prevedono le seguenti combinazioni delle risposte dei singoli oscillatori elementari:

$$1)\ \mathbf{X}_{i,ABS} = S_{i=1}^n \mathbf{X}_{j,max}^{(i)} = S_{i=1}^n \left|\mathbf{p}_i \times f_{i,j}\right| \times \mathbf{S}_d(w_i, x) \qquad \textbf{(24)}$$

$$2)\ \mathbf{X}_{i,SRSS} = \sqrt{\left[\mathbf{X}_{j,max}^{(i)}\right]^2} = \sqrt{S_{i=1}^n \mathbf{p}_i^2 \times f_{i,j}^2 \times \mathbf{S}_d^2(w_i, x)} \qquad \textbf{(25)}$$

$$3)\ \mathbf{X}_{i,CQC} = \sqrt{\sum_{i=1}^{n}\sum_{k=1}^{n} r_{i,k}\mathbf{X}_{j,max}^{(i)}\mathbf{X}_{j,max}^{(k)}} =$$

$$= \sqrt{\sum_{i=1}^{n}\left[\mathbf{X}_{j,max}^{(i)}\right]^2 + 2\sum_{i=1}^{n}\sum_{k>i}^{n} r_{i,k}\mathbf{X}_{j,max}^{(i)}\mathbf{X}_{j,max}^{(k)}} \qquad \textbf{(26)}$$

1) La prima fornisce una sovrastima degli spostamenti nodali.
2) La seconda è generalmente la più utilizzata, ma cade in difetto per strutture con scarto tra le frequenze proprie inferiore al 10%.
3) La terza viene invece di norma utilizzata nei casi in cui lo scarto tra le frequenze proprie della struttura risulta inferiore al 10%.

Lo studio fin qui esposto è stato svolto nell'ipotesi che il sistema fosse conservativo, ovvero 'perfettamente' elastico. Ciò a significare che l'energia immessa nel sistema (struttura) si conserva trasformandosi da una forma all'altra (cinetica, di deformazione elastica,...). E' chiaro che questa sia un'astrazione. Infatti se ciò fosse vero una struttura, una volta investita da un impulso, vibrerebbe all'infinito. Nella realtà sappiamo che ciò non avviene e questo perché esiste una forma equivalente ad un 'attrito interno', che assorbe e consuma energia durante il moto, pur mantenendosi la struttura in campo elastico.

Tuttavia, per strutture con bassi coefficienti di smorzamento, come le strutture reali, tale trattazione è comunemente utilizzata.

NOTA: Se si vuole poi eseguire una trattazione più complessa, che tenga conto anche del termine dissipativo e delle leggi di variazione collegate ad esso, si devono inserire, per rappresentare tale effetto, delle forze dissipative viscose equivalenti.

La matrice di dissipazione viscosa può essere costruita secondo quattro metodi differenti:

1) in funzione della matrice di dissipazione modale;

2) esprimendo la relazione che lega le forze dissipative esterne con le velocità dei gradi di libertà della struttura;

3) come combinazione lineare della matrice d'inerzia e di quella di rigidezza (modellazione alla Rayleigh);

4) come al punto precedente ma con la possibilità di assegnare il rapporto di smorzamento ad un numero maggiore di modi (modellazione alla Caughey);

Generalmente lo smorzamento modale viene formulato secondo la modellazione di Rayleigh di cui si fornisce sinteticamente il criterio di valutazione.

In questo caso la matrice di dissipazione può essere calcolata senza valutare la matrice modale.

Il modo più semplice per ottenerla è quello di definirla come combinazione lineare della matrice d'inerzia e di quella di rigidezza:

$$\mathbf{C} = \mathbf{a_0} \times \mathbf{M} + \mathbf{a_1} \times \mathbf{K} \qquad \textbf{(27)}$$

Premoltiplicando e postmoltiplicando la (27) per $\mathbf{f_i^T}$ *e* $\mathbf{f_i}$ *otteniamo la seguente relazione:*

$$\mathbf{f_i^T} \times \mathbf{C} \times \mathbf{f_i} = \mathbf{a_0} \times \mathbf{f_i^T} \times \mathbf{M} \times \mathbf{f_i} + \mathbf{a_1} \times \mathbf{f_i^T} \times \mathbf{K} \times \mathbf{f_i} \qquad \textbf{(28)}$$

I parametri a_0 *e* a_1 *vengono definiti sulla base dei due modi più importanti.*

Nel caso in cui il rapporto di smorzamento è lo stesso per i due modi, otteniamo:

$$\mathbf{a_0} = \xi_0 \times \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \qquad \mathbf{a_1} = \xi_0 \times \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \qquad \textbf{(29)}$$

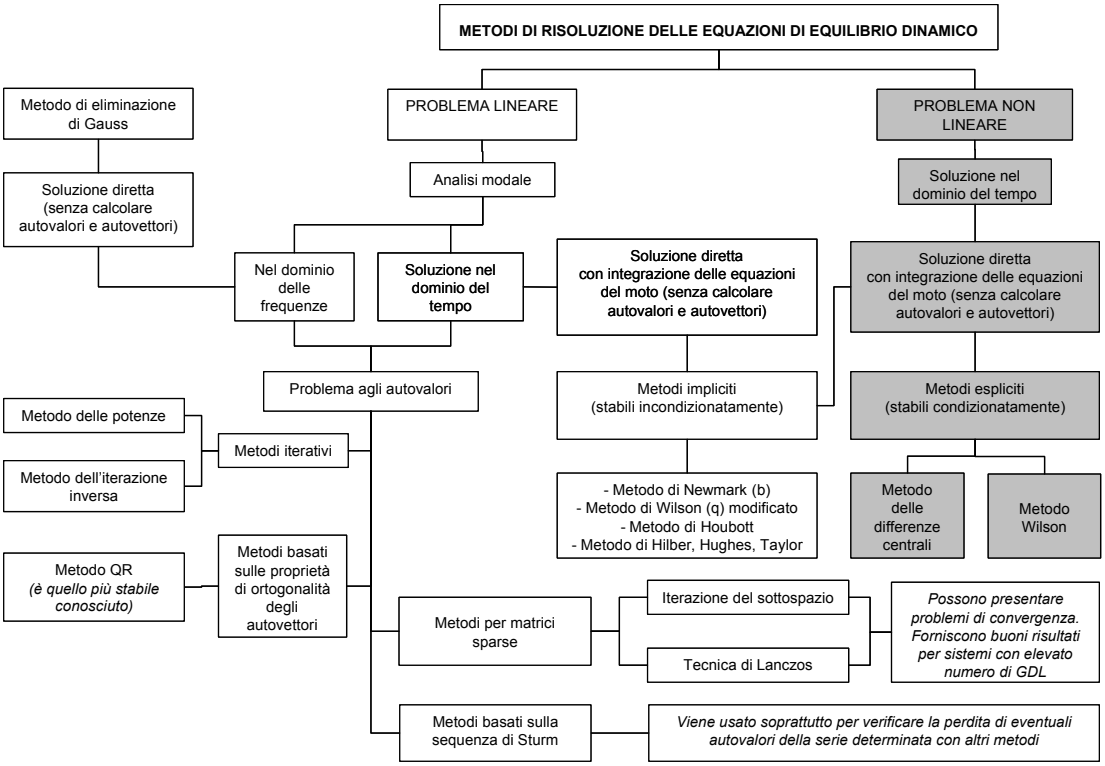
Dalla proprietà di ortonormalità degli autovettori, sappiamo che $\mathbf{f_i^T} \times \mathbf{M} \times \mathbf{f_i} = \mathbf{I}$ *e* $\mathbf{f_i^T} \times \mathbf{K} \times \mathbf{f_i} = \Omega^2$*, quindi sostituendo le notazioni precedenti e i parametri (29) nella (28) otteniamo l'espressione della matrice di dissipazione modale:*

$$\mathbf{f_i^T} \times \mathbf{C} \times \mathbf{f_i} = \Xi = \frac{2\xi_0}{\omega_i + \omega_j}\left[\omega_i\omega_j\mathbf{I} + \Omega^2\right] \qquad \textbf{(30)}$$

in cui Ω^2 *è una matrice diagonale contenente le pulsazioni del sistema, chiamata matrice spettrale.*

1.6 METODI DI RISOLUZIONE DELLE EQUAZIONI DI EQUILIBRIO DINAMICO

Viene di seguito riportato un quadro riassuntivo dei possibili metodi di risoluzione in campo lineare e non lineare delle equazioni che governano la dinamica di sistemi ad *n* gradi di libertà.



2 INTRODUZIONE AL COEFFICIENTE DI STRUTTURA (q)

2.1 CONCETTO DI DUTTILITA'

Possiamo affermare che il comportamento non elastico di una struttura è importante tanto quanto il suo comportamento elastico. Un edificio, infatti, oltre a dover essere in grado di sopportare senza danno i terremoti di esercizio (di piccola e media entità), deve anche essere in grado, nell'eventualità di terremoti di entità maggiore, ovvero con periodo di ritorno superiore a 50 anni, di mantenere una residua rigidezza alle azioni orizzontali e conservare intatta invece la resistenza ai carichi verticali.

Una struttura nella sua vita utile può essere quindi sollecitata da terremoti di forte entità, caratterizzati da elevate azioni sismiche, che la portano ad escursioni in campo non elastico.

La dissipazione di energia per isteresi che ne segue rappresenta il margine di sicurezza a disposizione dell'edificio nei confronti del collasso. E' quindi chiaro che un'analisi, che prenda in esame solo il campo elastico, non può prevedere con accuratezza il reale comportamento della struttura sotto l'azione di terremoti violenti. Il superamento della soglia elastica determina, nel momento in cui viene eliminata la forza agente, una deformazione residua plastica.

Considerando un sistema ad una sola massa, con comportamento elastico lineare perfettamente plastico, è importante capire quale è la relazione che lega la massima risposta elastica

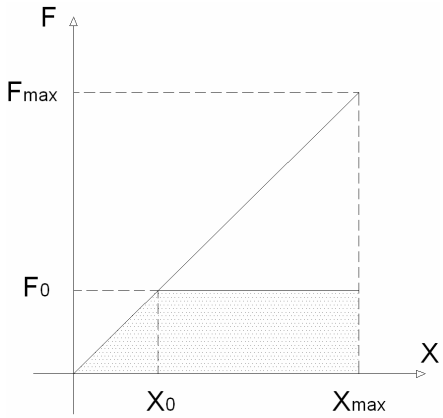


Fig. 9 - Duttilità

e la massima risposta non elastica in termini di spostamento.

Il rapporto tra lo spostamento massimo x_{max} e lo spostamento allo snervamento x_0 si esprime con

$$\mu = x_{max} / x_0 \qquad (31)$$

e viene indicato con il termine di **duttilità** e misura la capacità di un elemento di subire deformazioni plastiche.

In altro modo si può anche affermare che un sistema la cui risposta, per una forzante generica e nell'ipotesi di un comportamento elastico sia F_{max} e il cui carico di snervamento reale sia F_0 (dove $F_0 < F_{max}$), ha bisogno di un fattore di duttilità $\mu = F_{max} / F_0$ per non collassare.

Bisogna ora fare una distinzione sul tipo di forzante e sulle modalità di applicazione.

Infatti se siamo in presenza di una forza F esterna crescente monotonicamente (in un solo verso), al raggiungimento del valore F_0, la struttura si trasforma in un meccanismo, entra nel campo degli spostamenti indefiniti ed una volta raggiunto il valore di x_{max} arriva al crollo e

l'energia dissipata è individuata dall'area sottesa dal diagramma.

Se invece applichiamo una forzante F=F(t), rapidamente variabile nel tempo e tale che raggiunga il valore di F_0 solo per un breve istante, per poi magari cambiare di segno, il comportamento risulta ben diverso. Infatti questa condizione di carico non necessariamente coincide con il collasso della struttura dal momento che la plasticizzazione è una condizione raggiunta solo per breve tempo senza che necessariamente ciò comporti il raggiungimento dello spostamento massimo consentito dall'equilibrio del sistema.

Ogni volta che la forzante $F(t) \geq F_0$ si avrà un incremento dello spostamento plastico. Gli spostamenti della struttura andranno via via cumulandosi e fintantoché lo spostamento totale non arriva al valore x_{max} di collasso, essa, anche se danneggiata, conserva (a meno di eventuali effetti P-Δ) l'intera capacità portante ai carichi verticali.

Si può quindi affermare che in condizioni dinamiche il collasso non viene associato allo snervamento di una o più sezioni bensì al raggiungimento di deformazioni plastiche massime e quindi all'esaurimento da parte della struttura delle capacità deformative.

Genericamente quindi la risposta di una struttura dipenderà dalle seguenti grandezze:

- **caratteristiche del sisma**,
  (definito attraverso lo spettro elastico o attraverso un accelerogramma)
- **massa della struttura**,
- **rigidezza della struttura**,
  (massa e rigidezza necessarie per determinare il periodo proprio)
- **duttilità della struttura**.

La normativa individua due livelli di capacità dissipativa o meglio due classi di duttilità: **alta (CD'A')** e **bassa (CD'B')**.

La classe CD'A' prevede che sotto l'azione sismica di progetto la struttura si trasformi in un meccanismo ad elevata dissipazione, mentre la classe CD'B' richiede essenzialmente che gli elementi a comportamento flessionale della struttura (travi, pilastri e pareti) posseggano solo una minima capacità di deformazione plastica.

I requisiti "elevata" e "minima" sono conseguenza del rispetto delle rispettive prescrizioni della norma.

2.2 DUTTILITA' LOCALE

Localmente la duttilità è espressa dalla capacità della sezione dell'elemento considerato, di sopportare in campo plastico delle deformazioni senza però arrivare ad una riduzione rilevante del momento resistente. In particolare, ove sia previsto un comportamento flessionale, le grandezze con le quali si puo' esprimere la duttilità delle sezioni sono la curvatura o le rotazioni.

Analiticamente la duttilità in curvatura può essere espressa attraverso la relazione:

$$\mu_{curv} = \frac{c_u}{c_y} \quad \textbf{(32)}$$

dove:

- c_u rappresenta la curvatura ultima
- c_y rappresenta la curvatura di snervamento

La duttilità può quindi essere rappresentata attraverso il diagramma momento-curvatura caratteristico della sezione, che presenta in ascisse i valori della curvatura e in ordinate i relativi valori dei momenti.

Questi diagrammi possono essere costruiti con modelli a fibre che prevedono la discretizzazione della sezione in strisce. Un ruolo fondamentale è ovviamente rivestito dai legami costitutivi dei materiali (curve caratteristiche sforzo-deformazione: per il cls parabola-rettangolo e per l'acciaio quello elasto-plastico perfetto) attraverso i quali è possibile modellare il loro comportamento.

Operativamente, la costruzione di questi diagrammi (per un assegnato valore di N) avviene come segue:

- assegnazione di un generico valore della curvatura (convenientemente a partire da zero);
- determinazione dell' asse neutro attraverso iterazione fino a convergenza dell'equazione di equilibrio data dalla relazione C'+C-T=N dove C' è il contributo dell'armatura compressa, C il contributo del cls e T quello dell'acciaio teso;
- valutazione del valore delle deformazioni e_i nelle varie strisce;
- valutazione delle s_i corrispondenti;
- valutazione di M_{tot} come sommatoria del contributo relativo ad ogni striscia rispetto all'asse neutro.

Ripetendo tale procedura per valori crescenti di χ si ottiene il diagramma rappresentativo della sezione.

A titolo di esempio si riportano i diagrammi di una trave 30x40 (fig.10) e di un pilastro 30x40 (fig.11) progettati in classe di duttilità alta (vedi p.to 10.1.3)

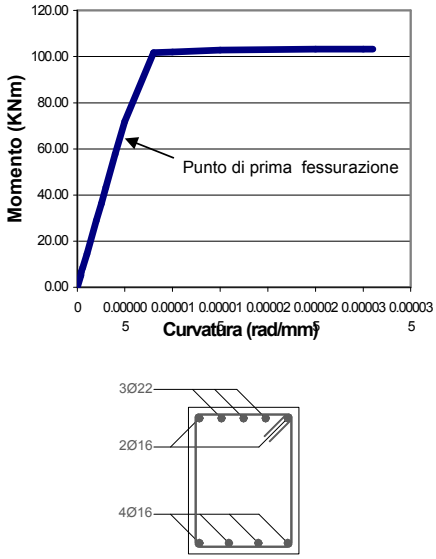


Fig.10 - Diagramma M/χ e armatura trave

Il punto di snervamento viene di norma associato allo snervamento dell'acciaio teso mentre il punto di rottura viene associato alla deformazione ultima del cls compresso.

Per una sezione semplicemente inflessa il diagramma M-χ è lineare nel tratto iniziale con legge del tipo M = EIχ, dove EI è la rigidezza flessionale della sezione. Con l'incremento del

momento la fessurazione del conglomerato riduce la rigidezza flessionale e conseguentemente la pendenza del diagramma, fino ad arrivare allo snervamento dell' acciaio.

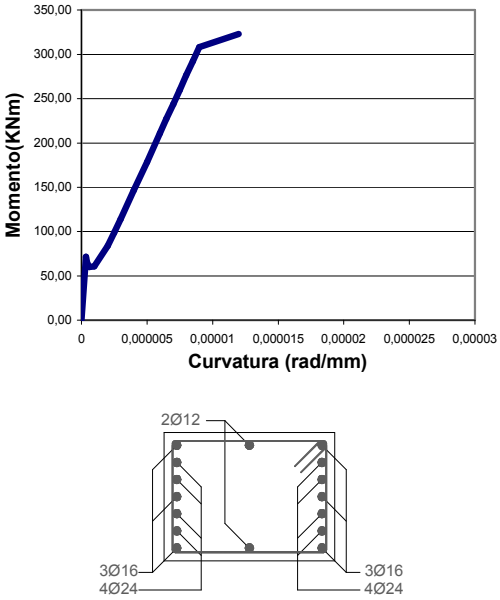


Fig. 11 - Diagramma M/χ e armatura pilastro

Quando l'acciaio si snerva si nota un notevole incremento della curvatura a fronte di un momento flettente pressoché costante.

Per le sezioni fortemente armate la rottura avviene per schiacciamento del calcestruzzo quando l'acciaio è ancora elastico o ha piccole escursioni in campo anelastico: la rottura è di tipo fragile, accompagnata da modesti valori della duttilità.

Definiti così gli elementi della struttura è possibile, pertanto, valutarne la risposta in campo non lineare. Il metodo di analisi statica non lineare (pushover p.to 9.4) e dinamica non lineare (p.to 9.5) si basano su una procedura di questo tipo per tener conto della non linearità associata al comportamento degli elementi resistenti.

2.3 DUTTILITA' GLOBALE

Dopo aver definito la duttilità relativa ad una sezione dell'elemento, è necessario estendere tale concetto a quello di duttilità globale di una struttura. Dotare un singolo elemento strutturale della duttilità richiesta è quasi sempre possibile attraverso il rispetto di prescrizioni geometriche e di alcuni dettagli costruttivi che prevedono:

- percentuali di armatura ben precise;
- disposizione di armature trasversali con passi tali da evitare l'instabilità delle barre longitudinali e eventuali rotture per taglio;
- valori ben definiti per la lunghezza delle zone critiche, in cui ci sarà la formazione di cerniere plastiche;
- il dimensionamento delle lunghezze di ancoraggio.

E' importante sottolineare, tuttavia, che un insieme di elementi duttili non realizza necessariamente una struttura duttile.

Una struttura per essere sufficientemente duttile deve rispettare anche alcune condizioni geometriche generali (ad es. la regolarità in pianta ed in altezza) e non deve presentare fenomeni di degrado locale troppo marcati ed isolati.

Per avere un comportamento globalmente duttile deve quindi esistere una dissipazione che sia il più possibile distribuita tra i vari elementi

della struttura per escludere concentrazioni di plasticizzazione che portino un singolo elemento al collasso *molto* prima di altri.

E' fondamentale inoltre pianificare quali siano gli elementi della struttura nei quali si vuole localizzare la formazione di cerniere plastiche.

A questo approccio è legato il criterio della gerarchia delle resistenze (Capacity Design) che è stato introdotto dall'Ordinanza 3274. Esso consiste nell'attribuire, in fase di progetto, una resistenza differenziata ai diversi elementi strutturali in modo che il cedimento di alcuni di essi avvenga prima di altri e sia tra questi ripartito in modo possibilmente uniforme.

Gli elementi da proteggere sono quindi quelli il cui cedimento e la relativa formazione di cerniere plastiche risulterebbe critico nei confronti del collasso della struttura.

Si fornisce pertanto ad essi una resistenza superiore rispetto a quelli nei quali si vuole la formazione delle cerniere plastiche (ad es.: in un edificio i pilastri devono essere più resistenti delle travi nelle quali, in presenza di sisma, si avrà la formazione di cerniere plastiche).

La figura successiva chiarisce quanto sopra esposto evidenziando il comportamento della struttura sia in presenza di cerniere plastiche nelle travi dell'edificio (A), sia in presenza di cerniere plastiche nei pilastri e quindi di un piano debole (B).

Nel primo caso si ottiene uno spostamento che si ridistribuisce su tutta l'altezza dell'edificio, producendo così una distorsione angolare θ.

Nel secondo caso, invece, lo stesso spostamento viene assorbito solamente nel piano debole, caratterizzato dalla formazione di cerniere plastiche nei pilastri, determinando così una distorsione q_1 più elevata, che porta a spostamento interpiano maggiore e, conseguentemente, ad una situazione decisamente più pericolosa.

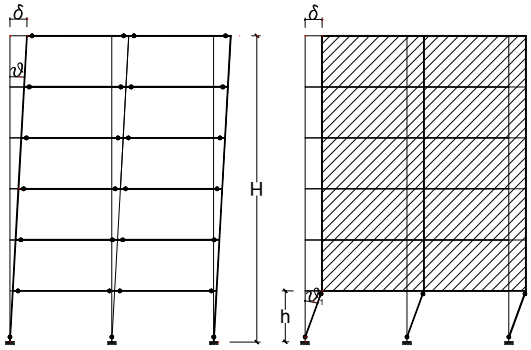


Fig.12 – Distribuzione cerniere plastiche

2.4 COEFFICIENTE DI STRUTTURA (q)

In fase di progetto, per poter tenere conto della capacità di una struttura di dissipare energia oltre il limite elastico, bisognerebbe compiere un'analisi non lineare.

Per semplificare notevolmente la fase progettuale è consentito eseguire comunque una analisi lineare, utilizzando un fattore riduttivo delle forze elastiche denominato coefficiente di struttura che tiene conto implicitamente della duttilità globale della struttura.

Per un un oscillatore elastico ad un grado di libertà possiamo affermare che l'azione di progetto, associata al sisma, e il relativo spostamento massimo sono pari rispettivamente a:

$$F_{max} = m * S_e(T) \qquad (33)$$

$$X_{max} = F_{max} / K \qquad (34)$$

dove *m* rappresenta la massa, *K* la rigidezza elastica ed S(T) lo spettro di risposta elastico.

Nel caso di un oscillatore elasto-plastico, volendolo trattare alla stregua di un oscillatore elastico, si deve considerare un altro parametro, denominato coefficiente di struttura, che porta alla seguente definizione dell'azione di progetto da associare ad un determinato sisma:

$$F_0 = m * S_e(T) / q \qquad (35)$$

dove

$q(T,\mu) = a_u / a_y$

Il **coefficiente di struttura q**, che limita l'entità dell'azione sismica, viene quindi definito come il rapporto tra l'accelerazione a_u che porta la struttura al collasso e l'accelerazione a_y che porta la struttura al limite del ramo elastico con innesco della prima plasticizzazione.

E' interessante notare che esiste un legame tra il coefficiente di struttura q, il periodo proprio della struttura e la duttilità, così come riportato nel grafico, dal quale si nota che per periodi intorno a 0,5 secondi il coefficiente q risulta prossimo al valore della duttilità.

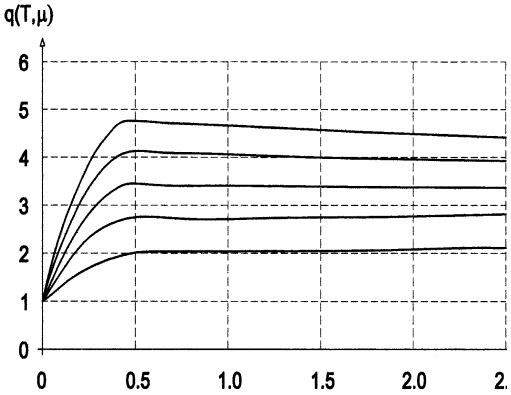


Fig. 13 – Legame tra q, μ, T (A. Giuffrè – R. Giannini)

La nuova ordinanza illustra tutte le modalità per la determinazione del valore del coefficiente di struttura da adottare nel progetto sia per gli edifici che per i ponti.

Si vedrà come tale coefficiente sia legato essenzialmente ai materiali, alla tipologia strutturale, alla classe di duttilità che si vuole adottare e alla regolarità geometrica della struttura.

Questo argomento verrà illustrato più dettagliatamente nel capitolo 7.

2.5 SPETTRO DI PROGETTO

Come già detto, il progetto può essere condototo mediante una analisi lineare, ricorrendo ad uno spettro di risposta ridotto, denominato **spettro di progetto**, ottenuto dallo spettro di risposta elastico con le ordinate ridotte attraverso il coefficiente di struttura.

La nuova ordinanza individua due spettri di progetto a seconda dello stato limite che si vuole andare a verificare (SLD o SLU).

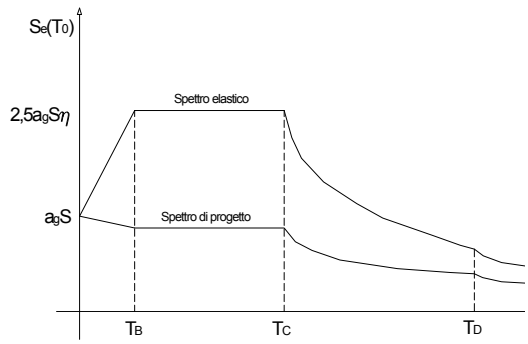


Fig. 14 – Rapporto qualitativo tra spettro elastico e spettro di progetto

L'Ordinanza 3274, definisce lo spettro di progetto sia per le componenti orizzontali, che per quella verticale, secondo le espressioni riportate nel par.6.

2.6 EFFETTI DELLE IRREGOLARITA' STRUTTURALI

La regolarità strutturale e geometrica sia in pianta, che in altezza è un requisito molto importante per una corretta distribuzione ed evoluzione delle sollecitazioni nella struttura.

Per mostrare gli effetti relativi ad una distribuzione di rigidezze non regolare sulla risposta, è stato sviluppato un esempio di un edificio in calcestruzzo armato le cui caratteristiche geometriche sono riportate nella figura 15.

Si è proceduto quindi a modificare le dimensioni di uno dei pilastri d'angolo secondo tre configurazioni. Gli output, in termini di modi propri di vibrare, sono riportati nelle pagine che seguono.

I carichi sono uniformemente distribuiti per un totale di 806,4 kN per ogni impalcato e per il modulo elastico si è assunto un valore pari a:

$$5700 \times \sqrt{R_{ck}} = 31220 \text{ . N/mm}^2$$

I **coefficienti di partecipazione** e le percentuali di **masse eccitate** sono state calcolate sulla base di uno spettro di progetto relativo ad una zona di 1° cat., suolo E e coefficiente di struttura pari a 5,85 (vd. p.to. 7.1)

Dall'esame delle deformate e dei valori tabellati si evince come, nel caso di notevole regolarità, in cui tutti i pilastri sono uguali, le deformate traslazionali nelle due direzioni e quelle torsionali risultino disaccoppiate, ovvero non intervengono simultaneamente nella caratterizzazione dei diversi modi di vibrare della struttura.

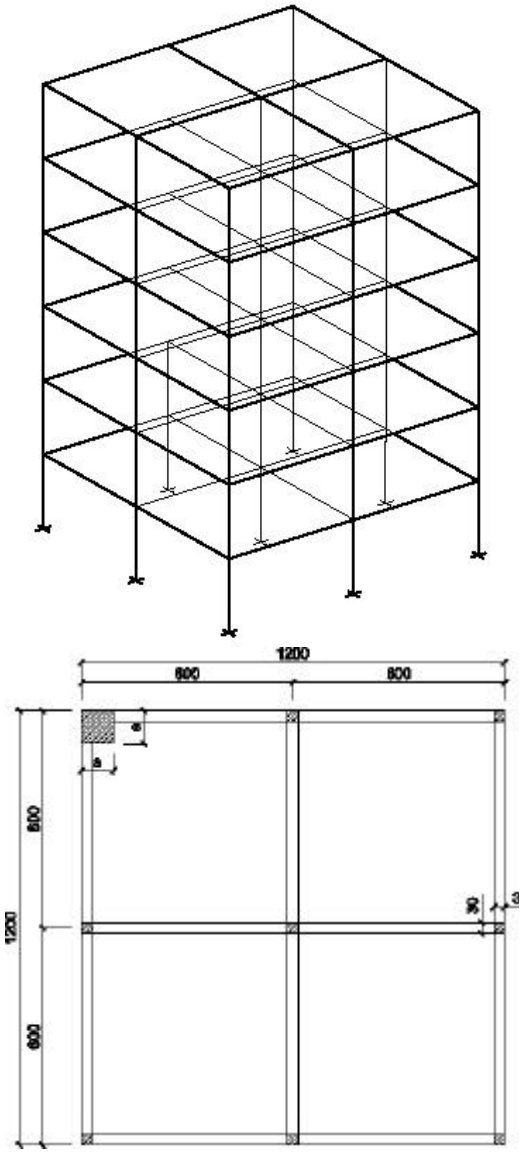


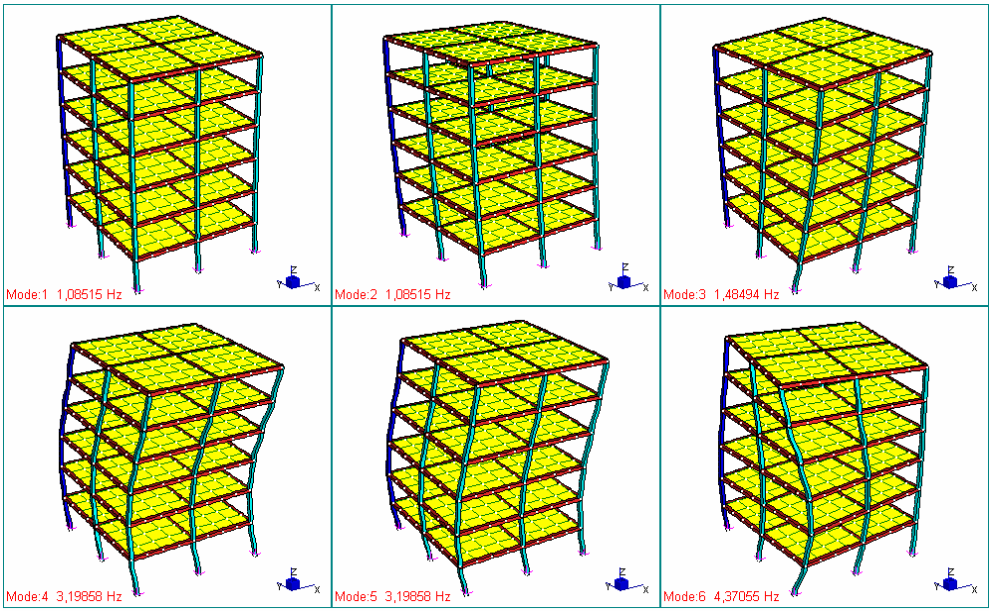
Fig.15 – Assonometria e planimetria di un edificio in calcestruzzo armato di 6 piani con indicazioni delle caratteristiche geometriche.

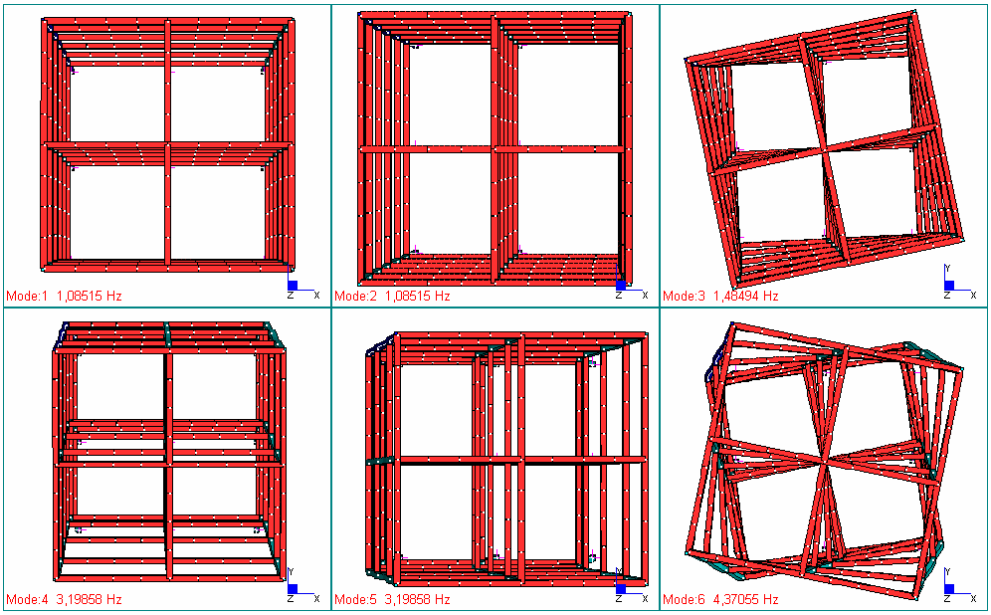
Ciò discende dal fatto che il contributo in termini di risposta del modo torsionale è nullo per-

ché nullo è il relativo coefficiente di partecipazione ed il relativo valore delle masse eccitate.
Queste considerazioni ci consentono di semplificare l'analisi nel caso di strutture con sufficiente regolarità: lo studio di un sistema multipiano spaziale come quello proposto può essere infatti affrontato utilizzando due modelli piani separati, ognuno sottoposto allo spettro di progetto secondo quanto di fatto prevede la normativa.

All'aumentare delle dimensioni del pilastro, e quindi dell'irregolarità del sistema, l'accoppiamento tra le deformate traslazionali e torsionali cresce, come si può riscontrare dalla forma dei singoli modi. Più le dimensioni del pilastro crescono, maggiore è l'influenza della deformata torsionale sulla risposta della struttura.
Al crescere dell'influenza di quest'ultima, a parità di numero di modi considerati, la massa eccitata relativa diminuisce. Per poter raggiungere, secondo le indicazioni dell'ordinanza, un totale di massa eccitata maggiore dell'85% (edifici), è necessario quindi includere nell'analisi anche i modi di vibrare superiori.

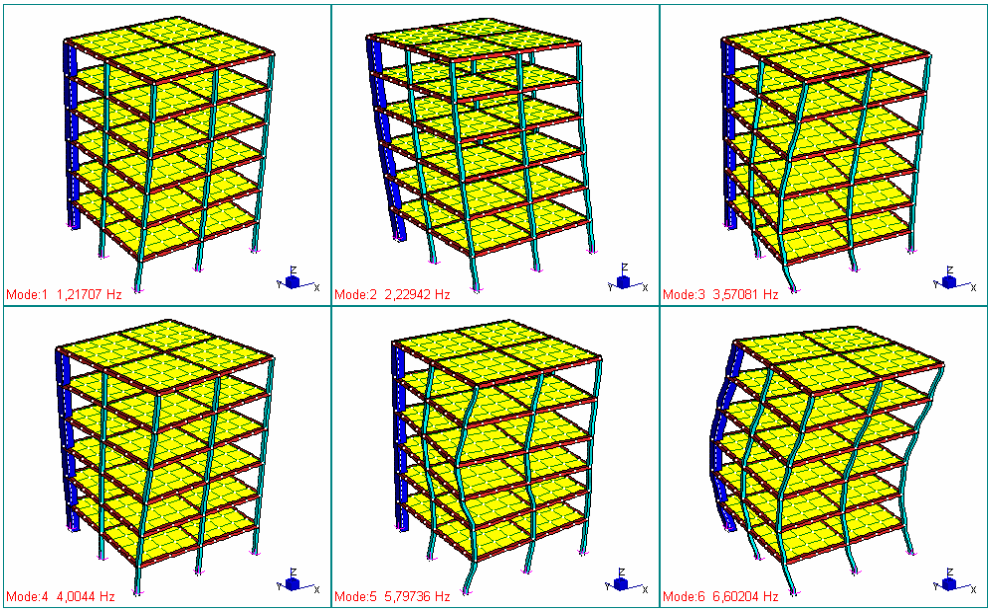
Pilastro 30x30

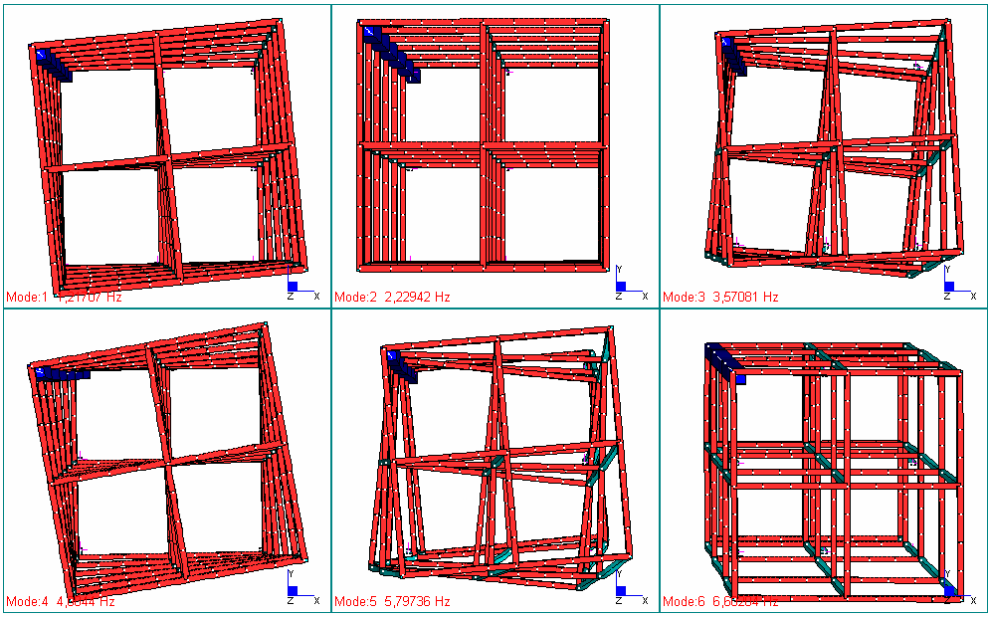




1° MODO	2° MODO	3° MODO	4° MODO	5° MODO	6° MODO
w_1 = 1,08Hz	w_2 = 1,08Hz	w_3 = 1,48Hz	w_4 = 3,20Hz	w_5 = 3,20Hz	w_6 = 4,37Hz
e_x = 86,39%	e_x = 0,00	e_x = 0,00	e_x = 0,06%	e_x = 9,30%	e_x = 0,00
e_y = 0,00	e_y = 86,39%	e_y = 0,00	e_y = 9,30%	e_y = 0,06%	e_y = 0,00
T_1 = 0,92s	T_2 = 0,92s	T_3 = 0,67s	T_4 = 0,31s	T_5 = 0,31s	T_6 = 0,23s

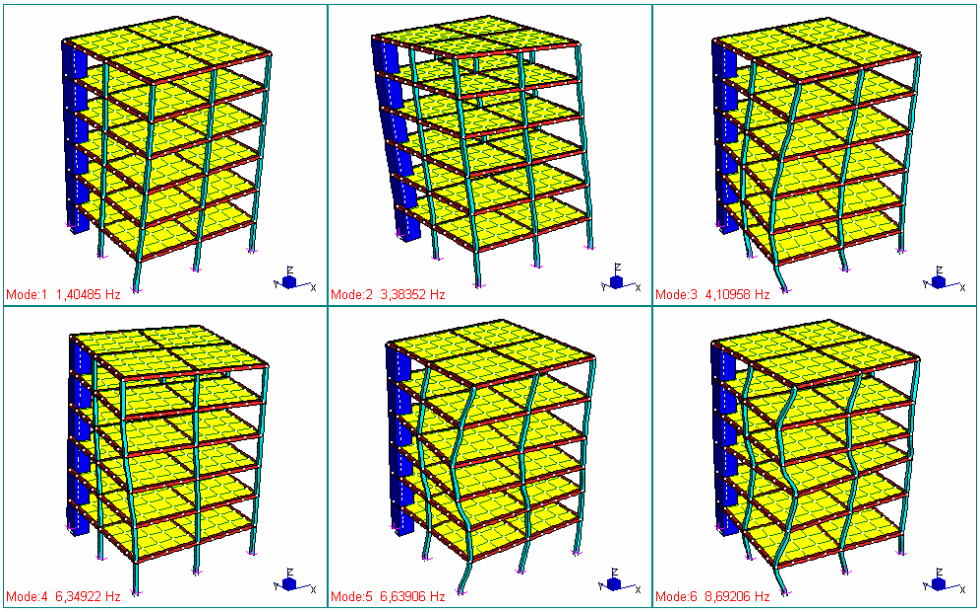
Pilastro 80x80

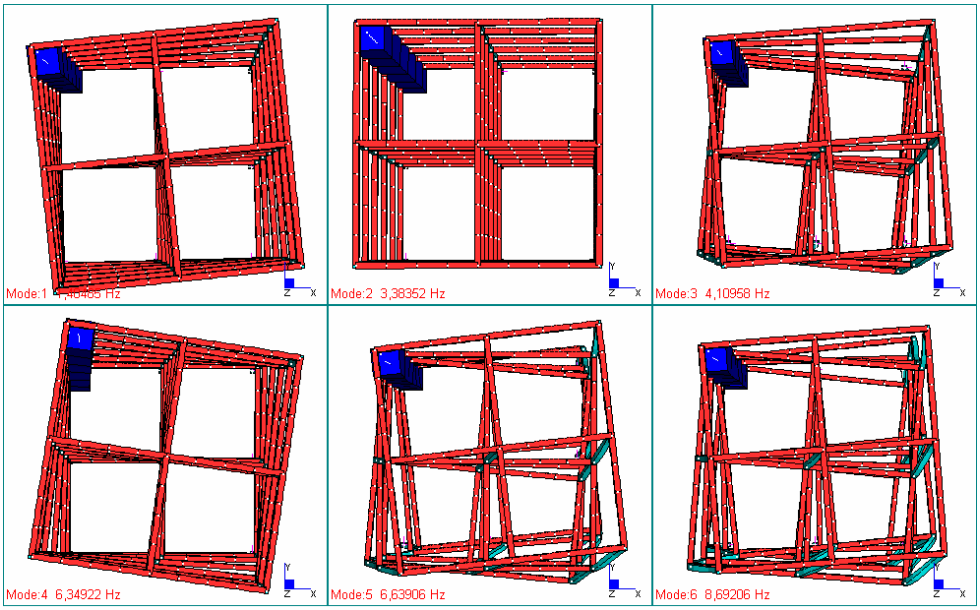




1° MODO	2° MODO	3° MODO	4° MODO	5° MODO	6° MODO
w_1 = 1,21Hz	w_2 = 2,23Hz	w_3 = 3,57Hz	w_4 = 4,00Hz	w_5 = 5,79Hz	w_6 = 6,60Hz
e_x = 32,55%	e_x = 41,90%	e_x = 1,45%	e_x = 12,33%	e_x = 0,93%	e_x = 5,55%
e_y = 32,55%	e_y = 41,90%	e_y = 1,45%	e_y = 12,33%	e_y = 0,93%	e_y = 5,55%
T_1 = 0,82s	T_2 = 0,45s	T_3 = 0,28s	T_4 = 0,25s	T_5 = 0,17s	T_6 = 0,15s

Pilastro 150x150





1° MODO	2° MODO	3° MODO	4° MODO	5° MODO	6° MODO
w_1 = 1,40Hz	w_2 = 3,38Hz	w_3 = 4,11Hz	w_4 = 6,35Hz	w_5 = 6,64Hz	w_6 = 8,69Hz
e_x = 31,20%	e_x = 38,22%	e_x = 2,25%	e_x = 11,60%	e_x = 0,28%	e_x = 0,61%
e_y = 31,20%	e_y = 38,22%	e_y = 2,25%	e_y = 11,60%	e_y = 0,28%	e_y = 0,61%
T_1 = 0,71s	T_2 = 0,29s	T_3 = 0,24s	T_4 = 0,16s	T_5 = 0,15s	T_6 = 0,11s

Parte II

ORDINANZA N°.3274

3 SINTESI SUI CAMBIAMENTI SIGNIFICATIVI DELLA NORMATIVA ANTISISMICA ITALIANA

Il percorso sui cambiamenti significativi della normativa antisismica italiana può avere come inizio i primi del '900, e più precisamente in occasione del terremoto del 1908 che interessò lo stretto di Messina. Da questa data in poi, infatti, ebbe inizio una copiosa legislazione in materia di edilizia antisismica, che via via negli anni ha visto modificare procedimenti, metodi, disposizioni e prescrizioni.

Sono di sotto riportati, i principali provvedimenti legislativi (RG, DLL, Leggi, DM) dei quali saranno messi in luce sinteticamente i contenuti, le disposizioni e le modifiche e variazioni da essi apportate.

RD 18 aprile 1909, n.193
DLL 5 novembre 1916, n.1526
RDL 23 ottobre 1924, n.2089
RD 13 marzo 1927, n.431
RDL 23 marzo 1935 n.640
Legge 25 novembre 1962 n.1684
Legge 2 febbraio 1974 n.64
DM 3 marzo 1975
DM 19 giugno 1984
DM 16 gennaio 1996
Ordinanza 3274

Il primo esempio che citiamo fu **il RD 18 aprile 1909 n.193** che conteneva regolamenti rivolti essenzialmente ai territori già colpiti da terremoti e che prevedeva:

- l'individuazione delle aree dove era possibile edificare e di quelle invece dove era tassativamente vietato. Furono così esclusi per l'edificazione i terreni paludosi, quelli franosi, quelli che risultavano sul confine tra terre di diversa consistenza e natura ed infine sui terreni a forte pendio (eccetto il caso di terreni a roccia compatta) ;
- il numero dei piani degli edifici e le altezze massime consentite. Fu stabilito che il numero massimo di piani realizzabili era 2 e l'altezza massima era di m.10. Poteva essere ammesso un piano scantinato se però interrato;
- prescrizioni di carattere urbanistico che stabilivano le massime larghezze delle strade;
- nuovi criteri per assicurare una corretta progettazione, e soprattutto regole di buona costruzione per aumentare così il livello di sicurezza. Furono presi in esame i diversi sistemi costruttivi evidenziandone per ognuno il livello di idoneità e i particolari accorgimenti da osservare. Viene ribadito l'uso della muratura ordinaria solo per gli edifici ad un piano con una eventuale ossatura metallica o in legno alla quale affidare la funzione di controvento;
- prescrizioni ed indicazioni sulle azioni da considerare nelle verifiche di resistenza da effettuare:
  - le azioni statiche dovute al peso proprio ed al sopraccarico, aumentate di una percentuale che rappresentasse l'effetto delle vibrazioni sussultorie;

- le azioni dinamiche venivano modellate con accelerazioni applicate alle masse del fabbricato nelle due direzioni;
- maggiore attenzione sulla qualità dei materiali e numerose disposizioni sulle dimensioni di elementi strutturali quali ad esempio fondazioni, murature, solai, aggetti ecc..

Successivamente il **DLL 5 novembre 1916, n°.1526**, portò alla definizione e alla quantificazione di tali azioni:

- le azioni statiche dovute al peso proprio ed al sopraccarico aumentate del 50% in modo da simulare l'effetto delle vibrazioni sussultorie;
- I rapporti fra le forze orizzontali da introdurre convenzionalmente nei calcoli ed i corrispondenti pesi dovevano essere uguali a un ottavo per il piano terreno degli edifici, ad un sesto per il piano superiore.

Il **RDL 23 ottobre 1924, n°.2089**, stabilì espressamente che i calcoli sulle strutture in cemento armato e su quelle metalliche dovevano essere firmate da un ingegnere.
Furono introdotte anche una serie di disposizioni per gli edifici di comune abitazione riguardanti le dimensioni degli elementi costruttivi facenti parte dell'ossatura in cemento armato. Inoltre veniva posta l'attenzione sulla necessità di collegare i ferri di armatura e sul fatto che i solai dovevano "servire al controventamento dei muri".

Attraverso il **RD 13 marzo 1927, n°.431** si arriva ad una prima, sebbene parziale, classificazione del territorio italiano che distingueva in due categorie le località colpite dai terremoti in relazione al "loro grado di sismicità ed alla loro costituzione geologica". La mappa sismica così generata non era altro che la mappa dei territori colpiti da violenti terremoti avvenuti dopo il 1908. Non venivano così presi in considerazioni tutti i terremoti avvenuti prima del 1908 con la conseguente esclusione dalla mappa sismica di alcuni territori che invece sarebbero potuti risultare sismici.
Ciò esentava questi territori dal rispetto delle normative antisismiche con un elevato e conseguente deficit di protezione antisismica anche in località altamente sismiche. Vennero così differenziate, per ciascuna categoria, le prescrizioni riguardanti le altezze massime degli edifici, le azioni di progetto e le regole di dimensionamento degli elementi costruttivi.

Il **RDL 23 marzo 1935**,**n°.640** cercò di colmare questa lacuna. Le relative "Norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti" presentavano una parte interamente dedicata alle norme ed alle prescrizioni da seguire nei comuni non colpiti dai terremoti. Si rendeva obbligatoria infatti l'adozione da parte di questi comuni di un regolamento edilizio nel quale fossero evidenziate le regole, le tecniche, i procedimenti costruttivi ed i materiali per una sicura realizzazione dell'opera.
Seguivano inoltre una serie di indicazioni e prescrizioni di carattere generale riguardo alla idoneità dei siti. Venne anche posta l'attenzione sulla necessità di tenere conto del

vento nella determinazione delle azioni da considerare nei calcoli. All'interno di questa normativa erano comunque presenti richiami a normative precedenti quali ad esempio il **RD 29 luglio 1933, n. 1213**, (norme per le costruzioni in cemento armato).

Per le località definite sismiche vennero stabiliti nuovi limiti di altezza per gli edifici:

- in prima categoria: 16 m - 4 piani, oltre il cantinato;
- in seconda categoria: 20 m - 5 piani, oltre il cantinato.

Queste altezze potevano andare in deroga solo attraverso il parere del Consiglio Superiore dei LL.PP. tuttavia, non era più prevista l'assoluta inderogabilità per gli edifici aventi particolari destinazioni d'uso (ospedali, caserme, alberghi, etc.).

Erano presenti anche approfondimenti sull'utilizzo della muratura e sulla massima altezza realizzabile in relazione alla categoria del suolo. Infatti l'uso della muratura ordinaria, in prima categoria, era consentito per gli edifici a solo pianterreno mentre in seconda categoria per gli edifici di altezza fino a 12 m.

I balconi potevano possedere sporgenze massime di 1m. mentre per i tetti a falde il peso dei materiali in copertura non poteva superare i 70 kg/mq.

Venivano inoltre inserite alcune precisazioni di carattere qualitativo che vengono qui riportate per intero:

"di norma le strutture asismiche debbono essere considerate come sistemi elastici costituiti da travi e pilastri solidali tra loro (telai) e calcolati coi metodi della scienza delle costruzioni relativi ai sistemi staticamente indeterminati, sia per le sollecitazioni derivanti dai carichi verticali, sia per quelle derivanti dalle forze orizzontali. Nel calcolo dei telai multipli è ammesso tuttavia trascurare le deformazioni derivanti dalle sollecitazioni al taglio e dalle sollecitazioni assiali". Una sezione a parte era destinata alla definizione e alla determinazione delle azioni orizzontali e verticali associate al sisma e quindi sulle entità dei carichi permanenti e variabili da prendere in esame. La normativa infatti prevedeva che per la valutazione delle forze orizzontali il carico accidentale fosse limitato ad un terzo di quello massimo mentre, per quanto riguarda le azioni verticali, che il peso proprio e il sovraccarico accidentale fossero aumentati del 40% in 1 categoria e del 25% in 2 categoria.

Il concetto di valutare le masse della costruzione limitando ad un terzo i carichi accidentali venne introdotto, quindi, nel 1935 per determinare e applicare le forze statiche equivalenti, distribuite lungo l'altezza, con le quali si cercava di riprodurre sulla struttura l'effetto di un sisma. Questa valutazione delle masse associate al sisma è rimasta inalterata negli anni e la troviamo, anche se ha subito piccole modifiche, nella normativa del 2003 n.3274.

Venne inoltre inserito, contestualmente alla denuncia di attività, l'obbligo del deposito all'Ufficio del Genio Civile di un progetto completo delle opere da realizzare. In caso di mancata consegna erano previste sanzioni ed ammende, scomparendo così l'ipotesi di temporanea sospensione dall'attività e dall'esercizio.

La legge 25 novembre 1962 n°.1684 non comportò sostanziali modifiche rispetto alla precedente legge del 1935. Furono inserite alcune precisazioni sulle aliquote dei carichi accidentali da associare ai fini del calcolo delle masse che prevedevano la considerazione integrale per casi particolari quali immagazzinamento merci, liquidi, macchine o simili. Inoltre veniva precisato che le strutture dovevano essere progettate con la distribuzione delle forze orizzontali tra i vari elementi della struttura in ragione della loro **rigidezza.**

Riguardo alle limitazioni di altezza in funzione della larghezza stradale, le nuove costruzioni dovevano avere verso la prospiciente strada altezza non maggiore di due volte la larghezza della strada stessa (nel 1935 questo rapporto era di una volta e mezzo).

Veniva modificata anche l'altezza massima degli edifici a seconda della categoria di appartenenza. Si stabiliva infatti che in prima categoria l'altezza dei nuovi edifici non doveva eccedere m. 21 (6 piani), oltre un piano seminterrato o cantinato alto non più di m. 4, mentre in seconda categoria detta altezza non doveva superare m. 24,50 (7 piani), oltre un piano seminterrato o cantinato.

Per gli edifici in muratura invece le altezze erano leggermente ridotte prevedendo al massimo 2 piani oltre il cantinato in prima categoria e tre piani oltre il cantinato in seconda categoria.

Le costruzioni in legno erano ammesse soltanto in linea eccezionale previo motivato nulla osta dell'Ufficio del Genio Civile.

La norma non prevedeva l'utilizzo di strutture a sbalzo, tuttavia ammetteva protendimenti fino ad un metro per i tetti e cornicioni e aumentava ad m. 1,50 lo sbalzo dei balconi purchè le strutture a sbalzo fossero solidamente collegate alla struttura. In queste strutture a sbalzo per valutare in maniera più precisa l'azione sussultoria la norma imponeva una maggiorazione del 40% del carico permanente e del carico accidentale.

Andavano in deroga per quanto riguarda le altezze e il numero dei piani solamente gli edifici pubblici (non luoghi di riunione), tuttavia era prevista sia una maggiore attenzione al progetto delle fondazioni in relazione al tipo di terreno sul quale si andava a costruire e sia una maggiorazione del coefficiente sismico da tenere conto nei calcoli di stabilità.

La norma prevedeva comunque la possibilità di ridurre questi coefficienti sismici qualora, attraverso una relazione geologica firmata da un professionista abilitato e competente, le caratteristiche geo-tecniche della zona risultassero particolarmente favorevoli.

La legge 2 febbraio 1974,n°.64, attualmente vigente, ha modificato notevolmente le normative precedenti mirando soprattutto ad aumentare il grado di sicurezza delle costruzioni.

Questa normativa è stata concepita nel 1974 e come tale risente del processo di decentramento che ormai era in atto a seguito del DPR 14 gennaio 1972 che prevedeva il trasferimento delle competenze in materia di urbanistica dallo Stato alle Regioni. Quindi le disposizioni e le prescrizioni previste da questa nuova legge dovevano cercare di avere un carattere so-

stanzialmente generale per non interferire con la disciplina urbanistica regionale per quanto riguarda l'individuazione dei siti edificabili, la determinazione delle altezze degli edifici e delle larghezze stradali.

La legge n. 64, a differenza delle precedenti, non contiene più precise e mirate prescrizioni da seguire per la realizzazione di costruzioni in zone sismiche, ma rimanda a specifiche norme tecniche che devono essere redatte dal Ministero dei lavori pubblici e dal Ministero dell'interno.

La nuova norma invece fornisce solamente indicazioni di carattere generale e precisa quali devono essere gli argomenti che dovranno essere disciplinati dai decreti del Ministero dei lavori pubblici e del Ministero dell'interno.

E' stato così emanato il **3 marzo del 1975** il primo **decreto** in materia antisismica, sulla base di quanto disposto dalla legge n.64, che è stato poi modificato dai decreti **19 giugno 1984**, 29 gennaio 1985, 24 gennaio 1986 e **16 gennaio 1996**.

Il DM del 3 marzo 1975 introduce un concetto nuovo e mai presente nelle normative precedenti che è quello dello spettro di risposta che rappresenta la curva di inviluppo della massima risposta, calcolata per differenti valori del periodo proprio, che una struttura può avere, in presenza di sisma.

Inoltre la norma poneva l'attenzione sul fatto che una struttura usciva dal campo elastico lineare quando veniva sottoposta alle azioni di un sisma di notevole entità.

Viene inoltre inserita la possibilità di utilizzare, oltre alla analisi statica equivalente già ampiamente definita dalle normative precedenti, l'analisi dinamica mettendo così in luce l'importanza di considerare anche il carattere dinamico delle azioni sismiche.

Questo decreto confermava, per i Comuni ubicati in zone sismiche, il rapporto tra l'altezza dell'edificio e la larghezza stradale (2/1) e invece veniva espressamente detto che, per quanto riguarda la distanza tra le sagome degli edifici, si rimandava ai regolamenti edilizi comunali.

Tali prescrizioni riguardavano tuttavia soltanto gli edifici con più di due piani.

Il DM 19 giugno 1984 apportò due sostanziali modifiche al decreto del 1975.

Per gli edifici prospettanti su strade di larghezza inferiore ai dieci metri, oltre alla già presente limitazione sul numero di piani (n.2) introduce anche quella sulla massima altezza realizzabile che non poteva superare i m.7. e poi inserì una sorta di deroga che permetteva in zone con grado di sismicità S=9 di realizzare edifici alti 3 piani purchè venissero utilizzate tutte le prescrizioni relative alle zone con grado di sismicità S=12.

Inoltre venne ripreso anche il criterio di differenziare gli edifici in categorie, a seconda del livello di protezione sismica, prevedendo dei coefficienti maggiorativi dell'azione sismica pari a 1,2 per le opere che presentano particolare rischio per le loro destinazioni d'uso e pari a 1,4 per quelle opere ritenute di primaria importanza per le necessità della protezione civile.

Con il DM 16 gennaio 1996 vennero inserite alcune interessanti novità. La norma infatti prevedeva, oltre alla verifica con il metodo delle tensioni ammissibili, anche quella con il metodo agli stati limite ammettendo di fatto anche un approccio di carattere prestazionale con il quale si andassero a verificare una domanda di prestazione con una capacità di prestazione.

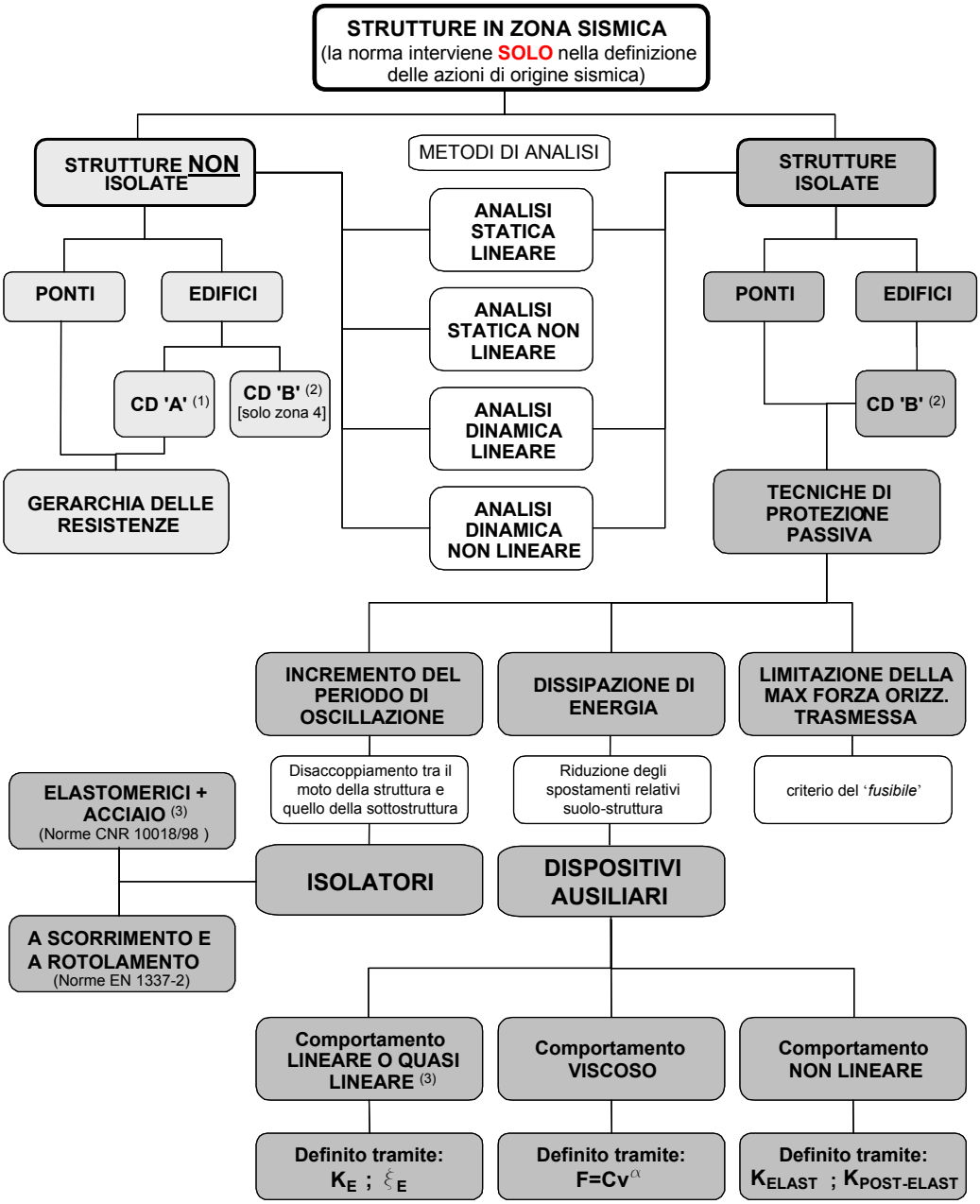
Per la prima volta poi è riconosciuta la possibilità di progettare e realizzare, previo parere da parte del Consiglio Superiore dei LL.PP., costruzioni isolate alla base, con conseguente aumento del periodo di risposta, o dotate di dispositivi per la dissipazione dell'energia fornita dal sisma (apposite linee guida sono state emanate nel 1996 e poi perfezionate nel 1998).

Tutte le disposizioni inerenti le costruzioni in cemento armato ed in acciaio, così come quelle per le costruzioni in muratura, sono state riviste per renderle più coerenti con le normative non sismiche specifiche di settore e rispettivamente con il DM 9 gennaio 1996 e con il DM 20 novembre 1987.

Come ultima novità, ma sicuramente di non minore importanza, il decreto del 1996 elimina il riferimento al numero massimo di piani realizzabili tenendo come unico termine di controllo l'altezza massima.

Così facendo la norma implicitamente ammette la possibilità di realizzare eventuali piani sottotetto o interrati che non rientrano nella determinazione dell'altezza massima dell'edificio.

4 ORGANIZZAZIONE GENERALE DELL'ORDINANZA n.3274



NOTE:

(1) CD'A' classe di duttilità alta;

(2) CD'B' classe di duttilità bassa;

(3) I dispositivi ausiliari a comportamento lineare o quasi lineare *possono coincidere* con gli isolatori elastomerici+acciaio *in relazione al fatto che siano o meno abilitati solo alla risposta alle azioni orizzontali (carico verticale su slitte e/o dispositivi a rotolamento) o anche al carico verticale*

5 REQUISITI DI SICUREZZA E CRITERI DI VERIFICA

5.1 SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLA STABILITA' (SLU)

(3274-p.to 2.1) "Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, le strutture degli edifici, ivi compresi eventuali dispositivi antisismici di isolamento e/o dissipazione, pur subendo danni di grave entita' agli elementi strutturali e non strutturali, devono mantenere una residua resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali."

NOTA: il soddisfacimento di tale requisito discende dal rispetto delle prescrizioni contenute nella normativa.

5.2 PROTEZIONE NEI CONFRONTI DEL DANNO (SLD)

(3274-p.to 2.2) "Le costruzioni nel loro complesso, includendo gli elementi strutturali e quelli non strutturali, ivi comprese le apparecchiature rilevanti dell'edificio, non devono subire danni gravi ed interruzioni d'uso in conseguenza di eventi sismici che abbiano la probabilità di occorrenza più elevata di quella dell'azione sismica di progetto."

5.3 CRITERI DI VERIFICA

I requisiti di sicurezza sono soddisfatti se vengono rispettate le seguenti procedure/disposizioni:

- scelta dell'azione sismica di progetto: zona sismica e categoria di suolo;
- adozione di un modello meccanico della struttura in grado di descriverne con accuratezza la risposta sotto l' azione dinamica;
- impiego di un metodo di analisi adeguato alle caratteristiche della struttura (analisi statica lineare, analisi modale, analisi statica non lineare, analisi dinamica non lineare);

▪ **S**tato **L**imite **U**ltimo

- **esecuzione con esito positivo delle verifiche di resistenza;**
- **adozione di tutte le regole di dettaglio volte ad assicurare le caratteristiche di duttilità agli elementi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme.**

▪ **S**tato **L**imite di **D**anno

- **esecuzione con esito positivo della verifica di compatibilità degli spostamenti (non devono produrre danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio).**

6 DEFINIZIONE AZIONE SISMICA

L'ordinanza caratterizza l'azione sismica mediante la definizione di spettri di risposta o accelerogrammi spettrocompatibili. Gli spettri di risposta possono essere: elastici o di progetto.

Entrambi sono funzione dei parametri:

- tipi di suolo: S;
- zone di intensità sismica (picco di accelerazione al suolo: a_g;
- coefficiente di smorzamento viscoso equivalente: $\xi \rightarrow \eta$;
- fattore d'importanza: γ_i;
- coefficiente di struttura: q.

6.1 TIPI DI SUOLO

Vengono individuati sette tipi di suolo.

Di questi, cinque sono tabellati secondo parametri legati alle caratteristiche geomeccaniche e sono classificati con le lettere:

A) formazione di litoidi o suoli omogenei molto rigidi;

B) depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti (N_{spt}>50);

C) depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza (15<N_{spt}<50);

D) depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti (N_{spt}<15);

E) profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionati;

Ciascuna categoria di suolo ci fornisce oltre al fattore ***S***, che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione, anche i parametri T_b, T_c, T_d che caratterizzano lo spettro, sia per quanto riguarda la componente orizzontale, che per quella verticale.

Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali				
Categoria di suolo	S	T_b	T_c	T_d
A	1,00	0,15	0,40	2,00
B,C,E	1,25	0,15	0,50	2,00
D	1,35	0,20	0,80	2,00
Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale				
Categoria suolo	S	T_b	T_c	T_d
A, B, C, D, E	1,00	0,05	0,15	1,00

I restanti due, rispettivamente definiti con S_1 ed S_2, vengono presentati solo in termini descrittivi, rimandando la definizione dei parametri meccanici attraverso indagini di sito specifiche.

6.2 ZONE DI INTENSITÀ SISMICA

Il territorio Italiano viene considerato praticamente TUTTO sismico.

Il parametro di intensità sismica è definito attraverso il picco di accelerazione al suolo **(PGA**), che caratterizza la massima accelerazione attesa, espressa in percentuale dell'accelerazione di gravità, nella zona interessata, che, moltiplicata per S (parametro di caratterizzazione del suolo), coincide con l'ordinata dello spettro di risposta per T=0.

zona 1	a_g = 0,35g
zona 2	a_g = 0,25g
zona 3	a_g = 0,15g
zona 4	a_g = 0,05g

6.3 COEFFICIENTE DI SMORZAMENTO VISCOSO EQUIVALENTE

Gli spettri possono essere calcolati per qualsiasi valore del **coefficiente di smorzamento viscoso equivalente** x attraverso il parametro η. Gli spettri sono definiti in considerazione di un valore minimo del coefficiente ξ=5%. Ciò è assunto valido genericamente per le strutture a base fissa convenzionali.

Quando si procede alla definizione degli spettri elastici per strutture con isolamento alla base, il coefficiente ξ deve tenere conto delle caratteristiche dissipative degli isolatori e pertanto η porterà ad un abbattimento dello spettro (ad es. per ξ=15 $\rightarrow$ η=0.707, con proporzionale decremento dell'ordinata spettrale).

6.4 FATTORE D'IMPORTANZA

Cat.	**Edifici**	Fattore Importanza
I	Altamente strategici *(ospedali, municipi, caserme vigili del fuoco, opere d'arte per vie di fuga e di accesso soccorsi, ...)*	1.4
II	Edifici a numero di vittime potenzialmente elevato *(scuole, teatri, centri commerciali, chiese,...)*	1.2
III	Edifici ordinari	1.0

Cat.	**Ponti**	Fattore Importanza
I	Ponti d' importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico, e ponti il cui collasso potrebbe provocare un numero particolarmente elevato di vittime.	1.3
II	Ponti d' importanza normale	1.0

Rappresenta un fattore moltiplicativo dell'azione sismica di progetto teso ad aumentare la protezione delle strutture ritenute a maggiore *'impatto sismico'*. Vengono così individuate, per gli edifici, 3 categorie di importanza, ad ognuna delle quali viene associato un diverso livello di protezione sismica. Per i ponti invece l'Ordinanza ne individua solamente 2.

6.5 COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA

6.5.1 Componenti Orizzontali

Lo spettro di risposta **elastico** è costituito da una forma spettrale (SPETTRO NORMALIZZATO) definita dalle seguenti espressioni:

- $\mathbf{0 \le T < T_B} \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2{,}5 - 1)\right]$
- $\mathbf{T_B \le T < T_C} \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5$
- $\mathbf{T_C \le T < T_D} \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right]$
- $\mathbf{T_D \le T} \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right]$

in cui:

a_g accelerazione sismica di progetto;

S fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del terreno;

η termine correttivo che tiene conto dello smorzamento strutturale; vale 1 per un rapporto di smorzamento viscoso del 5% ed è dato dall'espressione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + x}} \ge 0{,}55 \quad ;$$

NOTA: la 3274 consente pertanto un x_{max}»28%.

T periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dal profilo stratigrafico.

Lo spettro di risposta **di progetto** è definito da quello elastico a meno del fattore 1/q (per η=1):

- $0 \le T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - 1\right)\right]$
- $T_B \le T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$
- $T_C \le T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right]$
- $T_D \le T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right]$

6.5.2 Componente Verticale

Lo spettro di risposta **elastico** è definito dalle seguenti espressioni:

- $0 \le T < T_B \quad S_{ve}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (h \cdot 3 - 1)\right]$
- $T_B \le T < T_C \quad S_{ve}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot h \cdot 3$
- $T_C \le T < T_D \quad S_{ve}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot h \cdot 3 \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right]$
- $T_D \le T \quad S_{ve}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot h \cdot 3 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right]$

Lo spettro di risposta **di progetto** è definito da quello elastico a meno del fattore 1/q (per η=1):

- $0 \le T < T_B \quad S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{3}{q} - 1\right)\right]$
- $T_B \le T < T_C \quad S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3}{q}$
- $T_C \le T < T_D \quad S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right]$
- $T_D \le T \quad S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right]$

EDIFICI

La valutazione delle azioni verticali è obbligatoria nei casi in cui siano presenti:

- elementi orizzontali con luci >20 m;
- elementi principali precompressi;
- elementi a mensola;
- strutture di tipo spingente;
- pilastri in falso;
- piani sospesi;
- sistema di isolamento con K_v/K_{esi}<800.

E' consentito utilizzare modelli parziali comprendenti gli elementi indicati, purché si abbia l'effettiva attendibilità di questi, anche in relazione ai vincoli di continuità e delle condizioni al contorno.

PONTI

La valutazione delle azioni verticali è obbligatoria nei casi in cui siano presenti:

- luce maggiore di 60 m;
- sistema di isolamento con K_v/K_{esi}<800;
- in ogni caso in cui i suoi effetti siano significativi.

Il fattore 'q' per i ponti da associare all'azione verticale deve essere sempre pari a 1.

6.6 IMPIEGO DI ACCELEROGRAMMI

L'azione sismica può essere rappresentata ricorrendo all'uso di accelerogrammi, artificiali, simulati o naturali, purché spettrocompatibili.

ACCELEROGRAMMI PER STRUTTURE A BASE FISSA

La coerenza con lo spettro elastico è verificata con il rispetto della media delle ordinate spettrali ottenute dagli accelerogrammi, in corrispondenza dello smorzamento equivalente di progetto *(a base fissa 5%)*.

Per la generazione degli accelerogrammi la durata deve essere funzione della magnitudo e dei parametri fisici del sito (a_g ed S). In assenza di indicazioni specifiche, per la parte pseudo-stazionaria, si assume una durata di 10 sec

NOTA: per i tratti crescente e decrescente, in mancanza di precise indicazioni, si segnala che le Linee Guida del 98, prescrivono rispettivamente valori non inferiori 4 e 3 sec. per un tratto stazionario di 15 sec. Nel caso quindi di stazionario di 10 sec. si ottengono proporzionalmente valori di 2.67 e 2 sec per una durata totale dell'accelerogramma di »15 sec.

ACCELEROGRAMMI PER STRUTTURE ISOLATE

Vale quanto sopra con gli ulteriori accorgimenti:

- la parte pseudostazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti di intensità crescente da 0 e decrescente a 0 per una durata complessiva dell'accelerogramma ≥ 25 sec;

  NOTA: con riferimento alla nota precedente un criterio potrebbe essere quello di amplificare i relativi tratti crescenti, stazionario e decrescente per un fattore dato dal rapporto 25/15 ottenendo le seguenti durate approssimative:

  *crescente: 2.67*25/15 » 4.5 sec,*
  *stazionario: 10*25/15 » 17.0 sec,*
  *decrescente: 2*25/15 » 3.5 sec.*

- coerenza con lo spettro elastico:
  - $0.8T_{bf} \leq T \leq 1{,}2T_{is}$
    → media ordinate spettrali ≥ 90% ord. spettr. di riferimento;
  - per i periodi esterni a questo intervallo:
    → media ordinate spettrali ≥ 80% ord. spettr. di riferimento;

NOTA: l'uso degli accelerogrammi può essere utilizzato oltre che nell'analisi dinamica non lineare, anche in quella dinamica lineare, purché si ricorra all'integrazione al passo dell'equazione del moto.

ANALISI PIANA

L'azione sismica deve essere rappresentata da almeno 3 accelerogrammi in x e 3 in y, tra loro diversi i cui effetti devono essere combinati secondo quanto riportato al paragrafo successivo.

ANALISI SPAZIALE

L'azione sismica deve essere rappresentata da almeno 3 gruppi, ogni gruppo formato da 1 accelerogramma in x, 1 in y e 1 in z, tra loro diversi e agenti contemporaneamente.

6.7 COMBINAZIONE DELLE COMPONENTI SISMICHE E DEGLI EFFETTI

Le azioni sismiche, orizzontali e verticali, sono da considerarsi in generale simultanee indipendenti e si computano come somma degli effetti.

EDIFICI

Il contributo delle azioni orizzontali può essere valutato come:

- SRSS dei massimi degli effetti delle azioni applicate separatamente nelle due direzioni:

$$\mathbf{E} = (\mathbf{E}_x^2 + \mathbf{E}_y^2)^{1/2}$$

con E = effetto dell'azione sismica;

- massimo nella direzione di azione del sisma + 30% del massimo conseguente all'applicazione nell'altra direzione.

$$\mathbf{E}_x = \mathbf{e}_x + 0.3\mathbf{e}_y$$

$$\mathbf{E}_y = \mathbf{e}_y + 0.3\mathbf{e}_x$$

con E_i = effetto dell'azione sismica.

Solo per i casi in cui è obbligatoria la valutazione delle azioni verticali, qualora l'effetto conseguente all'azione orizzontale superi il 30% di quello dovuto alle azioni verticali, vale la seguente regola di combinazione degli effetti, sempre per azioni applicate indipendentemente:

$$\mathbf{E}_x = \mathbf{e}_x + 0.3(\mathbf{e}_z + \mathbf{e}_y)$$

$$\mathbf{E}_y = \mathbf{e}_y + 0.3(\mathbf{e}_x + \mathbf{e}_z)$$

$$\mathbf{E}_z = \mathbf{e}_z + 0.3(\mathbf{e}_x + \mathbf{e}_y)$$

con E_i = effetto dell'azione sismica.

PONTI

Il contributo delle azioni orizzontali e, ove previsto, verticali può essere valutato come:

- per analisi della risposta in campo lineare:
  - ogni azione è indipendente dalle altre, l'effetto sulla struttura come combinazione degli effetti ottenuta secondo SRSS:

$$\mathbf{E} = (\mathbf{E}_x^2 + \mathbf{E}_y^2 + \mathbf{E}_z^2)^{1/2}$$

con E = effetto dell'azione sismica;

  - ogni singolo effetto massimo è quello conseguente alla combinazione più sfavorevole delle azioni come di seguito:

$$\mathbf{A}_{Ex} + 0.3\mathbf{A}_{Ey} + 0.3\mathbf{A}_{Ez}$$

con A = componente dell'azione sismica;

- per analisi della risposta in campo NON lineare, con integrazione al passo:
  - azioni orizzontali e, ove richiesto, verticali, applicate simultaneamente;
  - effetti massimi ottenuti come media degli effetti più sfavorevoli per ciascuna coppia (o tripletta) di accelerogrammi (p.to 9.4).

6.8 COMPARAZIONE TRA IL D.M.1996 E L'ORDINANZA N. 3274.

Per maggiore chiarezza circa la comprensione del differente approccio tra la normativa precedente e quella attuale nella definizione dell'azione sismica, si propone di seguito, articolata in un percorso parallelo per voci coerenti, la comparazione della successione dei passi necessari all'individuazione del dato finale di input.

Ne emergono le seguenti considerazioni:

- il DM 1996 fornisce direttamente lo spettro di PROGETTO, mentre con l'Ord. 3274 si parte dallo spettro ELASTICO, che deve essere poi ridotto a seconda dello Stato Limite

che si intende verificare mediante il coefficiente di struttura;

- gli spettri ottenuti nella comparazione sotto riportata non sono pertanto direttamente confrontabili in quanto riferiti a due 'qualità' differenti;
- l'impiego degli spettri definiti dall'Ord. 3274 comporta comunque azioni sismiche significativamente superiori rispetto al DM 1996; ciò e vero sia allo SLU, anche in considerazione del coefficiente di struttura più alto (q=5.85), sia, e a maggior ragione, per lo SLD in considerazione del coefficiente di struttura unico (q=2.5);
- va comunque considerato che il conseguente aggravio progettuale si stempera in considerazione dei seguenti aspetti:
  - il diverso approccio:
    - di definizione dei carichi agenti,
    - di combinazione di questi con l'azione sismica;
    - di verifica, con riferimento ai coefficienti dei materiali;
  - la possibilità di utilizzare coefficienti di smorzamento viscoso maggiori del 5%, nel caso di isolamento sismico, attraverso la variazione conseguente del parametro η $(0.55 \leq h \leq 1)$.

D.M. 16.01.1996

A) VALUTAZIONE COEFFICIENTE DI FONDAZIONE (?)

a) di regola ? = 1
b) in presenza di stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 metri, soprastanti terreni coesivi o litoidi con caratteristiche meccaniche significativamente superiori ? = 1,3

B) VALUTAZIONE COEFFICIENTE DI INTENSITA' SISMICA

C = (S-2) / 100

- zona 1 S = 12 ottengo C = 0,10
- zona 2 S = 9 ottengo C = 0,07
- zona 3 S = 6 ottengo C = 0,04

C) VALUTAZIONE PERIODO PROPRIO DELLA STRUTTURA T

(è consentito non calcolare T; in questo caso si assume R=1)

ORDINANZA N.3274

A) VALUTAZIONE CATEGORIE DI SUOLO DI FONDAZIONE (S)

A) formazione di litoidi o suoli omogenei molto rigidi
B) depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti (N_{spt}>50)
C) depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza (15<N_{spt}<50)
D) depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti (N_{spt}<15)
E) profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali

Ciascuna categoria di suolo ci fornisce oltre al fattore s, che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione, anche i parametri T_b, T_c, T_d che caratterizzano lo spettro.

Categoria suolo	S	T_b	T_c	T_d
A	1,00	0,15	0,40	2,00
B,C,E	1,25	0,15	0,50	2,00
D	1,35	0,20	0,60	2,00

B) VALUTAZIONE ZONA SISMICA E PARAMETRO a_g

- zona 1 a_g = 0,35g
- zona 2 a_g = 0,25g
- zona 3 a_g = 0,15g
- zona 4 a_g = 0,05g

C) VALUTAZIONE PERIODO PROPRIO DELLA STRUTTURA T

(da eseguire sempre, anche se in modo approssimato)

**D) VALUTAZIONE COEFFICIENTE DI STRUTTURA **

a) di regola ß=1
b) nel caso in cui nella struttura vi siano telai ed irrigidimenti verticali ß = 1,2
c) per gli appoggi da ponte ß=2,5 (D.M. 04/05/1990)

E) VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI IMPORTANZA (I)

EDIFICI

a) opere di importanza primaria I = 1,4
b) opere che presentano un particolare rischio I = 1,2
c) opere che non rientrano nelle prime due categorie I = 1,0

F) VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI RISPOSTA: R

Il coefficiente di risposta dipende dal periodo proprio relativamente alla direzione considerata.

- per $T > 0,8$ sec. $R = 0,862 / T_o^{2/3}$
- per $T = 0,8$ sec. $R = 1,0$

N.B.: Per T non valutato, R =1,0

G) SPETTRO DI PROGETTO IN TERMINI DI ACCELERAZIONI

Gli effetti sismici vengono quindi valutati adottando per lo spettro di risposta, in termini di accelerazioni, l'espressione:

a / g = C R ? I

D) NESSUNA VALUTAZIONE COEFFICIENTE DI STRUTTURA ß

D/bis) VALUTAZIONE DEL FATTORE DI STRUTTURA q

(per la determinazione dei valori di q si rimanda al capitolo 7)

E) VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI IMPORTANZA (I)

EDIFICI

a) opere di importanza primaria I = 1,4
b) opere che presentano un particolare rischio I = 1,2
c) opere che non rientrano nelle prime due categorie I = 1,0

F) VALUTAZIONE SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO PER x = 5%

Lo spettro di risposta elastico è costituito da una forma spettrale (SPETTRO NORMALIZZATO) moltiplicata per il valore dell'accelerazione (a_g S) del terreno che caratterizza il sito

- per $0 < T < T_b$ $S_e(T) = a_g S [1+ T/T_b (2,5 – 1)]$
- per $T_b < T < T_c$ $S_e(T) = a_g S 2,5$
- per $T_c < T < T_d$ $S_e(T) = a_g S 2,5 (T_c/T_t)$
- per $T > T_d$ $S_e(T) = a_g S 2,5 (T_c T_d / T^2)$

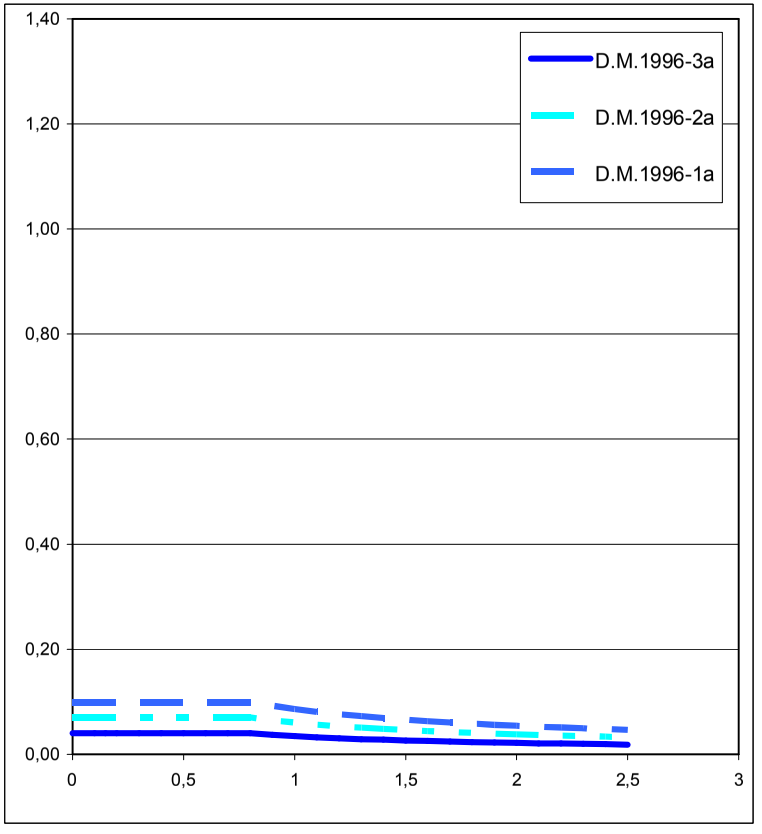
G.1) SPETTRO DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Ai fini del progetto, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso il fattore di struttura **q**. L'azione sismica di progetto $S_d(T)$ è, in tal caso, data dallo spettro elastico con le ordinate ridotte utilizzando il coefficiente di struttura, che viene definito in funzione dei materiali, delle tipologie costruttive e della geometria della struttura.

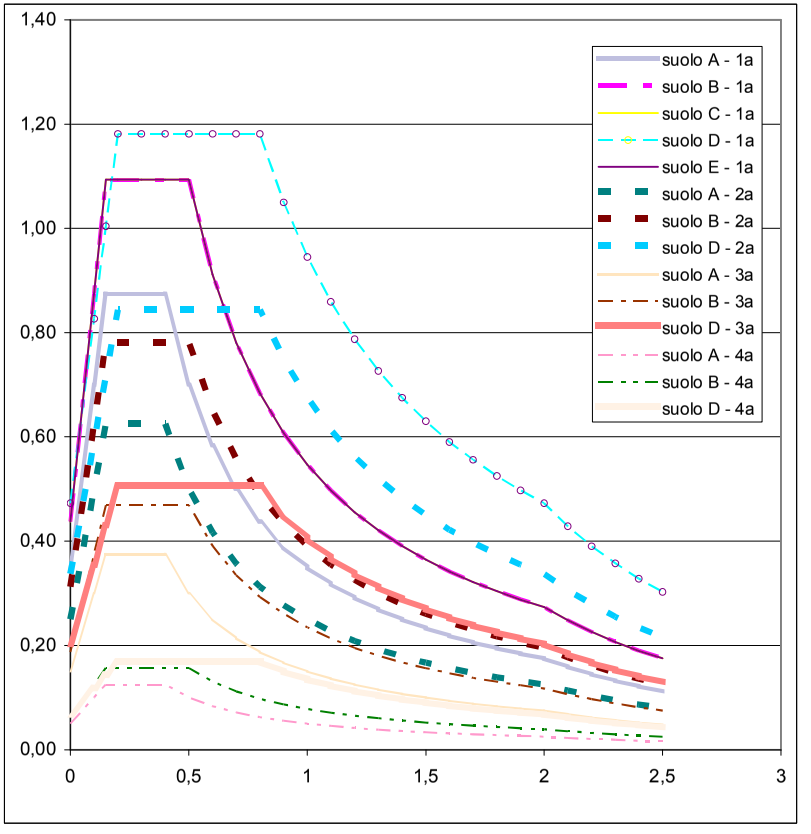
G.2) SPETTRO DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE DI DANNO (SLD)

Lo spettro di progetto da adottare è ottenuto riducendo lo spettro elastico secondo un fattore di 2,5.

Spettro di progetto



Spettro elastico da dividere per il fattore di struttura per ottenere quello di progetto



7 DEFINIZIONE E VALUTAZIONE DEI COEFFICIENTI DI STRUTTURA (q)

7.1 COEFFICIENTI DI STRUTTURA PER GLI EDIFICI

Il fattore di struttura **q** dipende dalla tipologia strutturale (q_0), dalla classe di duttilità (K_D) e dalla regolarità in altezza (K_R). Per quanto detto esso può variare per ciascuna direzione.

Dovrà essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo complesso possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura adottato. Questa condizione può ritenersi soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche e il principio di gerarchia delle resistenze così come indicato nella normativa.

SISTEMA COSTRUTTIVO	SOTTOINSIEMI STRUTTURALI		ß	a_u / a_1	$q_o = ß\, a_u/a_1$	K_D		K_R		$q = q_0 K_D K_R$			
						CD'A'	CD''B'	REGOLARE	NON REGOLARE	CD'A' REGOLARE	CD'A' NON REGOLARE	CD'B' REGOLARE	CD'B' NON REGOLARE
EDIFICI CON STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO	**TELAIO**	1 PIANO	4.50	1.10	4.95	1.00	0.70	1.00	0.80	**4.95**	**3.96**	**3.46**	**2.77**
		A PIU' PIANI CON 1 CAMPATA		1.20	5.40	1.00	0.70	1.00	0.80	**5.40**	**4.32**	**3.78**	**3.02**
		A PIU' PIANI A PIU' CAMPATE		1.30	5.85	1.00	0.70	1.00	0.80	**5.85**	**4.68**	**4.09**	**3.27**
	PARETI	NON ACCOPPIATE	4.00	1.10	4.40	1.00	0.70	1.00	0.80	**4.40**	**3.52**	**3.08**	**2.46**
		ACCOPPIATE		1.20	4.80	1.00	0.70	1.00	0.80	**4.80**	**3.84**	**3.36**	**2.68**
	MISTE TELAIO - PARETI		4.00	1.20	4.80	1.00	0.70	1.00	0.80	**4.80**	**3.84**	**3.36**	**2.68**
	A NUCLEO		3.00	1.00	3.00	1.00	0.70	1.00	0.80	**3.00**	**2.40**	**2.10**	**1.68**

SLU - Ai fini del progetto, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso il **fattore di struttura q**. L'azione sismica di progetto è data dallo spettro di risposta elastico ridotto del fattore q.

SLD - Lo spettro è ottenuto riducendo lo spettro elastico secondo un fattore fisso pari a 2,5.

7.2 COEFFICIENTI DI STRUTTURA PER I PONTI

Il fattore di struttura **q** da utilizzare dipende dalla tipologia strutturale, dallo **sforzo normale ridotto** ($?_k = N_d/f_{ck}A_c$) e dalla geometria del ponte. Nel caso dei ponti il coefficiente **q** può variare nelle due direzioni.

Dovrà essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo complesso possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura adottato. Questa condizione può ritenersi soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche e il principio di gerarchia delle resistenze così come indicato nella normativa.

TIPOLOGIA		q		
		GEOMETRIA REGOLARE $r' = r_{i\,max}/r_{i\,min} < 2$		GEOMETRIA NON REGOLARE $r' = r_{i\,max} / r_{i\,min} > 2$
		$?_k = 0.30$	$0.30 < ?_k = 0.60$	Funzione di q (geometria regolare)
PONTI CON PILE IN C.A. ED IMPALCATO A TRAVATA CONTINUA	CON PILE A COMPORTAMENTO FLESSIONALE (H/L > 3.5)	**3.50**	**$q(?_k) = 3,5 – [?_k/0.30 – 1]\ 2,5$**	**$q_r = q\ (2/r')$**
	CON PILE TOZZE (H/L < 1)	**1.00**	**1.00**	**1.00**
	SPALLE	**1.00**	**1.00**	**1.00**
PONTI DI DIVERSA TIPOLOGIA (ad arco, strallati, a portale con pile inclinate)		**1.00**		

NOTE:

- per 1 < H/L< 3.5 il relativo coefficiente di struttura si ottiene per interpolazione lineare;
- lo sforzo normale ridotto η_k non può superare il valore di 0.60;
- r_i inteso come il rapporto tra il momento alla base della pila 'i' prodotto dalla azione sismica di progetto e il corrispondente momento resistente, valutato per ciascuna pila;

I coefficienti si applicano alle singole pile per ciascuna delle due direzioni principali per i ponti isostatici, mentre sono da applicare all'intera opera, separatamente per le due direzioni, nei casi di ponti a travata continua. Potranno essere adottati valori di q diversi da quelli tabellati solo se le richieste di duttilità vengono verificate mediante analisi dinamica non lineare.

SLU - Ai fini del progetto, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso il **fattore di struttura q**. L'azione sismica di progetto è data dallo spettro di risposta elastico ridotto del fattore q.

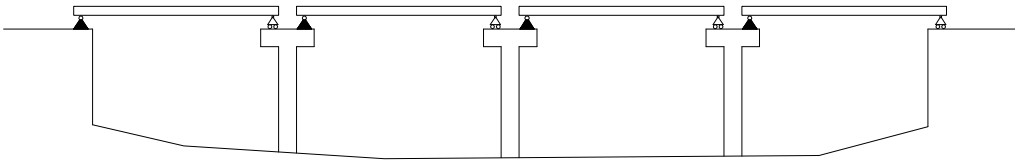
SLD - Lo spettro è ottenuto riducendo lo spettro elastico secondo un fattore fisso pari a 2,5.

LEGENDA

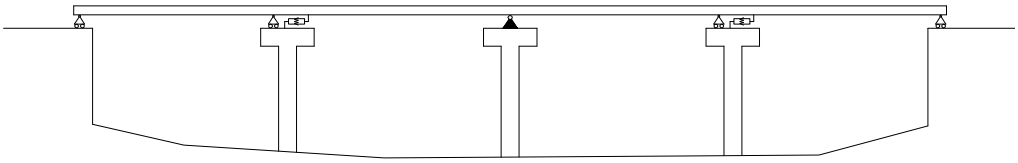
VINCOLO FISSO

CARRELLO

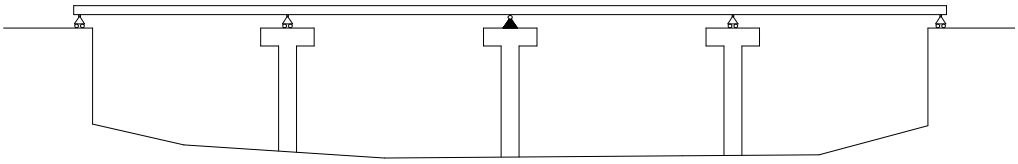
DISPOSITIVO OLEODINAMICO



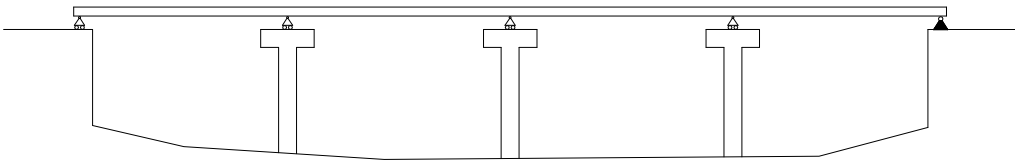
ponti isostatici



A ponti a travata continua
vincolo fisso dinamico sulla pila centrale
e spalle con carrelli



B ponti a travata continua
vincolo fisso sulla pila centrale



C ponti a travata contnua
vincolo fisso sulla spalla

Fig.16 – schemi di vincolo

7.2.1 Ponti Isostatici (campate indipendenti)-fig.16

Direzione LONGITUDINALE e TRASVERSALE: vincolo fisso ad ogni estremità di campata. Ogni elemento verticale (spalla/pila) viene verificato con riferimento alla campata di competenza.

- Il coefficiente di struttura deve essere valutato per ogni pila in funzione delle sue caratteristiche geometriche.
- Il conseguente spettro di progetto verrà utilizzato per la verifica nelle due direzioni.
- perde di significato la verifica del fattore r';
- procedura:
  - valutazione di η_k in funzione dei carichi verticali;
  - determinazione di q in funzione di η_k;
  - analisi delle sollecitazioni prodotte dall'azione sismica di progetto con il metodo di calcolo appropriato;

IMPORTANTE: va verificato che tra pile attigue la composizione degli spostamenti sismici non comporti la perdita di funzionalità degli appoggi mobili.
In considerazione che le singole pile vengono verificate separatamente, la composizione è da intendersi come somma in termini assoluti del massimo degli spostamenti (asincronismo).

7.2.2 Ponti a Travata Continua (rispetto ai carichi orizzontali: es. continuità in soletta)-fig.16

A) Direzione LONGITUDINALE e *vincolo fisso intermedio, 'dinamico' su tutte le pile,* ***spalle con carrelli*** (vincolo fisso d'esercizio su una pila e tutti carrelli sulle altre in grado di trasformarsi in ulteriori vincoli fissi per azioni di tipo dinamico: ad. es. mediante impiego di dispositivi di accoppiamento oleodinamico):

- Il coefficiente di struttura deve essere singolo e valutato sulle sole caratteristiche delle pile.
- Il conseguente spettro di progetto verrà utilizzato per la verifica nella SOLA direzione longitudinale.
- In considerazione del fatto che in un ponte/viadotto si possono avere pile con caratteristiche tali da comportare un q differente per la stessa struttura si opererà secondo la seguente procedura:
  - valutazione dei vari ηk in funzione dei carichi verticali;
  - determinazione di q per ogni pila in funzione di η_k, valutato con riferimento ai parametri geometrici (H/L), nell'ipotesi di geometria regolare;

- si ipotizza un coefficiente di struttura q unico, pari a quello più sfavorevole,
- analisi delle sollecitazioni prodotte dall'azione sismica di progetto con il metodo di calcolo appropriato;
- valutazione del rapporti r_i;
- verifica della regolarità del sistema ($r' = r_{imax}/r_{imin}<2$), ovvero aggiornamento di q in funzione di r' (geometria non regolare);
- eventuale successiva iterazione per aggiornare le sollecitazioni negli elementi strutturali con il nuovo spettro di progetto in relazione al nuovo q

IMPORTANTE: le spalle vengono verificate comunque con q=1 considerando le azioni relative agli effetti dinamici legati alla massa propria combinate con quelle relative all'attrito degli appoggi.

B) Direzione LONGITUDINALE e vincolo fisso su una pila: spalle e rimanenti pile con carrelli:

- Per la pila con vincolo fisso il coefficiente di struttura è valutato come per le pile dei ponti isostatici, considerando però come massa sismica quella di tutto l'impalcato;

IMPORTANTE: le rimanenti pile e spalle vengono verificate con i coefficienti q di competenza considerando le azioni relative agli effetti dinamici, legati alla massa propria, combinate con quelle relative all'attrito degli appoggi.

C) Direzione LONGITUDINALE e *vincolo fisso sulla spalla*:
- q=1

D) Direzione TRASVERSALE (vincoli fissi su ogni allineamento di appoggio: spalle/pile)
- q=1

NOTA: giunti e appoggi devono essere dimensionati per rimanere pienamente efficienti per il massimo spostamento relativo derivante dalla somma degli effetti dinamici e pseudostatici (vedi p.to 10.2.2.3)

7.3 COEFFICIENTI DI STRUTTURA PER GLI EDIFICI ISOLATI

Il progetto di un edificio con isolamento sismico presenta criteri e regole differenti rispetto a quello di un edificio a base fissa. Il sistema di isolamento viene posto al di sotto della costruzione o sotto una porzione rilevante, con lo scopo di migliorare la risposta nei confronti di azioni sismiche orizzontali. Ne consegue la divisione in **sottostruttura** e **sovrastruttura.** Queste sono sottoposte per effetto del sisma ad azioni e sollecitazioni differenti. Entrambe, comunque, devono rimanere *sostanzialmente* in campo elastico. Nel progetto della sovrastruttura si fa riferimento alle prescrizioni relative alle strutture con bassa duttilità (**CD'B'**). Una affidabilità superiore viene richiesta invece al **sistema di isolamento** che deve essere verificato sperimentalmente secondo procedure e prove che verranno illustrate nel cap.11 relativo agli isolatori e dispositivi ausiliari.

NOTA: A differenza di quanto accade per gli edifici a base fissa, per la sovrastruttura lo spettro relativo allo SLU è più alto di quello relativo allo SLD, in quanto essa deve rimanere sempre sostanzialmente in campo elastico senza poter attingere alle riserve di duttilità (è ammesso un q di poco superiore a 1)

SISTEMA COSTRUTTIVO	SOTTOINSIEMI STRUTTURALI		ß	α_u/α_1	**q=ß α_u/α_1**
EDIFICI CON STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO	**TELAIO**	1 PIANO	1.15	1.10	**1.265**
		A PIU' PIANI CON 1 CAMPATA		1.20	**1.38**
		A PIU' PIANI A PIU' CAMPATE		1.30	**1.495**
	PARETI	NON ACCOPPIATE		1.10	**1.265**
		ACCOPPIATE		1.20	**1.38**
	MISTE TELAIO - PARETI			1.20	**1.38**
	A NUCLEO			1.00	**1.15**

Le verifiche da eseguire nel progetto di un edificio isolato sono quelle riportate nello schema seguente.

SOVRASTRUTTURA:

SLU - sollecitazioni valutate per un'azione sismica data dallo spettro di risposta elastico con le ordinate ridotte del fattore di struttura **q** riportato in tabella *(fermo restando la ulteriore riduzione conseguente all'eventuale dissipazione del sistema d'isolamento con x>5)*

SLD - sollecitazioni valutate per un'azione sismica data dallo spettro di risposta elastico con le ordinate ridotte di un fattore pari a **2.5** *(fermo restando la ulteriore riduzione conseguente all'eventuale dissipazione del sistema d'isolamento x>5)*

SISTEMA D'ISOLAMENTO

SLU - sollecitazioni valutate per un'azione sismica data dallo spettro di risposta elastico *(fermo restando la riduzione conseguente all'eventuale dissipazione del sistema d'isolamento x>5)*

SLD - Non è necessario se le verifiche allo SLU, di cui sopra, sono soddisfatte

SOTTOSTRUTTURA:

SLU - sollecitazioni derivanti dal sistema d'isolamento + quelle ottenute dal prodotto della massa della sottostruttura per a_g (accelerazione del terreno [PGA]: T=0)

SLD - Non è necessario se le verifiche allo SLU, di cui sopra, sono soddisfatte

7.4 COEFFICIENTI DI STRUTTURA PER I PONTI ISOLATI

Nel caso dei ponti, il sistema di isolamento viene posto tra impalcato e pile/spalle al fine di ridurre le sollecitazioni di interazione.

Così facendo sia la porzione di struttura al di sopra del sistema di isolamento (**impalcato**), che quella al di sotto (**sottostruttura**), devono mantenersi sostanzialmente in campo elastico.

Una affidabilità superiore viene comunque richiesta al sistema di isolamento che deve essere verificato sperimentalmente secondo procedure e prove che verranno illustrate nel cap.11 relativo agli isolatori e ai dispositivi ausiliari.

NOTA: Come per gli edifici isolati, l'adozione dell'isolamento comporta che nella progettazione non si deve far riferimento alle regole del principio della gerarchia delle resistenze e ai conseguenti dettagli costruttivi per la duttilità.

Le verifiche da eseguire nel progetto di un ponte isolato sono quelle riportate nello schema seguente.

IMPALCATO:

SLU - sollecitazioni valutate per un'azione sismica data dallo spettro di risposta elastico: q=1 *(fermo restando la ulteriore riduzione conseguente all'eventuale dissipazione del sistema d'isolamento $x>5$)*

SLD - sollecitazioni valutate per un'azione sismica data dallo spettro di risposta elastico con le ordinate ridotte di un fattore pari a **2.5** *(fermo restando la ulteriore riduzione conseguente all'eventuale dissipazione del sistema d'isolamento $x>5$)*

SISTEMA D'ISOLAMENTO

SLU - sollecitazioni valutate per un'azione sismica data dallo spettro di risposta elastico *(fermo restando la riduzione conseguente all'eventuale dissipazione del sistema d'isolamento$x>5$)*

SLD - Non è necessario se le verifiche allo SLU, di cui sopra, sono soddisfatte

SOTTOSTRUTTURA:

SLU - sollecitazioni derivanti dal sistema d'isolamento + quelle ottenute dal prodotto della massa della sottostruttura per a_g (accelerazione del terreno [PGA]: T=0)

SLD - Non è necessario se le verifiche allo SLU, di cui sopra, sono soddisfatte

8 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

8.1 COMPARAZIONE TRA IL D.M. 1996 E L'ORDINANZA N.3274

D.M. 16.01.1996
Nel DM 96 l'azione sismica viene combinata con le sollecitazioni dovute ai carichi non sismici secondo la relazione:

$\alpha'_p \pm \gamma_E * \alpha$

in cui:
$\alpha'_p = \gamma_g * G_k + \gamma_q * [Q_{tk} + S^n_{i=2}(\psi_{0,i} * Q_{ik})]$

rappresenta la combinazione dei carichi non sismici agenti sulla struttura contemporaneamente al sisma, escluso il vento, dove :
G_k= **valore caratteristico** delle azioni permanenti ;
P_k= valore caratteristico della forza di precompressione;
Q_{tk}= valore caratteristico del sovraccarico variabile di base;
Q_{ik}= valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
γ_g= 1,4 (oppure 1 se il contributo aumenta la sicurezza);
γ_p= 1,2 (oppure 0,9 se il contributo aumenta la sicurezza);
γ_q= 1,5 (oppure 0 se il contributo aumenta la sicurezza);
$\psi_{0,i}$= coefficienti di combinazione allo stato limite ultimo;

Destinazione d'uso	**SLU** ψ_{0i}
Abitazioni,uffici	0,7
Neve	0,7
Vento	0,0

ORDINANZA N.3274
La verifica allo SLU e allo SLD deve essere effettuata secondo la seguente combinazione dell'azione sismica con gli effetti delle altre azioni:

$\gamma_i * E + G_k + P_k + \sum(\psi_{ji} * Q_{ki})$

in cui:
$\gamma_i * E$= azione sismica per lo stato limite in esame;
G_k= carichi permanenti al loro valore caratteristico;
P_k= valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute;
Q_{ki}= valore caratteristico della azione variabile Q_i;
ψ_{ji}= ψ_{2i}(SLU) coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente dell'azione variabile Q_i;
ψ_{0i}(SLD) coefficiente di combinazione che fornisce il valore raro dell'azione variabile Q_i;

Destinazione d'uso	**SLD** ψ_{0i}	**SLU** ψ_{2i}
Abitazioni,uffici	0,7	0,3
Uffici aperti al pubblico,scuole, negozi, Autorimesse	0,7	0,6
Tetti e coperture con neve	0,7	0,2
Magazzini, archivi e scale	1,0	0,8
Vento	0,0	0,0

Il termine $\gamma_E * \alpha$ rappresenta l'azione sismica valutata tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali secondo la relazione:
$W = G_i + s * Q_i$

Locale	**s**
Locali d'abitazione, uffici non aperti al pubblico, alberghi, coperture, balconi	**0,33**
Locali suscettibili di affollamento (uffici aperti al pubblico, ristoranti, caffè, banche, aule scolastiche, caserme, ospedali, ecc.)	**0,5**
Locali suscettibili di grande affollamento (sale per convegni o spettacoli, chiese e tribune, negozi, archivi, biblioteche, depositi, magazzini, laboratori, officine, rimesse, parcheggi, contenitori, scale, ecc.)	**1,0**

L'azione sismica di progetto si ottiene moltiplicando le masse associate ai carichi gravitazionali per lo spettro di progetto in termini di accelerazione:
$\gamma_E * \alpha = \gamma_E * (a/g) * g * W$

con γ_E=1,5 allo SLU, mentre α è l'azione dovuta al sisma.

N.B.:
Le altre combinazioni che non sono da associare all'azione sismica hanno il coefficiente $\psi_{0,i}$ che moltiplica il valore caratteristico dell'azione del vento pari a 0,7.

Il termine γ_i*E definisce l'azione sismica valutata tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali definiti come:
$G_k + S_i(\gamma_{Ei} * Q_{ki})$

Dove: $\psi_{Ei} = \psi_{2i} * \varphi$ (SLU) e $\psi_{Ei} = \psi_{0i} * \varphi$ (SLD)

Carichi ai piani		φ
Carichi indipendenti	Ultimo piano	**1,0**
	Altri piani	**0,5**
Archivi		**1,0**
Carichi correlati ad alcuni piani	Ultimo piano	**1,0**
	Piani con carichi correlati	**0,8**
	Altri piani	**0,5**

L'azione sismica di progetto per lo stato limite in esame si ottiene moltiplicando le masse associate ai carichi gravitazionali per lo spettro di progetto in termini di accelerazione:
$\gamma_i * E = G_k + S_i(\gamma_{Ei} * Q_{ki}) * S_d(T)$

I coefficienti ψ_{Ei} tengono conto della probabilità che tutti i carichi $\psi_{2i} * Q_{ki}$ (SLU) o $\psi_{0i} * Q_{ki}$ (SLD) siano presenti sull'intera struttura al momento del sisma, attraverso il tramite del coefficiente φ.

N.B.:
Le altre combinazioni che non sono da associare all'azione sismica hanno il coefficiente $\psi_{0,i}$ che moltiplica il valore caratteristico dell'azione del vento pari a 0,7.

9 METODI DI ANALISI PREVISTI DALL'ORDINANZA 3274

L'ORDINANZA N. 3274 prevede 4 metodi di analisi, che possono essere utilizzati a seconda dei casi e delle limitazioni che ognuno di essi impone:

1) ANALISI STATICA LINEARE

2) ANALISI STATICA NON LINEARE (solo per edifici a base fissa)

3) ANALISI DINAMICA MODALE

4) ANALISI DINAMICA NON LINEARE

Per ognuno di questi metodi, con riferimento agli edifici, saranno descritti in modo sintetico i vari passi da seguire.

9.1. ANALISI STATICA LINEARE

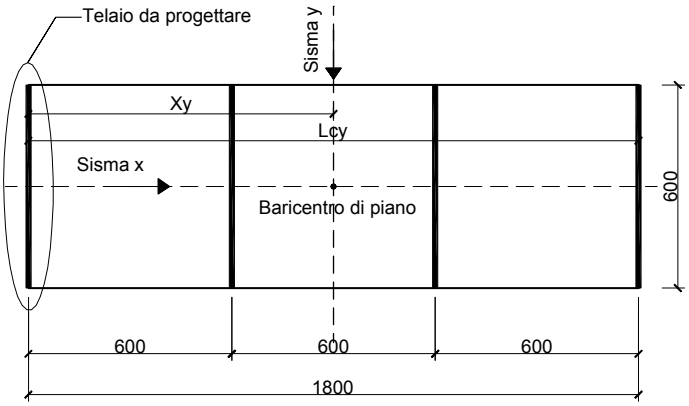
REQUISITI:	a) REGOLARITA' IN PIANTA b) PERIODO DELLA STRUTTURA = 2,5 T_C		
TERMINI NOTI:	a) MASSA b) ALTEZZA c) GEOMETRIA DELLE STRUTTURA		
MODELLAZIONE:	STRUTTURA	REGOLARE IN PIANTA ED IN ALTEZZA	2 MODELLI PIANI SEPARATI, UNO PER CIASCUNA DIREZIONE PRINCIPALE
		NON REGOLARE IN PIANTA MA REGOLARE IN ALTEZZA	MODELLO TRIDIMENSIONALE
	ELEMENTI STRUTTURALI	RIGIDEZZA (flessionale o a taglio) PUO' ESSERE DIMEZZATA IN CONSIDERAZIONE DELLA FESSURAZIONE	

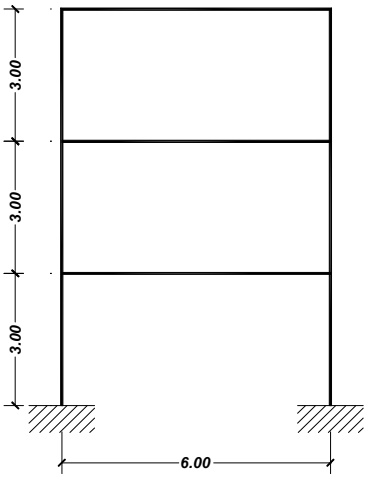
PASSI DA SEGUIRE:

	STATO LIMITE DI DANNO (SLD)		**STATO LIMITE ULTIMO (SLU)**
1	VALUTAZIONE PERIODO DI STRUTTURA **T** (FORMULA APPROSSIMATA: $T=C_1*H^{3/4}$) C_1 = 0.075 per le strutture a telaio in c.a.; 0.05 per gli altri tipi di struttura; (0.085 per strutture intelaiate in acciaio); H = altezza dell'edificio.		
2	DEFINIZIONE DELLO SPETTRO ELASTICO I N FUNZIONE DELLA ZONA SISMICA ($\mathbf{a_g}$) E DEL TIPO DI TERRENO (**S**)		
3	PASSAGGIO ALLO SPETTRO DI PROGETTO OTTENUTO DA QUELLO ELASTICO DIVIDENDO LE ORDINATE SPETTRALI PER UN FATTORE DI **2,5**	3	PASSAGGIO ALLO SPETTRO DI PROGETTO OTTENUTO DA QUELLO ELASTICO DIVIDENDO LE ORDINATE SPETTRALI PER IL FATTORE DI STRUTTURA **q**
4	DETERMINAZIONE DELL'ACCELERAZIONE DI PROGETTO $\mathbf{S_d(T)}$		
5	APPLICAZIONE DI UN SISTEMA DI FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE E DISTRIBUITE IN FUNZIONE DELL'ALTEZZA DEL MANUFATTO $F_i=F_h*(z_i*W_i)/\sum(z_j*W_j)$		
6	VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI	6	VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI
	LA STRUTTURA SI APPROSSIMA SEMPRE IN CAMPO **ELASTICO**		

NOTA: Devono essere considerati i contributi conseguenti agli effetti torsionali (vedi p.to 10.1.2.1)

9.1.1 Esempio Applicativo – TELAIO AD UNA CAMPATA ED A TRE PIANI





ANALISI DEI CARICHI

G_K=5 KN/mq. e Q_K=2 KN/mq

DETERMINAZIONE MASSE DI PIANO

$M_i = G_k + \sum(\Psi_{EI}\, Q_k)\, A$ = 20,16 t

VALUTAZIONE PERIODO PROPRIO STRUTTURA

$T = C_1\, H^{3/4}$ = 0,389 s

ANALISI ZONA SISMICA E DEL TIPO DI TERRENO

ZONA 2 ⇨ a_g=0,25g

SUOLO C ⇨ S=1,25; T_B=0,15; T_C=0,50; T_D=2,00;

VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI STRUTTURA

Tipologia strutturale: telaio a più piani ad una campata: qo=5,40

CD'A' (classe di duttilità alta): K_D=1,0 e Geometria regolare: K_R=1,0

$q = q_0\, K_D\, K_R$ = 5,40

DETERMINAZIONE DI $S_e(T)$ ATTRAVERSO LO SPETTRO DI PROGETTO

$S_e(T) = a_g\, S\, 2{,}5/q$ = 1,41 m/s^2

APPLICAZIONE DEL SISTEMA DI FORZE

Le forze di piano saranno calcolate con la seguente espressione: $\mathbf{F_i = F_h\,(z_i\, W_i) / \sum (z_j\, W_j)}$

$W_{tot} = W_1 + W_2 + W_3 = (M_1 + M_2 + M_3)\, g$ = 593 KN

$F_h = S_e(T)\, W_{tot}\, \lambda / g$ = 72,48 KN

Le forze di piano saranno quindi:

F_1=72,48(3*20,16)/[(3*20,16)+(6*20,16)+(9*20,16)]

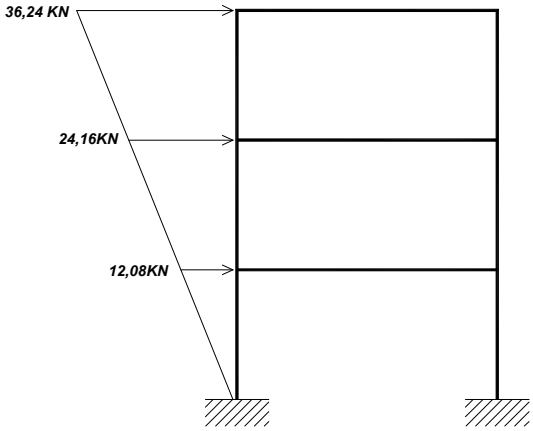
F_1=12,08 KN

F_2=72,48(6*20,16)/[(3*20,16)+(6*20,16)+(9*20,16)]

F_2=24,16 KN

F_3=72,48(9*20,16)/[(3*20,16)+(6*20,16)+(9*20,16)]

F_3=36,24 KN



EFFETTI TORSIONALI DOVUTI ALL'ECCENTRICITÀ ACCIDETALE

$$d_y = 1 + 0{,}6 * \frac{X_y}{L_{cy}} = 1{,}3$$

Tale fattore va ad amplificare le forze di piano ottenute in precedenza:

F_1 = 1,3*12,08 = 15,7 KN

F_2 = 1,3*21,16 = 31,41 KN

F_3 = 1,3*36,24 = 47,1 KN

9.2 ANALISI DINAMICA MODALE

L'analisi modale, associata allo spettro di risposta di progetto, è da considerarsi il metodo normale per la determinazione delle sollecitazioni di progetto.

REQUISITI:	NESSUNO (vd. criteri di MODELLAZIONE)		
TERMINI NOTI:	a) MASSA b) ALTEZZA c) GEOMETRIA DELLA STRUTTURA		
MODELLAZIONE:	STRUTTURA	REGOLARE SOLO IN PIANTA	2 MODELLI PIANI SEPARATI, UNO PER CIASCUNA DIREZIONE PRINCIPALE
		IRREGOLARE IN PIANTA ED IN ALTEZZA	MODELLO TRIDIMENSIONALE
	ELEMENTI STRUTTURALI	RIGIDEZZA (flessionale o a taglio) PUO' ESSERE DIMEZZATA IN CONSIDERAZIONE DELLA FESSURAZIONE	

PASSI DA SEGUIRE:

	STATO LIMITE DI DANNO (SLD)		**STATO LIMITE ULTIMO (SLU)**
1	ANALISI MODALE		
2	CONSIDERAZIONE DEI MODI: - tutti i modi con massa partecipante > 5% - <u>oppure</u> un numero di modi con massa partecipante totale > 85%		
3	DEFINIZIONE DELLO SPETTRO ELASTICO I N FUNZIONE DELLA ZONA SISMICA ($\mathbf{a_g}$) E DEL TIPO DI TERRENO (**S**)		
4	PASSAGGIO ALLO SPETTRO DI PROGETTO OTTENUTO DA QUELLO ELASTICO DIVIDENDO LE ORDINATE SPETTRALI PER UN FATTORE DI **2,5**	4	PASSAGGIO ALLO SPETTRO DI PROGETTO OTTENUTO DA QUELLO ELASTICO DIVIDENDO LE ORDINATE SPETTRALI PER IL FATTORE DI STRUTTURA **q**
5	DETERMINAZIONE DELL'ACCELERAZIONE $\mathbf{S_{d,i}(T_i)}$ PER OGNI MODO		
6	PASSAGGIO ALL'ACCELERAZIONE NODALI $\mathbf{a_{imax}} = f_i \times \mathbf{S_d(T_i)} \times \mathbf{p_i}$		
7	COMBINAZIONE MODALE: a) SRSS (radice quadrata della somma dei quadrati) per $T_i > 1{,}1\ T_j$ (Scostamento relativo tra i modi) b) CQC (combinazione quadratica completa)		
8	VALUTAZIONE DEGLI <u>SPOSTAMENTI</u>	7	VALUTAZIONE DELLE <u>SOLLECITAZIONI</u>
LA STRUTTURA SI APPROSSIMA SEMPRE IN CAMPO **ELASTICO**			

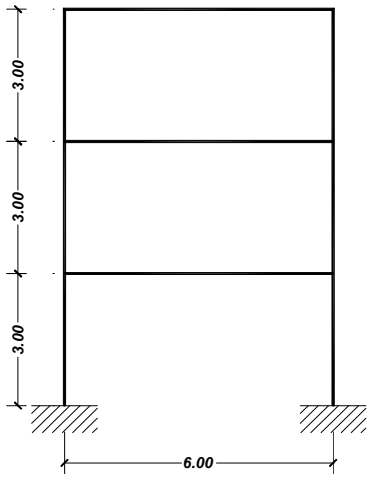
NOTA: Devono essere considerati i contributi conseguenti agli effetti torsionali (vedi p.to 10.1.2.1)

9.2.1 Esempio Applicativo – TELAIO AD UNA CAMPATA ED A TRE PIANI

N.B.: I valori tra parentesi quadre e in corsivo si riferiscono ad una rigidezza dimezzata per tener conto degli effetti della fessurazione negli elementi strutturali. Da notare che gli autovettori e quindi le forme modali, rimangono le stesse. La differenza sta nei periodi dei diversi modi che si allungano per effetto della diminuzione della rigidezza e che comportano accelerazioni spettrali diverse.

ANALISI DEI CARICHI

G_K=5 KN/mq. e Q_K=2 KN/mq.



DETERMINAZIONE MASSE DI PIANO E

RIGIDEZZE DEL PILASTRO E DI PIANO

Massa di piano $M = G_k + \sum(\Psi_{EI}\, Q_k)\, A = 20{,}16$ t

Rigidezza pilastri $K_{pp} = 12\, E\, I / h^3 = 9000$ KN/m

Rigidezza di piano $K_p = 2\, K_{pp} = 18000$ KN/m [*9000KN/m*]

EQUILIBRIO DI PIANO

1° PIANO: $m \cdot (\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g) + k_p \cdot x_1 - k_p \cdot (x_2 - x_1) = 0$

2° PIANO: $m \cdot (\ddot{x}_2 + \ddot{x}_g) + k_p \cdot (x_2 - x_1) - k_p \cdot (x_3 - x_2) = 0$

3° PIANO: $m \cdot (\ddot{x}_3 + \ddot{x}_g) + k_p \cdot (x_3 - x_2) = 0$

In forma matriciale:
$$\begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & m \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 2k_p & -k_p & 0 \\ -k_p & 2k_p & -k_p \\ 0 & -k_p & k_p \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} = -\begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & m \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \cdot \ddot{x}_g$$

$$\mathbf{M} \times \ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{K} \times \mathbf{X} = -\mathbf{M} \times \mathbf{I} \times \ddot{\mathbf{X}}_\mathbf{g}$$

dove M è la matrice delle masse, K la matrice delle rigidezze, I è il vettore di trascinamento, ed X è il vettore incognito degli spostamenti di piano.

CALCOLO DELLE FREQUENZE E PERIODI PROPRI DELLA STRTTURA

In assenza di forzante (oscillazioni libere) si ottiene $M \cdot \ddot{X} + K \cdot X = 0$

Ipotizzando una soluzione del tipo $x = \phi \sin \varpi t$ si ottiene un nuovo sistema $(K - \omega^2 M) \cdot \phi = 0$ nel quale le incognite sono il vettore delle ampiezze e la frequenza del moto **(problema autovalori).**

Il sistema ammette soluzioni solo se il **det** $\begin{bmatrix} 2k_p - \omega^2 m & -k_p & 0 \\ -k_p & 2k_p - \omega^2 m & -k_p \\ 0 & -k_p & k_p - \omega^2 m \end{bmatrix}$=0

Risolvendo avremo $\omega_1^2 = 176;\ \omega_2^2 = 1388;\ \omega_3^2 = 2899$ [$\omega_1^2 = 88{,}4;\ \omega_2^2 = 694{,}2;\ \omega_3^2 = 1450$]

dalle quali possiamo ottenere:

frequenze: $\omega_1 = 13{,}29;\ \omega_2 = 37{,}25;\ \omega_3 = 53{,}84$ [$w_1 = 9{,}4; w_2 = 26{,}34;\ w_3 = 38{,}07$]

periodi propri: T_1=0,472s; T_2=0,168s; T_3=0,116s [T_1=0,66s; T_2=0,238s; T_3=0,164s]

CALCOLO DEGLI AUTOVETTORI

Metodo della componente unitaria: $(K - \omega_i^2 M)\cdot\phi_i = 0$

$$\text{Autovettore1=}\begin{bmatrix} 2k_p-\omega_1^2 m & -k_p & 0 \\ -k_p & 2k_p-\omega_1^2 m & -k_p \\ 0 & -k_p & k_p-\omega_1^2 m \end{bmatrix}\cdot\begin{bmatrix}\phi_{11}\\ \phi_{12}\\ \phi_{13}\end{bmatrix} = 0 \text{ e ponendo } \phi_{11}\text{=1 si ottiene } \phi_{1A} = \begin{bmatrix}1{,}00\\ 1{,}80\\ 2{,}24\end{bmatrix}$$

$$\text{Autovettore2=}\begin{bmatrix} 2k_p-\omega_2^2 m & -k_p & 0 \\ -k_p & 2k_p-\omega_2^2 m & -k_p \\ 0 & -k_p & k_p-\omega_2^2 m \end{bmatrix}\cdot\begin{bmatrix}\phi_{21}\\ \phi_{22}\\ \phi_{23}\end{bmatrix} = 0 \text{ e ponendo } \phi_{21}\text{=1 si ottiene } \phi_{2A} = \begin{bmatrix}1{,}00\\ 0{,}44\\ -0{,}79\end{bmatrix}$$

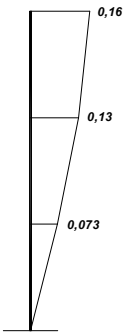
$$\text{Autovettore3=}\begin{bmatrix} 2k_p-\omega_3^2 m & -k_p & 0 \\ -k_p & 2k_p-\omega_3^2 m & -k_p \\ 0 & -k_p & k_p-\omega_3^2 m \end{bmatrix}\cdot\begin{bmatrix}\phi_{31}\\ \phi_{32}\\ \phi_{33}\end{bmatrix} = 0 \text{ e ponendo } \phi_{31}\text{=1 si ottiene } \phi_{3A} = \begin{bmatrix}1{,}00\\ -1{,}24\\ 0{,}55\end{bmatrix}$$

Normalizzazione rispetto alle masse: $\phi_i = Ci\cdot\phi_{iA}$

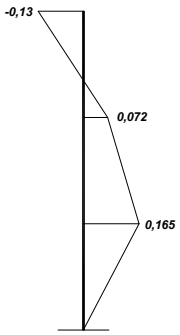
$C_1 = \sqrt{\frac{1}{\phi_{1A}{}^T\cdot M\cdot\phi_{1A}}} = 0{,}073$ e quindi $f_1 = \mathbf{C_1} \times f_{1A} = \begin{bmatrix}\mathbf{0{,}073}\\ \mathbf{0{,}130}\\ \mathbf{0{,}160}\end{bmatrix}$ **1° autovettore NORMALIZZATO**

$C_2 = \sqrt{\frac{1}{\phi_{2A}{}^T\cdot M\cdot\phi_{2A}}} = 0{,}165$ e quindi $f_2 = \mathbf{C_2} \times f_{2A} = \begin{bmatrix}\mathbf{0{,}165}\\ \mathbf{0{,}072}\\ \mathbf{-0{,}130}\end{bmatrix}$ **2° autovettore NORMALIZZATO**

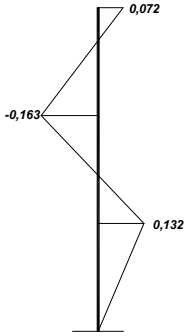
$C_3 = \sqrt{\frac{1}{\phi_{3A}{}^T\cdot M\cdot\phi_{3A}}} = 0{,}132$ e quindi $f_3 = \mathbf{C_3} \times f_{3A} = \begin{bmatrix}\mathbf{0{,}132}\\ \mathbf{-0{,}163}\\ \mathbf{0{,}072}\end{bmatrix}$ **3° autovettore NORMALIZZATO**



1° MODO



2° MODO



3° MODO

CALCOLO DEL FATTORE DI PARTECIPAZIONE (p_i) E DELLE MASSE ECCITATE (e_i)

1° MODO: $p_1 = \phi_1^T \cdot M \cdot I = 7{,}318$ e $\varepsilon_1 = \frac{p_1^2}{m_{tot}} = 90{,}9\%$

2° MODO: $p_2 = \phi_2^T \cdot M \cdot I = 2{,}157$ e $\varepsilon_2 = \frac{p_2^2}{m_{tot}} = 7{,}90\%$

3° MODO: $p_3 = \phi_3^T \cdot M \cdot I = 0{,}827$ e $\varepsilon_3 = \frac{p_3^2}{m_{tot}} = 1{,}20\%$

ANALISI ZONA SISMICA E DEL TIPO DI TERRENO

ZONA 2 $\Longrightarrow$ a_g=0,25g

SUOLO C $\Longrightarrow$ S=1,25; T_B=0,15; T_C=0,50; T_D=2,00;

VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI STRUTTURA

Tipologia strutturale: telaio a più piani ad una campata: q_o=5,40

CD'A' (classe di duttilità alta): K_D=1,0

Geometria regolare: K_R=1,0

$q = q_0 K_D K_R = 5{,}4$

DETERMINAZIONE DI $S_d(T)$ ATTRAVERSO LO SPETTRO DI PROGETTO

Per T_1=0,472 $S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot 2{,}5 / q = 1{,}41 m/s^2$ $[S_d(T_1) = 0{,}86 m/s^2]$

$S_{d1}(T_1) = p_1 \cdot \left(\frac{T_1}{2p}\right)^2 \cdot S_d(T_1) = 0{,}058$ $[S_{d1}(T_1) = 0{,}069 m]$

Per **T_2=0,16** $S_d(T_2) = a_g \cdot S \cdot 2{,}5 / q = 1{,}41 m/s^2$ $[S_d(T_2) = 1{,}41 m/s^2]$

$S_{d1}(T_2) = p_2 \cdot \left(\frac{T_2}{2\pi}\right)^2 \cdot S_d(T_2) = 0{,}0021 m$ $[S_{d1}(T_2) = 0{,}0043 m]$

Per **T_3=0,116** $S_d(T_3) = a_g \cdot S \cdot [1 + T_3 / T_B \cdot (2{,}5 / q - 1)] = 1{,}79 m/s^2$ $[S_d(T_3) = 1{,}41 m/s^2]$

$S_{d1}(T_3) = p_3 \cdot \left(\frac{T_3}{2\pi}\right)^2 \cdot S_d(T_3) = 0{,}00051$ $[S_{d1}(T_3) = 0{,}00079 m]$

MASSIMA RISPOSTA IN ACCELERAZIONE PER I SINGOLI MODI

- PER IL 1 MODO $a_{imax} = \phi_1 \cdot S_d(T_1) \cdot p_1 = \begin{bmatrix} 0{,}073 \\ 0{,}130 \\ 0{,}160 \end{bmatrix} \cdot 1{,}41 \cdot 7{,}318 = \begin{bmatrix} 0{,}75 \\ 1{,}34 \\ 1{,}64 \end{bmatrix}$ $\begin{bmatrix} 0{,}46 \\ 0{,}81 \\ 1{,}00 \end{bmatrix}$
- PER IL 2 MODO $a_{imax} = \phi_2 \cdot S_d(T_2) \cdot p_2 = \begin{bmatrix} 0{,}165 \\ 0{,}072 \\ -0{,}130 \end{bmatrix} \cdot 1{,}41 \cdot 2{,}157 = \begin{bmatrix} 0{,}50 \\ 0{,}218 \\ -0{,}395 \end{bmatrix}$ $\begin{bmatrix} 0{,}50 \\ 0{,}218 \\ -0{,}395 \end{bmatrix}$

- PER IL 3 MODO $a_{imax} = \phi_3 \cdot S_d(T_3) \cdot p_3 = \begin{bmatrix} 0{,}132 \\ -0{,}163 \\ 0{,}072 \end{bmatrix} \cdot 1{,}79 \cdot 0{,}827 = \begin{bmatrix} 0{,}195 \\ -0{,}24 \\ 0{,}106 \end{bmatrix}$ $\begin{bmatrix} 0{,}153 \\ -0{,}19 \\ 0{,}083 \end{bmatrix}$

MASSIMA RISPOSTA IN TERMINI DI ACCELERAZIONE DELLA STRUTTURA ATTRAVERSO SOVRAPPOSIZIONE MODALE CON IL METODO SRSS:

$$a_{i\,max,SRSS} = \sqrt{\left[a_{j,max}^{(i)}\right]^2} = \sqrt{\Sigma_{i=1}^{n} p_i^{\,2} \cdot \phi_{i,j}^{\,2} \cdot S_d^{\,2}(\omega_i, \xi)} = \begin{bmatrix} \mathbf{0{,}921} \\ \mathbf{1{,}377} \\ \mathbf{1{,}687} \end{bmatrix}$$ $\begin{bmatrix} 0{,}69 \\ 0{,}86 \\ 1{,}07 \end{bmatrix}$

che rappresentano le **accelerazioni** massime ai piani, ottenute combinando quelle dei singoli modi

APPLICAZIONE DEL SISTEMA DI FORZE: $F = M \times a_{i,max}$

Si ottengono quindi:

$F_1 = 20{,}16 \times 0{,}921 = 18{,}58$ KN [*13,91KN*]

$F_2 = 20{,}16 \times 1{,}377 = 27{,}78$ KN [*17,34KN*]

$F_3 = 20{,}16 \times 1{,}687 = 34{,}03$ KN [*21,57KN*]

DETERMINAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI:

- 1 MODO $x_{imax} = \phi_1 \cdot S_{d1}(T_1) \cdot p_1 = \begin{bmatrix} 0{,}073 \\ 0{,}130 \\ 0{,}160 \end{bmatrix} \cdot 0{,}058 \cdot 7{,}318 = \begin{bmatrix} 0{,}031 \\ 0{,}055 \\ 0{,}068 \end{bmatrix}$ $\begin{bmatrix} 0{,}037 \\ 0{,}065 \\ 0{,}081 \end{bmatrix}$
- 2 MODO $x_{imax} = \phi_2 \cdot S_{d1}(T_2) \cdot p_2 = \begin{bmatrix} 0{,}165 \\ 0{,}072 \\ -0{,}130 \end{bmatrix} \cdot 0{,}0021 \cdot 2{,}157 = \begin{bmatrix} 0{,}000747 \\ 0{,}000326 \\ -0{,}00059 \end{bmatrix}$ $\begin{bmatrix} 0{,}00153 \\ 0{,}00066 \\ -0{,}00120 \end{bmatrix}$
- 3 MODO $x_{imax} = \phi_3 \cdot S_{d1}(T_3) \cdot p_3 = \begin{bmatrix} 0{,}132 \\ -0{,}163 \\ 0{,}072 \end{bmatrix} \cdot 0{,}00051 \cdot 0{,}827 = \begin{bmatrix} 0{,}0000556 \\ -0{,}0000687 \\ 0{,}000030 \end{bmatrix}$ $\begin{bmatrix} 0{,}000086 \\ -0{,}000106 \\ 0{,}000047 \end{bmatrix}$

MASSIMA RISPOSTA IN TERMINI DI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA ATTRAVERSO SOVRAPPOSIZIONE MODALE CON IL METODO SRSS:

$$x_{i\,max,SRSS} = \sqrt{\left[x_{j,max}^{(i)}\right]^2} = \sqrt{\Sigma_{i=1}^{n} p_i^{\,2} \cdot \phi_{i,j}^{\,2} \cdot S_{d1}^{\,2}(\omega_i, \xi)} = \begin{bmatrix} \mathbf{0{,}031} \\ \mathbf{0{,}055} \\ \mathbf{0{,}068} \end{bmatrix}$$ $\begin{bmatrix} 0{,}037 \\ 0{,}065 \\ -0{,}081 \end{bmatrix}$

che rappresentano gli **spostamenti** massimi ai piani, ottenute combinando quelli dei singoli modi.

N.B.: Gli effetti torsionali possono essere considerati seguendo gli stessi passi dell'analisi statica equivalente.

9.3 ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSH OVER)

L'analisi di pushover è uno dei nuovi metodi di calcolo introdotti dall'Ordinanza 3274.

Permette di studiare la risposta della struttura in campo non lineare valutando la duttilità globale attraverso l'evoluzione delle cerniere plastiche negli elementi portanti.

Dal punto di vista operativo è necessario definire i diagrammi momento-curvatura (M_u-χ) per tutte le sezioni del sistema strutturale (vedi p.to 2.2). Questo si traduce in un rilievo delle armature, della geometria delle sezioni e delle caratteristiche meccaniche dei materiali per gli edifici esistenti.

Per le strutture nuove questi elementi sono invece dati di progetto.

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare contemporaneamente i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali monotonamente crescenti fino al raggiungimento delle condizioni ultime, intese come il collasso della struttura per raggiungimento di un numero di cerniere plastiche tale da labilizzarla.

Si applicano alla struttura due sistemi di forze:

- uno proporzionale alle masse,
- l'altro proporzionale al prodotto delle masse per la prima forma modale (preventivamente ottenuta dall'analisi modale troncata al primo modo).

Attraverso un' analisi incrementale (le forze vengono incrementate proporzionalmente passo dopo passo) si studiano le plasticizzazioni degli elementi fino al raggiungimento del collasso.

Contestualmente, per ogni passo, si diagramma, in ascissa, lo spostamento di un punto di controllo (generalmente il baricentro del piano copertura) e, in ordinata, il taglio alla base.

La normativa prevede che il diagramma così costruito possa essere approssimato con una bilineare (sistema equivalente ad un grado di libertà) che consente di determinare la rigidezza equivalente della struttura.

Con questa, nota la massa, possiamo calcolare il periodo di vibrazione e quindi il comportamento del sistema bilineare equivalente attraverso lo spettro elastico.

La risposta della struttura, in termini di spostamento, viene ricondotta a quella effettiva del punto di controllo per mezzo del fattore di partecipazione del primo modo.

L'ultimo passo consiste nel far crescere le forze fino al raggiungimento di uno spostamento pari al 150% di quello determinato in precedenza. (vedi nota a chiusura dell'esempio p.to 9.3.1)

Nel caso di edifici esistenti l'analisi consente di valutare l'opportunità di interventi di miglioramento e di adeguamento (incamiciatura con elementi metallici, FRP, ecc), mentre per le strutture nuove permette di verificare se la progettazione con il criterio del capacity design ha consentito di indirizzare correttamente le plasticizzazioni nelle travi.

REQUISITI:	a) REGOLARITA' IN PIANTA ED IN ALTEZZA *[è consentita per edifici non regolari, purché si segua l'evoluzione della rigidezza e delle forme modali conseguenti allo sviluppo delle deformazioni inelastiche (metodi evolutivi)]*
TERMINI NOTI:	a) MASSA b) ALTEZZA c) GEOMETRIA DELLA STRUTTURA d) DIAGRAMMI MOMENTI CURVATURA DELLE SEZIONI
MODELLAZIONE:	ATTRAVERSO IL COMPORTAMENTO DELLA SEZIONE (diagrammi M-χ)
FINALITA':	a) VALUTAZIONE DEL RAPPORTO DI SOVRARESISTENZA a_u / a_1 b) VERIFICARE L'EFFETTIVA DISTRIBUZIONE DELLE CERNIERE PLASTICHE NEGLI EDIFICI PROGETTATI CON IL FATTORE DI STRUTTURA q (verifica dell'adeguatezza del valore di q adottato e della coerenza con il 'capacity design') c) METODO DI VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA E DUTTILITÀ NEGLI EDIFICI ESISTENTI d) METODO DI PROGETTO PER LE NUOVE COSTRUZIONI

PASSI DA SEGUIRE:

1	ANALISI MODALE E VALUTAZIONE DELLA **PRIMA** FORMA MODALE
2	APPLICAZIONE DELLE AZIONI: a) sistema di forze proporzionali alle masse b) sistema di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata del 1°modo
3	DETERMINAZIONE, PER ENTRAMBI I SISTEMI DI FORZE, DI UN LEGAME FORZA-SPOSTAMENTO GENERALIZZATO (fino al collasso) TRA: a) la RISULTANTE delle forze applicate (es.: taglio alla base) b) un PUNTO DI CONTROLLO (es.: baricentro dell'ultimo piano)
4	DETERMINAZIONE DEL SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE PER VALUTARE: a) la RIGIDEZZA SECANTE K* (metodo uguaglianza delle aree) b) il suo PERIODO PROPRIO (T_{BE})
5	DETERMINAZIONE DELLO SPOSTAMENTO DEL SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE ATTRAVERSO LA RISPOSTA SPETTRALE CORRISPONDENTE A T_{BE}
6	CONVERSIONE DELLO SPOSTAMENTO EQUIVALENTE IN QUELLO EFFETTIVO DEL PUNTO DI CONTROLLO ATTRAVERSO IL COEFFICIENTE DI PARTECIPAZIONE DEL PRIMO MODO
7	LE FORZE VENGONO FATTE CRESCERE PROPORZIONALMENTE FINO AL RAGGIUNGIMENTO DI UNO SPOSTAMENTO PARI AL 150% DELLO SPOSTAMENTO EFFETTIVO DEL PUNTO DI CONTROLLO
8	VERIFICA DI RESISTENZA E DUTTILITA' PER OGNI SEZIONE CON IL SISTEMA DI FORZE OTTENUTO
LA STRUTTURA SI CONSIDERA IN CAMPO **ANELASTICO**	

NOTA: i passi 3,4,5,6,7 devono essere condotti per entrambi i sistemi di forze determinati in 2

9.3.1 Esempio Applicativo – TELAIO AD UNA CAMPATA ED A TRE PIANI

Per la struttura, dapprima valutata dinamicamente con i procedimenti di analisi statica lineare (punto 9.1.1) e dinamica lineare (punto 9.2.1), e successivamente progettata in maniera completa con un programma agli elementi finiti (punto 12.2 – telaio a base fissa in CD'A'), si procede ad una valutazione della *capacità* effettiva e della distribuzione delle zone plasticizzate. Tutto ciò ha lo scopo di andare a verificare se la struttura, progettata secondo i criteri del capacity design, presenta un comportamento così come prescritto dalla norma, ossia se si arriva, per effetto del sisma, ad una configurazione caratterizzata da cerniere plastiche nelle travi e non nei pilastri.

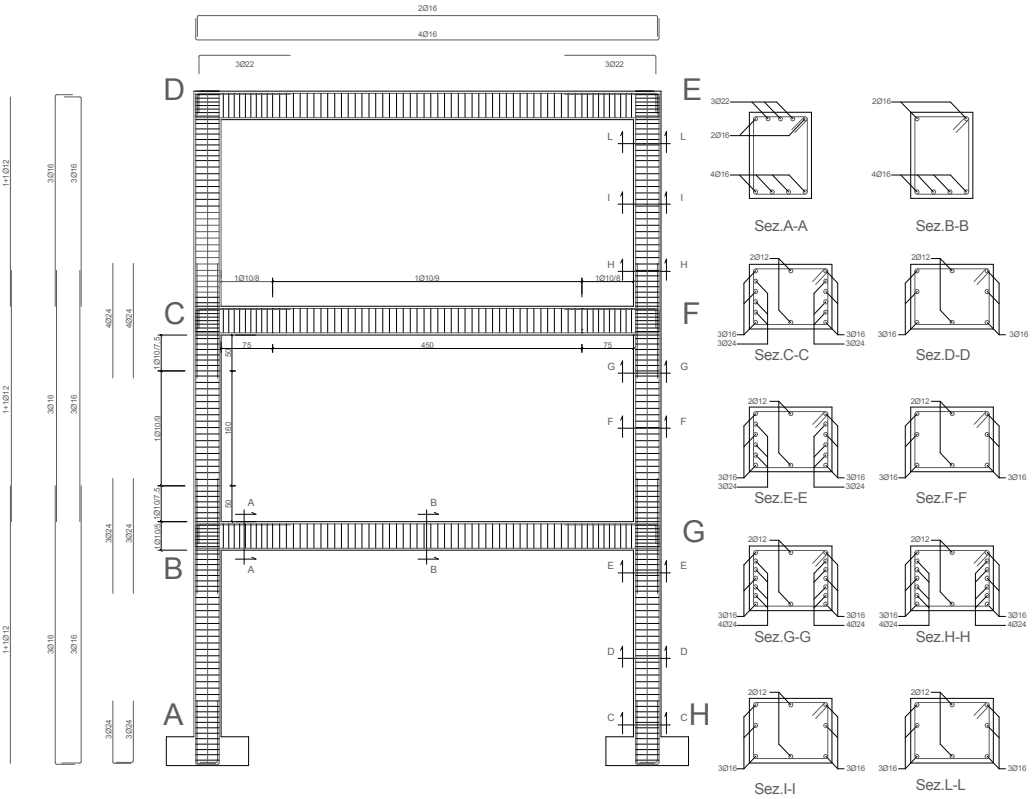


FIG.17 – Telaio in CD'A' carpenterie ed armature

DETERMINAZIONE DIAGRAMMI MOMENTO-ROTAZIONE DELLE SEZIONI

I diagrammi momento-rotazione sono stati ricavati da quelli momento-curvatura, moltiplicando quest'ultima per la lunghezza di cerniera plastica secondo la relazione di Paulay-Priestley:

$$L_p = 0{,}08\ L + 0{,}022\ f_L\ f_{yk}$$

dove

L lunghezza dell'elemento;

ϕ_L diametro della barra longitudinale;

f_{yk} resistenza caratteristica di snervamento.

I diagrammi momento-curvatura sono stati definiti attraverso un modello a fibre della sezione, in cui, partendo da una curvatura assegnata, si procede per iterazione fino a convergenza della equazione di equilibrio (vedi p.to 2.2).

Una volta determinato l'asse neutro si conoscono deformazioni e tensioni per ogni singola fibra e si determina di conseguenza il valore del momento relativo, assegnato lo sforzo assiale. Di seguito si riportano due diagrammi esplicativi.

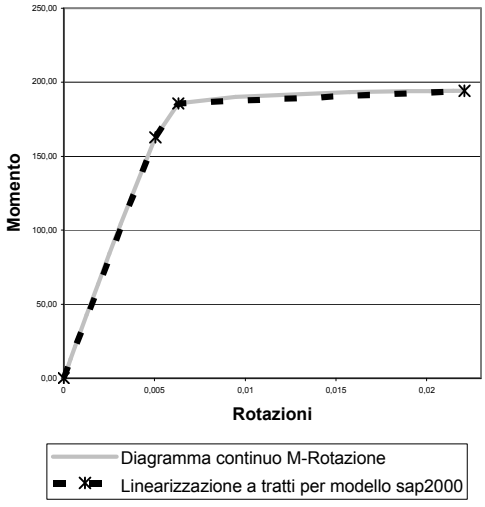


FIG.18 – Diagramma momento-rotazione trave sez. A-A

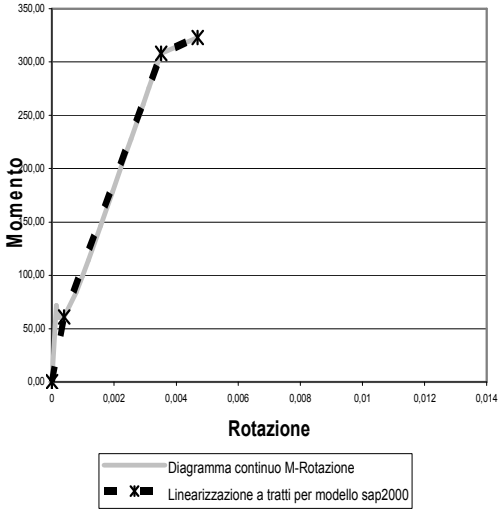


FIG.19 – Diagramma momento-rotazione pilastro sez. G-G

DETERMINAZIONE MASSE DI PIANO

Masse di piano $M_1 = M_2 = M_3 = G_k + \sum(\Psi_{EI}\, Q_k)\, A = 20{,}16$ t

ANALISI MODALE E VALUTAZIONE PRIMA FORMA MODALE

Dall'analisi svolta al punto 9.2.1, risulta che il 1° autovettore $\phi_1 = \begin{bmatrix} 0{,}073 \\ 0{,}130 \\ 0{,}160 \end{bmatrix}$ (PRIMO MODO)

La normativa prevede la normalizzazione al valore unitario della componente relativa al punto di controllo (baricentro ultimo piano), ottenendo pertanto: $\phi_{1N} = \begin{bmatrix} 0{,}456 \\ 0{,}812 \\ 1 \end{bmatrix}$

DETERMINAZIONE DISTRIBUZIONE INIZIALE DELLE FORZE ORIZZONTALI

1° Sistema di forze proporzionali alle masse:

$$F_1(KN) = \begin{bmatrix} \alpha \cdot M \\ \alpha \cdot M \\ \alpha \cdot M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 20{,}16 \\ 20{,}16 \\ 20{,}16 \end{bmatrix}$$

2° Sistema di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo:

$$F_2(KN) = \begin{bmatrix} 0{,}456 \cdot M \\ 0{,}812 \cdot M \\ 1 \cdot M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 9{,}19 \\ 16{,}37 \\ 20{,}16 \end{bmatrix}$$

Le distribuzioni di forze devono essere applicate ai baricentri delle masse di piano e combinate con i carichi verticali.

DETERMINAZIONE DIAGRAMMA TAGLIO ALLA BASE-SPOSTAMENTO (punto di controllo)

I due sistemi di forze, applicati separatamente, vengono fatti crescere monotonicamente fino al raggiungimento delle condizioni ultime della struttura.

Il fattore incrementale va applicato ***esclusivamente*** al sistema di forze orizzontali, lasciando invariati i carichi verticali.

Attraverso i passi incrementali, si determina un diagramma che riporta in ascissa lo spostamento del punto di controllo (baricentro delle masse dell'ultimo piano) e in ordinata il corrispondente taglio alla base.

Il diagramma ottenuto rappresenta il comportamento della struttura sulla base della non linearità dei materiali e della non linearità geometrica (effetti P-Δ).

Di seguito viene riportato il diagramma taglio alla base – spostamento della struttura reale per il sistema di forze 1. Viene anche riportata la curva di pushover relativa al sistema ad 1 GDL ottenuta dal diagramma del sistema reale riducendo le ordinate e le ascisse per il fattore di partecipazione**:**

$$\Gamma = \frac{\Sigma m_i \Phi_i}{\Sigma m_i \Phi_i^2} = 1{,}215$$

in cui Φ_i è il vettore che rappresenta il primo modo di vibrazione della struttura, normalizzato rispetto alla componente unitaria del punto di controllo.

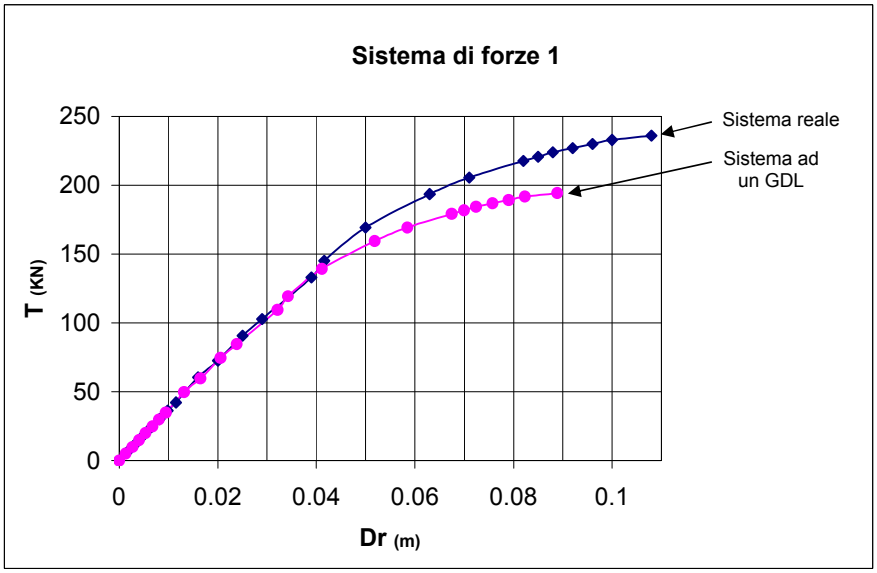


FIG.20 – Diagramma taglio alla base spostamento

DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DEL SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE

La normativa prevede la determinazione, sulla base del diagramma appena trovato, di un sistema ad un grado di libertà a *comportamento bilineare-equivalente* che approssimi e semplifichi il calcolo della risposta della struttura.

A tale scopo è necessario definire:

- la forza ultima del sistema equivalente F_y^*:

$$F_y^* = \frac{F_u}{\Gamma} = 194{,}23\,KN$$

in cui F_u è la resistenza massima dell'edificio.

- il relativo spostamento $\mathbf{d_y^*}$ analiticamente determinato imponendo l'uguaglianza delle aree evidenziate nel grafico (fig. 21):

$$d_y^* F_y^*/2+(d_u^*-d_y^*) F_y^*=d_1 F_1/2+(d_2-d_1) [(F_2+F_1)/2)]+(d_u-d_2) [(F_2+F_u)/2)]$$

da cui si ricava:

$$\mathbf{d_{y^*}=0,0634m}$$

Il sistema bilineare–equivalente viene, pertanto, individuato attraverso la definizione del punto **A***(d_y^*;F_y^*).

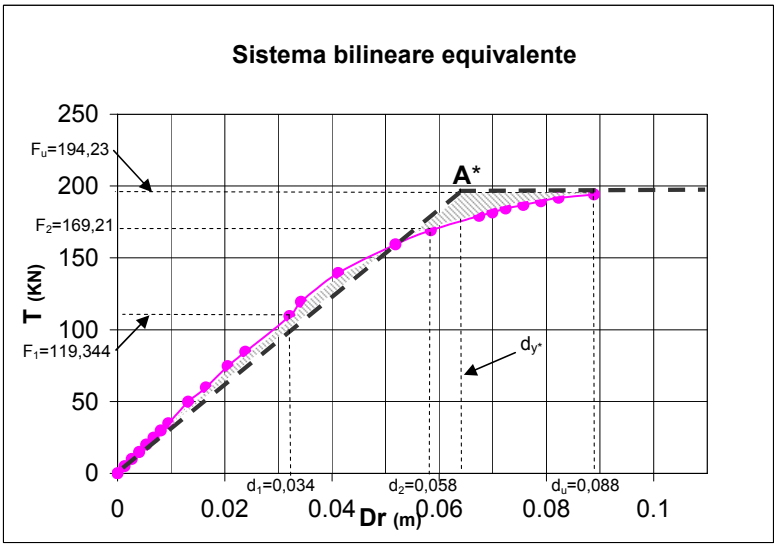


FIG.21 – Diagramma taglio alla base – spostamento del sistema bilineare equivalente

Una volta individuato il sistema bilineare equivalente, si procede come segue:

1) Determinazione della rigidezza secante del sistema equivalente:

$$\mathbf{k^* = \frac{F_y^*}{d_y^*} = 3064\ KN/m}$$

2) Determinazione del periodo proprio del sistema equivalente:

$$\mathbf{T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 0,767s}$$

in cui: $\mathbf{m^* = \Sigma m_i \Phi_i = 45,72t}$

3) Determinazione della massima risposta in spostamento del sistema equivalente:

risultando $T^* \geq T_c$ (suolo C; zona 2) la risposta viene calcolata come segue:

$$S_e(T^*) = a_g \times S \times 2{,}5 \times \left(\frac{T_c}{T^*}\right) = 4{,}99 m/s^2$$

$$d^*_{max} = S_e(T^*) \times \left(\frac{T^*}{2\pi}\right)^2 = 0{,}074 m$$

4) Determinazione della deformata effettiva dell'edificio sulla base della risposta del sistema equivalente.

$$d_{eff} = \Gamma_1 \times G \times d^*_{max} = \begin{bmatrix} 0{,}041 \\ 0{,}073 \\ 0{,}09 \end{bmatrix}$$

5) Incremento del sistema di forze fino al raggiungimento di uno spostamento impresso pari al 150% dello spostamento del punto di controllo.

$$d_{ver} = 1{,}5 \times 0{,}09 = 0{,}135 m$$

In corrispondenza di tale spostamento e del corrispondente sistema di forze devono essere effettuate le verifiche di duttilità e di resistenza di ogni elemento.

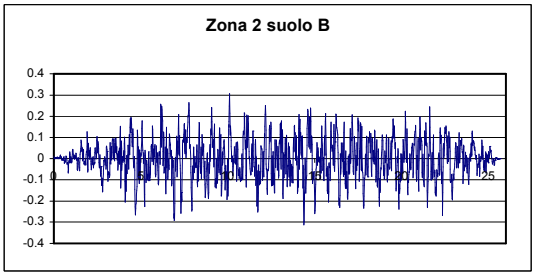
Da notare che il valore di d_{ver} è molto superiore allo spostamento massimo d_u in corrispondenza del quale il sistema perde le sue capacità portanti, come riscontrabile nel diagramma taglio alla base-spostamento mostrato precedentemente.

NOTA: alla luce di questo esempio, l'incremento del 150% di d_{eff}, introdotto presumibilmente per cautelarsi nei confronti di un eventuale errore commesso nella determinazione della rigidezza del sistema equivalente, ***appare eccessivo****. Ne consegue, infatti, una richiesta in termini di prestazioni strutturali molto elevata, sebbene la struttura sia concepita coerentemente al sisma di progetto e secondo il criterio del capacity design.*

9.4 ANALISI DINAMICA NON LINEARE

Questo tipo di analisi prevede l'impiego di accelerogrammi e si conduce mediante analisi al passo.

È possibile generare il numero di accelerogrammi necessari coerentemente con lo spettro di risposta elastico di normativa (spettro-compatibili). Tale generazione può avvenire con l'impiego di semplici software che restituiscono degli accelerogrammi una volta inseriti i dati che garantiscono la compatibilità con lo spettro di partenza (picco di accelerazione, valore dello smorzamento, passo di generazione dei terremoti, durata del ramo crescente della funzione inviluppo, durata parte stazionaria,



durata totale accelerogramma, ecc.).

Per poter effettuare l'analisi non lineare è necessario disporre di un software che utilizzi degli opportuni schemi di integrazione diretta delle equazioni del moto.

Strumenti di calcolo idonei al caso sono quelli impliciti, come quello di Hilber-Hughes-Taylor o il Wilson modificato, adatti a risolvere problemi di dinamica non lineare. Il passo di integrazione da utilizzare è legato alla frequenza propria maggiore tra quelle di interesse della struttura: questo deve essere dell'ordine di T/10 dove T è il periodo di oscillazione significativo più breve del sistema.

In generale la risposta viene calcolata per i successivi incrementi di tempo Δt, considerati tutti uguali, secondo la procedura seguente:

1) si definisce la condizione di equilibrio dinamico all'inizio del passo t_i;
2) si determina l'effettivo valore di k(x) e c($\dot{x}$) durante il passo;
3) si valuta la risposta del sistema al passo $t_i+\Delta t$, considerando la variazione ;
4) la risposta ottenuta al punto 3 è utilizzata come condizione iniziale all'inizio del passo successivo t_j.

Gli spostamenti ad ogni passo incrementale sono calcolati a partire dalla rigidezza tangente, secondo l'algoritmo di iterazione di Newton-Raphson o Newton-Raphson modificato.

Quando si utilizza un algoritmo per la soluzione iterativa incrementale, è necessario valutare il

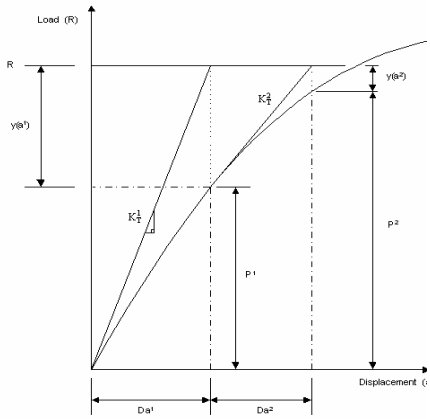


Fig.23 - Iterazione secondo il metodo Newton Raphson per un SDOF

grado di convergenza della soluzione per sapere quando l'equilibrio è soddisfatto e poter determinare la soluzione al passo i-esimo. Il livello di convergenza può essere calcolato secondo diversi criteri tra cui quello della norma Euclidea residua.

Una volta arrivata a convergenza la soluzione, si prosegue al passo successivo ricostruendo di nuovo le equazioni di equilibrio e la matrice di rigidezza per determinare la soluzione successiva. Tale procedimento prosegue fin quando la soluzione arriva a convergenza cioè in presenza di equilibrio.

Nei casi in cui la non linearità del materiale è piuttosto accentuata, si fa uso della versione cosiddetta "modificata" dell'algoritmo di Newton-Raphson.

REQUISITI:	NESSUNO
TERMINI NOTI:	a) MASSA b) ALTEZZA c) GEOMETRIA DELLA STRUTTURA d) DIAGRAMMI MOMENTI CURVATURA DELLE SEZIONI e) ACCELEROGRAMMI (compatibili con lo spettro di sito)
MODELLAZIONE:	MODELLO TRIDIMENSIONALE

PASSI DA SEGUIRE:

	STATO LIMITE DI DANNO (SLD)	**STATO LIMITE ULTIMO (SLU)**
1	DEFINIZIONE DEGLI ACCELLEROGRAMMI ARTIFICIALI O SIMULATI O NATURALI: almeno TRE GRUPPI DI TRE accellerogrammi.	
2	VERIFICA DELLA COERENZA DEGLI ACCELEROGRAMMI CON LO SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO SULLA BASE DELLA MEDIA DELLE ORDINATE SPETTRALI OTTENUTE CON UNO ξ=5%	

NOTA: pur non essendo l'Ordinanza 3274 esplicita in tal senso, si ritiene lecito dare estensione in merito alle verifiche così some riportato di seguito.

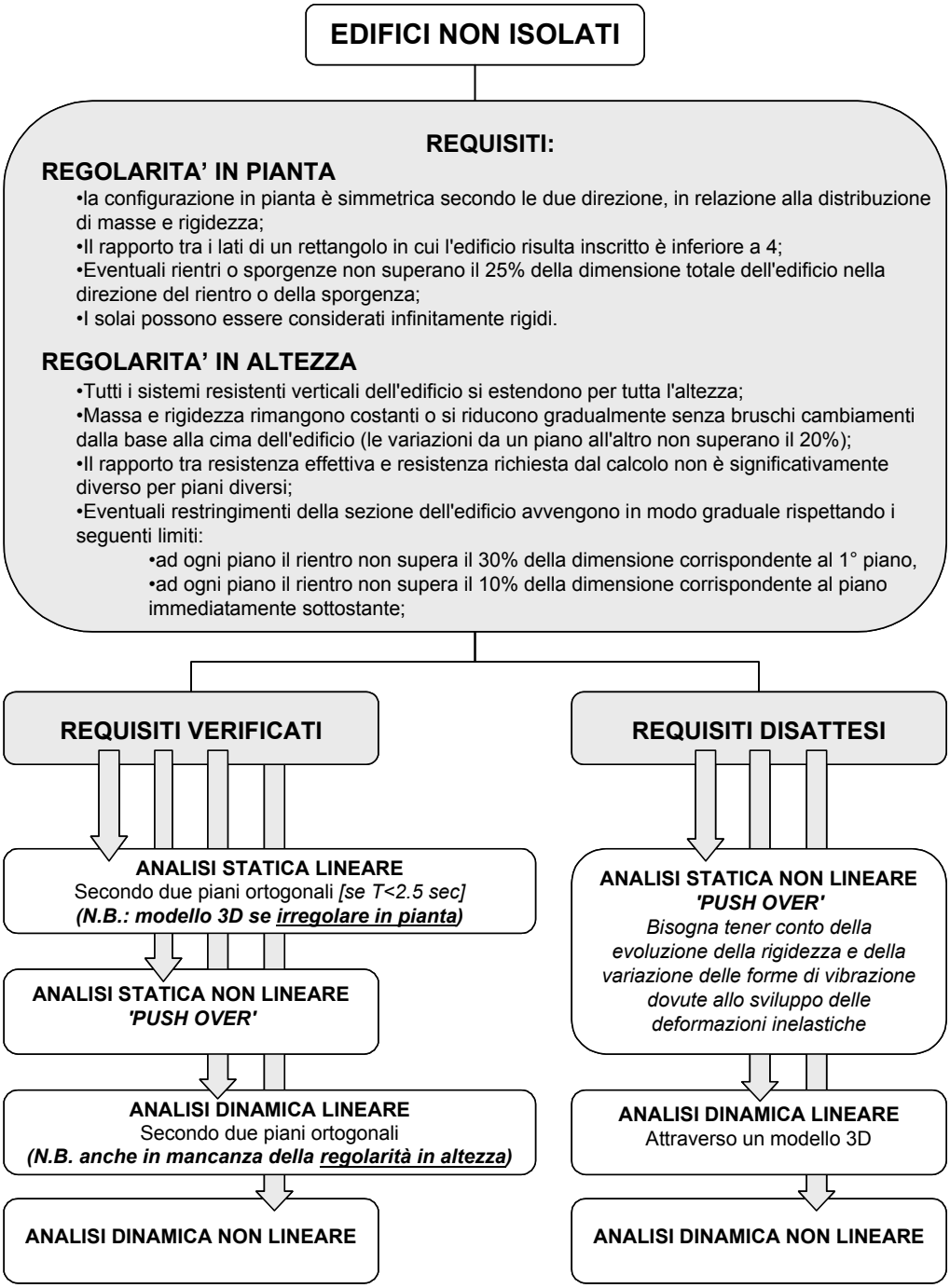
3	*GLI ACCELLEROGRAMMI SONO SCALATI DI UN FATTORE **2,5***	*3*	*GLI ACCELLEROGRAMMI VENGONO UTILIZZATI CON UN FATTORE q PARI A 1*
4	*VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI*	*4*	*VERIFICA DELL'EQUILIBRIO (struttura non labilizzata in presenza di cerniere plastiche)*

LA STRUTTURA VIENE ANALIZZATA IN CAMPO **ANELASTICO**

10 STRUTTURE NON ISOLATE

10.1 EDIFICI NON ISOLATI

10.1.1 Diagramma Di Flusso



10.1.2 Indicazioni Progettuali

Al fine di evitare concentrazioni di sforzi negli elementi strutturali è opportuno progettare sempre strutture il più possibile regolari sia in pianta che in altezza.

Per sistemi costruttivi in cemento armato, con riferimento alle limitazione di altezza, sono previste le seguenti prescrizioni:

- zone 1 e 2
  - H=L nel caso in cui la larghezza della strada L<11m,
  - H=11+3*(L-11) quando L>11m.
- zona 3 e 4 nessuna limitazione.

Nella zona 4, si può procedere come per la progettazione in zone non sismiche purché siano rispettate le prescrizioni di cui al punto 5.8 dell'Ordinanza 3274.

10.1.2.1 Modellazione.

Il modello della struttura dovrà rappresentare in maniera appropriata la distribuzione effettiva delle masse e delle rigidezze, considerando inoltre il contributo, dove lecito, degli elementi non strutturali.

NOTA: con riferimento esplicito agli elementi non strutturali l'Ordinanza 3274 non impone prescrizioni vincolanti, ma sollecita la sensibilità del progettista ove si verifichino particolari situazioni, fornendo indicazioni su come tenerne conto. Nello specifico viene raccomandata particolare attenzione nei confronti di possibili conseguenze strutturali (globali e locali) per irregolarità in pianta ed in altezza, non per quanto riguarda la distribuzione delle masse (già considerata nella modellazione), bensì per l'eventuale interazione delle tamponature con la struttura che, a fronte di forti che, a fronte di forti irregolarità, potrebbe portare un telaio regolare a comportarsi come fortemente irregolare.

- *Irregolarità in pianta: pur dando indicazioni solo qualitative circa l'entità dell'irregolarità ('fortemente irregolare') viene suggerito, nel caso, di tenerne conto mediante un fattore amplificativo dell'eccentricità accidentale (vedi ordinanza p.to 4.4) pari a 2.*
- *Irregolarità in altezza: in considerazione di possibili concentrazioni di danno ai piani dove minore è la presenza dei tamponamenti è considerata la conseguente maggiore sollecitazione sugli elementi portanti incrementando le relative azioni di calcolo per un fattore pari a 1,4.*
- *Effetti locali: vengono date specifiche prescrizioni per i pilastri adiacenti alle tamponature non a tutta altezza e dove, pertanto, si possono avere forti concentrazione di sollecitazioni taglianti che vanno a concentrarsi sul tratto non 'protetto' dalla tamponatura.*

Sebbene non molto esplicitato dall'Ordinanza, si consiglia di porre particolare attenzione, per quanto detto, sui pilastri d'angolo o su quelli in cui la tamponatura può essere solo su un lato.

Se gli orizzontamenti sono sufficientemente rigidi, i gradi di libertà dell'edificio possono essere ridotti a 3 per piano,(due traslazionali, uno rotazionale) concentrando le masse al centro di gravità di ogni piano.

MODELLAZIONE 3D

In aggiunta all'eccentricità effettiva, deve essere considerata un'eccentricità accidentale, spostando il centro di massa di ogni piano (rispetto a quello delle rigidezze nel verso che ne amplifica gli effetti), nella direzione considerata, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare al sisma.

NOTA: da tenere in considerazioni le ulteriori prescrizioni relative alle irregolarità conseguenti agli elementi non strutturali.

MODELLAZIONE 2D

L'analisi secondo due modelli piani separati è consentita nei diversi metodi di calcolo se sono verificate le condizioni seguenti:

- analisi statica lineare → rispetto dei requisiti di regolarità in pianta e in altezza e primo periodo di vibrazione <2,5s;
- analisi statica non lineare (pushover) → rispetto dei requisiti di regolarità in pianta e in altezza.
- analisi dinamica modale → rispetto dei requisiti di regolarità in pianta;

Gli effetti torsionali accidentali devono essere considerati amplificando le forze da applicare a ciascun elemento verticale con il fattore δ dato dall'espressione seguente:

$$\delta = 1 + 0.6 \times / L_e$$

in cui x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata, mentre L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata come in precedenza (vedi p.to 9.1.1).

10.1.2.2 Metodi di analisi

Sono consentiti tutti e quattro i metodi di analisi, con le modalità descritte al cap.9.

- analisi statica lineare;
- analisi dinamica lineare (modale);
- analisi statica non lineare;
- analisi dinamica non lineare (solo per modelli 3D).

10.1.2.3 Verifiche di resistenza.

SLU:

- per tutti gli elementi strutturali e non strutturali dovrà essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione, calcolata in generale comprendendo gli effetti del secondo ordine e le regole di gerarchia delle resistenze, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto: (Ed<Rd);

NOTA: a meno di modellazioni più spinte, vanno quindi considerati due livelli di verifica:

- *uno per la struttura, dove gli elementi non strutturali compaiono indirettamente (vd. p.to 10.1.2.1) ;*
- *uno per gli elementi non strutturali (tamponature e impianti) con sollecitazioni di riferimento e valutazioni specifiche elemento per elemento:*

$$F_a = W_a S_a g_i / q_a$$

con

W_a *peso dell'elemento*

g_i *fattore d'importanza*

q_a *fattore di struttura dell'elemento che vale*
1 per gli elementi a mensola;
2 negli altri casi

S_a *coeff. di amplificazione ottenuto attraverso la relazione*

$$3 S a_g (1+Z/H)/(g (1+(1-T_a/T_1)^2))$$

con

Z *altezza del baricentro dell'elemento rispetto alla fondazione;*

H *altezza della struttura;*

T_a *primo periodo di vibrazione dell'elemento non strutturale (anche in modo approssimato);*

T_1 *primo periodo di vibrazione della struttura.*

- gli effetti del secondo ordine vengono trascurati se è verificata, ad ogni piano, la seguente relazione:

$$\vartheta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} < 0{,}1$$

- dove P è il carico verticale totale di tutti i piani superiori al piano in esame;
- dr è lo spostamento interpiano;
- V è la forza orizzontale totale al piano in esame;
- h è l'altezza del piano;
- quando ϑ è compreso tra 0,1 e 0,2 gli effetti del secondo ordine possono essere considerati incrementando le forze sismiche orizzontali per un fattore pari a $1/(1-\vartheta)$.
- Il valore di ϑ non può in ogni caso superare il valore di 0,3;
- i diaframmi orizzontali (es. solai) dovranno essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi (sismica), amplificate di un fattore pari a 1,3;

  NOTA: nel caso di modellazione piana tale indicazione è priva di senso in quanto il solaio non rientra nel modello; nel caso di modellazione 3D andranno opportunamente valutati gli effetti del comportamento sia a piastra che a lastra.

- il martellamento delle strutture contigue deve essere evitato predisponendo un giunto sismico di dimensioni non inferiori alla somma degli spostamenti allo SLU delle strutture. Per edifici esistenti lo spostamento massimo è stimabile in 1/100 dell'altezza.

  NOTA: in caso di mancata verifica di tale prescrizione si dovrà provvedere all'adeguamento del giunto, ovvero, all'inserimento di opportuni accorgimenti di continuità (es. dispositivi di vincolo dinamico: shock transmitter) considerando l'analisi del sistema strutturale allargato.

SLD:

Le verifiche di sicurezza allo SLD prescrivono che gli spostamenti interpiano, in funzione delle diverse tipologie, siano inferiori ai seguenti limiti:

Edifici con:	d_r
tamponamenti rigidamente collegati alla struttura	< 0,005 h
tamponamenti collegati elasticamente alla struttura	< 0,0075 h
struttura portante in muratura ordinaria	< 0,003 h
struttura portante in muratura armata	< 0.005 h

10.1.3 Tabella Riassuntiva per il Progetto degli elementi Strutturali in Alta Duttilita' (CD'A')

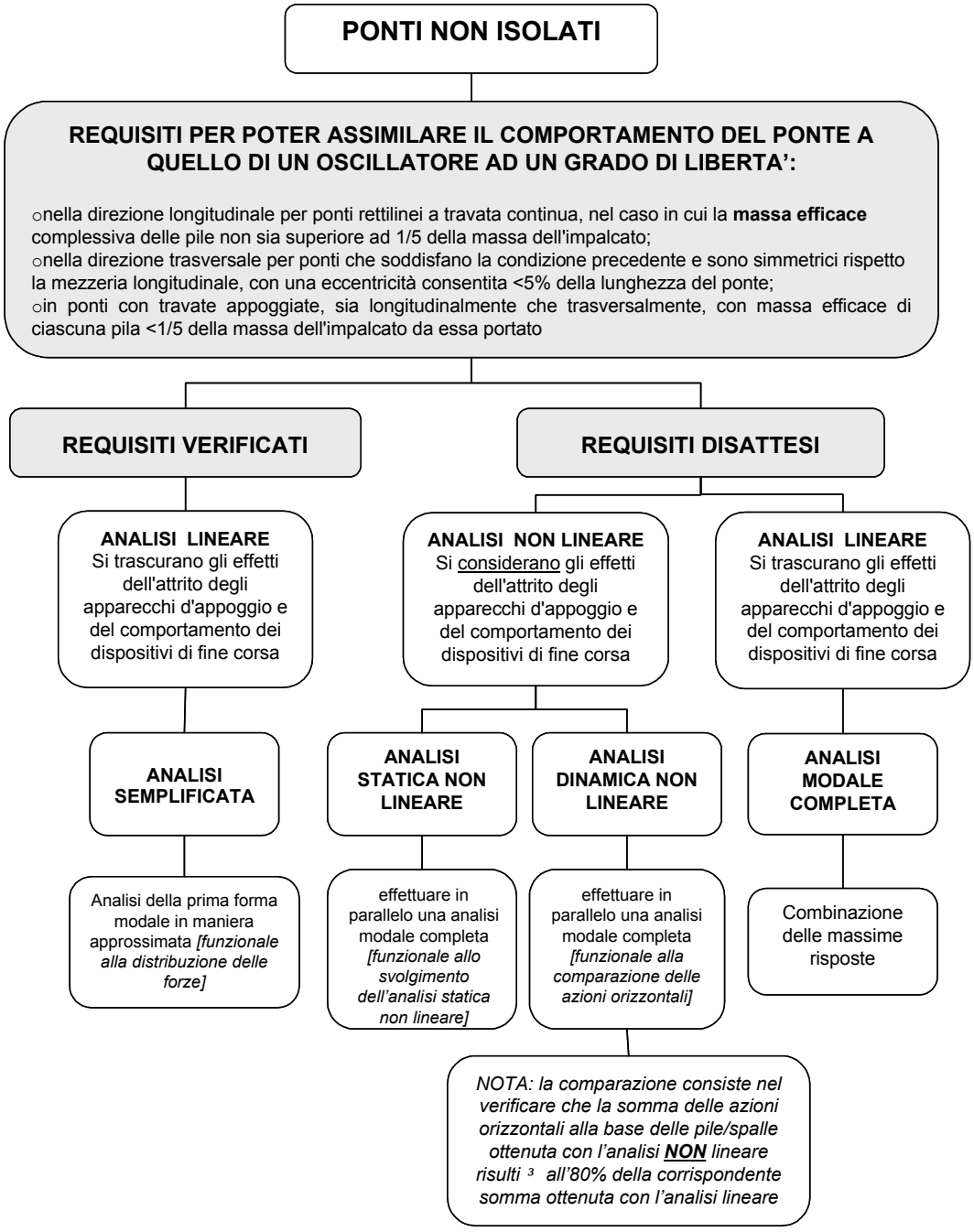
ORDINANZA N.3274 **EDIFICI CON STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO**			SOLLECITAZIONI DI CALCOLO		VERIFICHE DI RESISTENZA		PRESCRIZIONI NORMATIVE		
			CLASSE DI DUTTILITA' **A**		CLASSE DI DUTTILITA' **A**		CLASSE DI DUTTILITA' **A**		
			FLESSIONE	TAGLIO	FLESSIONE	TAGLIO	LIMITI GEOMETRICI	ARMATURE LONGITUDINALI	ARMATURE TRASVERSALE
TRAVI			1	$Y_{rd} = 1,2$	$M_R \geq M_D$	$V_{cd} = 0$ $V_R \geq V_D$	$b \geq 20cm.$ $bt = b_p + h_p$ $b/h_t \geq 0,25$	$1,4/f_{yk} < \rho < 7/f_{yk}$ min 2Φ12 sup. e inf.	l=2d; a 135° i=min(d/4;15cm;6Φ)
PILASTRI			$\alpha = Y_{rd}$ $(\Sigma M_{rl}/\Sigma M_p)$	$V = Y_{rd}$ $(M^i_{rp}+M^s_{rp})/l_p$	$M_R \geq M_D$	$V_R = V_{cd}+V_{sd}$ $V_R \geq V_D$	$(b,h) \geq 30cm.$ $\min(b,h)/\max(b,h) \geq 0,30$	$1\% < A/A_c < 4\%$ i<25cm.	l=max(b;h;45cm;l_p/6); i=min(min(b,h)/4;15cm;6Φ)
NODI TRAVE PILASTRO	INTERAMENTE CONFINATI				verifica automaticamente soddisfatta		$e \leq l_p / 4$ altrimenti procedura di controllo adeguata	nodo possibilmente senza giunzioni; staffe passanti a discrezione	
	PARZIALMENTE CONFINATI				$(n_{st} A_{st}) / (i\ b) \geq 0,15\ R_{ck} / f_y$			nodo possibilmente senza giunzioni; staffe passanti obbligatorie	
PARETI	NON ACCOPPIATE	TOZZE (H/l<2)	1	$\alpha = Y_{rd}$ (M_{rd} / M_{sd})	$M_R \geq M_D$	1) verifica anima a compressione $V < V_{rd2}$ 2) verifica meccanismo a trazione $V < V_{rd3} = V_{cd}+V_{wd}$ 3) verifica a scorrimento $V < V_{rds} = V_{dd}+V_{fd}$	s ≥ 15cm. oppure s ≥ 20cm. se sono presenti armature ad X nelle travi di collegamento	1) legature 9/mq. 2) passo barre orizzontali e verticali ≤ 30cm.; 3) Φ barre ≤ s/10; 4) per armature orizzontali e verticali se h/b≤4 0,25%<ρ<4% altrimenti 1%<ρ<4%; 5) infittimento armatura trasversale alla base per h=l_p ed in vicinanza dei bordi per l = 0,20l_p, armatura min Φ8 e i=min(10Φ,25cm.)	
		SNELLE	Definiz. H_{cr}						
	ACCOPPIATE	TOZZE (H/l<2)							
		SNELLE							
TRAVI DI COLLEGAM. (H > H_S)	$L_N / H > 3$ oppure $V_D < 4\ b\ d\ \pi_{rd}$		1	$Y_{rd} = 1,2$	$M_R \geq M_D$	$V_{cd} = 0$ $V_R \geq V_D$	$b \geq 20cm.$ $bt = b_p + h_p$; $b/h_t \geq 0,25$	$1,4/f_{yk} < \rho < 7/f_{yk}$ min 2Φ12 sup. e inf.	l=2d; a 135° i=min(d/4;15cm;6Φ)
	disposizione di armature ad X		1	$Y_{rd} = 1,2$	$M_R \geq M_D$	$V_d \leq 2A_s\ f_{yd}\ \sin\alpha$	staffe o spirale con i < 10cm.; rete Φ10/10 su ogni faccia della trave + 2Φ16 sup. ed inf.; ancoraggi maggiorati del 50%		
TAMPONAMENTI IN MURATURA s > 10 cm.			F_a applicata nel baricentro della sez. $F_a = W_a\ S_a\ Y_i / q_a$			$V_{R\ pannello} \geq F_a$	inserimento di leggere reti in acciaio sui due lati della muratura, collegate tra loro con i < cm. 50 sia in direzione orizzontale che in direzione verticale oppure inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta con i < cm.50		
STRUTTURE PREFABBRATE (dimension. collegamenti)	STRUTTURE INTELAIATE	fuori zona critica	$Y_{rd} = 1,15$	$Y_{rd} = 1,15$	$M_R \geq M_D$	$V_R \geq V_D$	il collegamento deve essere posizionato ad una distanza dalla estremità dell'elemento (trave o pilastro) pari a 3d		
		in zona critica senza duttilità	$Y_{rd} = 1,5$	$Y_{rd} = 1,5$	$M_R \geq M_D$	$V_R \geq V_D$	dimensioni e dettagli elementi adiacenti le unioni con procedimenti per gli elementi monolitici; no giunzioni armature dei pilastri nei nodi		
		in zona critica con duttilità			se il collegamento è equivalente ad uno interamente realizzato in opera, si rimanda alle verifiche dei nodi		fanno parte di questa tipologia le unioni che prevedono l'inserimento di barre di armatura e successivi getti di completamento in opera, effettuati dopo il posizionamento degli elementi prefabbricati		
	A PILASTRI ISOSTATICI	collegam. fissi		$Y_{rd} = 1,35$		$V_R = \min(M_u\ Y_{rd} / l_p$; F per q=1) $\geq V_D$	il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale può essere rigido od elastico		
		collegam. scorrevoli	si utilizza lo spettro di progetto corrispondente per il fattore di struttura q		I collegamenti devono essere dimensionati per consentire uno scorrimento $=(d_e^2 + d_r^2)^{1/2}$				

10.1.4 Tabella Riassuntiva per il Progetto degli elementi Strutturali in Bassa Duttilita' (CD'B')

ORDINANZA N.3274 **EDIFICI CON STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO**			SOLLECITAZIONI DI CALCOLO		VERIFICHE DI RESISTENZA		PRESCRIZIONI NORMATIVE		
			CLASSE DI DUTTILITA' **B**		CLASSE DI DUTTILITA' **B**		CLASSE DI DUTTILITA' **B**		
			FLESSIONE	TAGLIO	FLESSIONE	TAGLIO	LIMITI GEOMETRICI	ARMATURE LONGITUDINALI	ARMATURE TRASVERSALE
TRAVI			1	1	$M_R \geq M_D$	$V_R = V_{cd} + V_{sd}$ $V_R \geq V_D$	b ≥ 20cm. bt = $b_p + h_p$ $b/h_t \geq 0,25$	$1,4/f_{yk} < \rho < 7/f_{yk}$ min 2Φ12 sup. e inf.	l=d; a 135° i=min(d/4;15cm.)
PILASTRI			1	1	$M_R \geq M_D$	$V_R = V_{cd} + V_{sd}$ $V_R \geq V_D$	(b,h) ≥ 30cm. min(b,h)/max(b,h)≥0,30	$1\% < A/A_c < 4\%$ i<25cm.	l=max(b;h;45cm;l_p/6); i=min(min(b,h)/4;15cm)
NODI TRAVE PILASTRO	INTERAMENTE CONFINATI				verifica automaticamente soddisfatta		$e \leq l_p / 4$ altrimenti procedura di controllo adeguata	nodo possibilmente senza giunzioni; staffe passanti a discrezione	
	PARZIALMENTE CONFINATI				$(n_{st} A_{st}) / (i\ b) \geq 0,15\ R_{ck} / f_y$			nodo possibilmente senza giunzioni; staffe passanti obbligatorie	
PARETI	NON ACCOPPIATE	TOZZE (H/l<2)	1	1	$M_R \geq M_D$	1) verifica anima a compressione $V<V_{rd2}$ 2) verifica meccanismo a trazione $V<V_{rd3}=V_{cd}+V_{wd}$ 3) verifica a scorrimento $V<V_{rds}=V_{dd}+V_{fd}$	s ≥ 15cm. oppure s ≥ 20cm. se sono presenti armature ad X nelle travi di collegamento	1) legature 9/mq.; 2) passo barre orizzontali e verticali ≤ 30cm.; 3) Φ barre ≤ s/10; 4) per armature orizzontali e verticali se h/b≤4 $0,25\% < \rho < 4\%$ altrimenti $1\% < \rho < 4\%$; 5) infittimento armatura trasversale alla base per $h=l_p$ ed in vicinanza dei bordi per $l = 0,20 l_p$, armatura min Φ8 e i=min(10Φ,25cm.)	
		SNELLE	1	1					
	ACCOPPIATE	TOZZE (H/l<2)							
		SNELLE							
TRAVI DI COLLEGAM. ($H > H_S$)	$L_N / H > 3$ oppure $V_D < 4\ b\ d\ \pi_{rd}$		1	1	$M_R \geq M_D$	$V_R = V_{cd} + V_{sd}$ $V_R \geq V_D$	b ≥ 20cm. bt = $b_p + h_p$ $b/h_t \geq 0,25$	$1,4/f_{yk} < \rho < 7/f_{yk}$ min 2Φ12 sup. e inf.	l=d; a 135° i=min(d/4;15cm.)
	disposizione di armature ad X		1	1	$M_R \geq M_D$	$V_d \leq 2A_s f_{yd} \sin\alpha$	staffe o spirale con i < 10cm.; rete Φ10/10 su ogni faccia della trave + 2Φ16 sup. ed inf.; ancoraggi maggiorati del 50%		
TAMPONAMENTI IN MURATURA s > 10 cm.			F_a applicata nel baricentro della sezione $F_a = W_a S_a Y_i / q_a$			$V_{R\ pannello} \geq F_a$	inserimento di leggere reti in acciaio sui due lati della muratura, collegate tra loro con i < cm. 50 sia in direzione orizzontale che in direzione verticale oppure inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta con i < cm.50		
STRUTTURE PREFABBRICATE (dimension. collegamenti)	STRUTTURE INTELAIATE	fuori zona critica	$Y_{rd} = 1,15$	$Y_{rd} = 1,15$	$M_R \geq M_D$	$V_R \geq V_D$	il collegamento deve essere posizionato ad una distanza dalla estremità dell'elemento (trave o pilastro) pari a 2d		
		in zona critica senza duttilità	$Y_{rd} = 1,5$	$Y_{rd} = 1,5$	$M_R \geq M_D$	$V_R \geq V_D$	dimensioni e dettagli elementi adiacenti le unioni con procedimenti per gli elementi monolitici		
		in zona critica con duttilità			se il collegamento è equivalente ad uno interamente realizzato in opera, si rimanda alle verifiche dei nodi		fanno parte di questa tipologia le unioni che prevedono l'inserimento di barre di armatura e successivi getti di completamento in opera, effettuati dopo il posizionamento degli elementi prefabbricati		
	A PILASTRI ISOSTATICI	collegam. fissi		$Y_{rd} = 1,2$		$V_R = \min(M_u\ Y_{rd} / l_p;\ F \text{ per } q=1) \geq V_D$	il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale può essere rigido od elastico		
		collegam. scorrevoli	si utilizza lo spettro di progetto corrispondente per il fattore di struttura q		I collegamenti devono essere dimensionati per consentire uno scorrimento $=(d_e^2 + d_r^2)^{1/2}$				

10.2 PONTI NON ISOLATI

10.2.1 Diagramma di Flusso



10.2.2 Indicazioni Progettuali.

Si sottolinea che, in merito ai ponti non isolati, l'Ordinanza 3274 riguarda tipologie con pile e travate continue o appoggiate.

Le pile possono essere progettate a fusto unico, con sezione trasversale di forma generica, piena o cava, mono o multicellulare. Per geometrie complesse è necessario far riferimento a criteri di progetto specifici non riportati nella presente norma.

I dispositivi di vincolo dovranno essere ispezionabili e sostituibili.

Per i ponti di II° categoria ricadenti in zona 4, valgono le verifiche per la progettazione "non sismica", utilizzando l'analisi semplificata *(troncamento al I° modo)* e un coefficiente di struttura pari a 1,5.

10.2.2.1 Modellazione.

Il modello della struttura dovrà considerare:

- la distribuzione delle masse;
- la distribuzione delle rigidezze; la rigidezza degli elementi in cemento armato dovrà essere valutata considerando l'effettivo stato di fessurazione degli elementi. Per le pile che raggiungono lo SLU alla base, la rigidezza secante efficace sarà valutata con la seguente relazione:

$$E_c \times I_{eff} = 1{,}2 \times \frac{M_{rd}}{f_y}$$

dove:

M_{rd} è il momento resistente di progetto nella sezione di base;

Φ_y curvatura di snervamento;

- le condizioni di vincolo degli impalcati; nei modelli a comportamento non lineare, dovrà essere messo in conto anche l'effetto dell'attrito dovuto agli appoggi e il comportamento dei dispositivi di fine corsa;
- l'interazione terreno-struttura quando:
  - il contributo dovuto alla deformabilità del terreno sullo spostamento massimo è ≥30%.

NOTA: ad es. nel caso di ponti isostatici si deve confrontare lo spostamento indotto dall'azione sismica in sommità della pila con lo spostamento indotto nel terreno. Questo tipo di verifica va condotta ove particolari caratteristiche geotecniche del terreno e delle strutture di fondazioni lo richiedano.

  - le condizioni del sottosuolo sono tali da richiedere l'uso di più spettri lungo lo sviluppo del ponte. In questo caso si esegue la verifica utilizzando lo spettro più gravoso per tutta l'opera. Quindi si sovrappongono gli effetti dinamici con quelli pseudostatici, questi ultimi indotti dagli spostamenti relativi tra le basi delle pile e le spalle.

    Per la valutazione degli spostamenti dinamici e pseudostatici si rimanda al paragrafo delle Verifiche allo SLU. (10.2.2.3)

10.2.2.2 Metodi di analisi.

Nell'analisi modale completa, per ognuna delle due direzioni di verifica, la massa eccitata totale deve essere almeno pari al 90%, nel caso di

strutture la cui massa può essere espressa come somma delle **masse efficaci** modali.

NOTA: per pile a sezione costante, la massa efficace è quella relativa alla metà superiore del fusto + quella intera del pulvino;

per massa totale del ponte deve pertanto intendersi la somma della massa dell'impalcato e di quella efficace delle pile.

L'analisi semplificata consiste nell'applicare una distribuzione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia attivate dal sisma e distribuite secondo la prima forma modale (analisi modale troncata al primo modo).

Caratteristica fondamentale che il sistema strutturale deve possedere è che il moto della struttura sia descritto principalmente dal primo modo (oscillatore semplice SDOF).

NOTA: l'assimilazione ad oscillatore semplice è giustificata dalle assunzioni fatte in quanto prevedono una forte concentrazione della massa in corrispondenza dell'impalcato; una ragionevole uniformità dell'altezza delle pile (massa eff. deve essere per tutte <1/5 di quella d'impalcato); simmetria trasversale rispetto alla mezzeria.

In particolare, con riferimento ai casi seguenti, si opererà nel modo indicato.

a) Nei ponti rettilinei a travata continua, in direzione longitudinale, nel caso in cui la massa efficace complessiva delle pile non sia superiore ad 1/5 della massa dell'impalcato.

Forza equivalente all'azione sismica

$$\mathbf{F} = \mathbf{M} \times \mathbf{S_e(T_1)}$$

con:

M massa dell'impalcato + massa efficace

$S_e(T_1)$ ordinata dello spettro di progetto

$T_1 = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K}}$ periodo dell'oscillatore semplice.

In aggiunta: eventuale considerazione della componente pseudostatica dovuta alla variabilità spaziale del moto sismico (vd. p.to 10.2.2.3)

b) Nei ponti che soddisfano la condizione precedente e sono simmetrici rispetto la mezzeria longitudinale, con una eccentricità consentita <5% della lunghezza del ponte, in direzione trasversale.

Forza equivalente all'azione sismica, da applicare ad ogni nodo *(solitamente testa pila)* del modello:

$$\mathbf{F_i} = \frac{\mathbf{4} \times \mathbf{p^2} \times \mathbf{S_e(T)}}{\mathbf{T^2} \times \mathbf{g}} \times \mathbf{d_i} \times \mathbf{G_i} \ .$$

con

$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum G_i d_i^2}{g \cdot \sum G_i d_i}}$ periodo trasversale approssimato dell'oscillatore semplice

d_i spost. del grado di libertà i-esimo quando la struttura è soggetta ad un sistema di forze trasv.: $f_i = G_i$

G_i peso della massa concentrata nel grado di libertà i-esimo

In aggiunta: eventuale considerazione della componente pseudostatica dovuta alla variabilità spaziale del moto sismico (vd. p.to 10.2.2.3).

c) In ponti con travate appoggiate, sia longitudinalmente che trasversalmente, con

massa efficace di ciascuna pila <1/5 della massa dell'impalcato da essa portato.

Forza equivalente all'azione sismica

$$\mathbf{F} = \mathbf{M} \times \mathbf{S_e(T_1)}$$

con:

M m. dell'impalcato afferente alla pila + m. efficace

$S_e(T_1)$ ordinata dello spettro di progetto

$T_1 = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K}}$ periodo dell'oscillatore semplice.

Per l'analisi dinamica non lineare la generazione di accelerogrammi artificiali deve essere eseguita secondo quanto previsto al p.to 6.6.
Questo tipo di analisi deve essere effettuata necessariamente in parallelo con una analisi dinamica lineare, al fine di verificare che la somma delle azioni orizzontali alla base delle pile e delle spalle non sia inferiore all'80% di quella ottenuta con l'analisi lineare.

L'analisi statica non lineare prevede un procedimento leggermente differente rispetto a quello generico previsto per gli edifici, articolandosi nei passi seguenti:

- analisi modale completa con q=1;

NOTA: questo tipo di analisi ha senso solo per strutture progettate con q>1.
La richiesta di duttilità verrà controllata come rapporto conseguente tra lo spostamento trovato nelle varie sezioni per q=1 rispetto a quello al limite elastico effettivo per q>1

- determinazione dello spostamento massimo del nodo di riferimento;
- applicazione di un sistema di forze orizzontali;

NOTA: non viene esplicitata la forma del sistema di forze da applicare, ma è da ritenersi che debba essere coerente con quella del primo modo, in analogia a quanto previsto anche per gli edifici.

- progressivo incremento del sistema di forze fino al raggiungimento dello spostamento sopra determinato;
- controllo della compatibilità tra duttilità richiesta e duttilità disponibile e verifica della coerenza con i criteri della gerarchia delle resistenze.

10.2.2.3 Verifiche di Resistenza

SLU:

Per tutti gli elementi strutturali dovrà essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione, calcolata in generale comprendendo gli effetti del secondo ordine e le regole di gerarchia delle resistenze, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto: ($E_d < R_d$).

In particolare devono essere previste le seguenti verifiche:

- di resistenza degli elementi in c.a. da effettuarsi con i coefficienti di sicurezza sui materiali per le zone non sismiche;
- impalcato → verifica in direzione longitudinale e trasversale;
- pile → verifica della duttilità della sezione d'incastro;
- appoggi → mantenimento della funzionalità senza subire danni;

- spalle $\rightarrow$ mantenimento della funzionalità senza subire danni.
- le fondazioni dovranno essere progettate in maniera tale da rimanere comunque in campo elastico.
- sono da prevedere giunti tra sovrastruttura e terreno o costruzioni adiacenti, secondo il massimo spostamento relativo, somma di quelli dinamici e di quelli eventuali pseudostatici.

Gli <u>spostamenti dinamici</u> allo SLU si ottengono utilizzando la relazione:

$$\mathbf{d_e} = \pm \mu_{\mathbf{d}} \times \mathbf{d_{Ed}}$$

in cui

d_{Ed} = spostamenti ottenuti attraverso un'analisi dinamica o statica semplificata;

μ_d = fattore funzione del periodo della struttura come di seguito riportato:

$\mu_d = q$ se T=1,5 T_c

$\mu_d = (q-1) \cdot \frac{1,5T_c}{T} + 1$ se T<1,5 T_c

Gli <u>spostamenti pseudostatici</u> sono calcolati tra due generici punti **r** ed **i** come segue:

$$\mathbf{d_{ri}} = \mathbf{x_{ri}} \times \frac{\mathbf{v_g}}{\mathbf{c_a}} \leq \sqrt{\mathbf{d_{gr}^2} \times \mathbf{d_{gi}^2}} \quad \text{trasversale}$$

$$\mathbf{d_{ri}} = \mathbf{x_{ri}} \times \frac{\mathbf{v_g}}{\mathbf{2} \times \mathbf{c_a}} \leq \sqrt{\mathbf{d_{gr}^2} \times \mathbf{d_{gi}^2}} \quad \text{longitudinale}$$

in cui $\mathbf{d_g}$ e $\mathbf{v_g}$ sono lo spostamento e la velocità orizzontale massima del suolo, dati dalle espressioni seguenti:

$$\mathbf{d_g} = \mathbf{0,025} \times \mathbf{S} \times \mathbf{T_c} \times \mathbf{T_D} \times \mathbf{a_g}$$

$$\mathbf{v_g} = \mathbf{0,16} \times \mathbf{S} \times \mathbf{T_c} \times \mathbf{a_g}$$

$\mathbf{c_a}$ è la velocità di propagazione apparente delle onde sismiche.

Valori di $\mathbf{c_a}$ in mancanza di studi specifici	
Categoria suolo	C_a (m/sec)
A	3000
B, C	2000
D, E	1500

10.2.3 Tabella Riassuntiva per il Progetto degli elementi Strutturali

ORDINANZA N.3274 **PROGETTO SISMICO DEI PONTI**			VERIFICHE DI RESISTENZA - PRINCIPIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE $\gamma_0 = 0,7 + 0,2\,q \geq 1$						
			FLESSIONE		TAGLIO $V_c = V_{ei}\,(\gamma_0\,M_{rdi} / M_{ei})$				DETTAGLI COSTRUTTIVI
			ZONA CERNIERA PLASTICA	FUORI CERNIERA PLASTICA	ZONA CERNIERA PLASTICA		FUORI CERNIERA PLASTICA come in zone non sismiche		
					COMPRESSIONE DIAGONALE	ARMATURA DI CONFINAMENTO	COMPRESSIONE DIAGONALE	ARMATURA DI CONFINAMENTO	
PILE	**SEZIONE RETTANGOLARE**	$\eta_k \leq 0,1$ $V_{cde}=0$	$M_{ed} \geq M_{rdi}$	$M_c < M_{rd0}$ con $M_c = \gamma_0\,M_{rdi}$	$V_{Rde} \geq V_C$ con $V_{Rde} = 0,275\,v\,f_{ck}\,b_{wc}\,d_c$	$V_R = Vw_d$ $V_R \geq V_C$ $\omega_{\omega dr} = 0,33(A_c/A_{cc})\eta_k - 0,07 \geq 0,12$	$V_{Rd2} \geq V_C$ con $V_{Rd2} = 0,3\,f_{cd}\,b\,d$	$V_R = V_{cde} + V_{wd}$ $V_R \geq V_C$ $\omega_{\omega dr} = 0,33(A_c/A_{cc})\eta_k - 0,07 \geq 0,12$	$i_{st} = \min(b,h)/3$ 200mm.<i_{st}<350mm. $L_{confinamento} = \max[b, h, \text{dist.(sez.}M_{max}\text{ - sez.}0,8\,M_{max})]$ $I_{successivo} = 50\%\,A_{conf}$ $A_f/s = \Sigma A_s\,f_{ys}\,(1/1,6f_{yf})$ piegature a 135° per una lungh. di ancorag. di 10Φ no giunzioni armature long. nelle zone di massimo confinamento
		$\eta_k > 0,1$ $V_{cde}=2,5\tau db$				$V_R = V_{cde} + V_{wd}$ $V_R \geq V_C$ $\omega_{\omega dr} = 0,33(A_c/A_{cc})\eta_k - 0,07 \geq 0,12$			
	SEZIONE CIRCOLARE	$\eta_k \leq 0,1$ $V_{cde}=0$				$V_R = Vw_d$ $V_R \geq V_C$ $\omega_{\omega dc} = 1,4\,\omega_{\omega dr}$		$V_R = V_{cde} + V_{wd}$ $V_R \geq V_C$ $\omega_{\omega dc} = 1,4\,\omega_{\omega dr}$	
		$\eta_k > 0,1$ $V_{cde}=2,5\tau db$				$V_R = V_{cde} + V_{wd}$ $V_R \geq V_C$ $\omega_{\omega dc} = 1,4\,\omega_{\omega dr}$			
IMPALCATO			$M_{Rmembrature}\,\gamma_0 < M_{Rimpalcato}$		SI PRENDE LO SFORZO DI TAGLIO IN SOMMITA' DELLA PILA: $V_c = V_{ei}\,(\gamma_0\,M_{rdi} / M_{ei}) \leq V_{ei}\,q$				Non sono da prevedere armature volte a conferire duttilità.
APPOGGI	**FISSI**		DEVONO ESSERE IN GRADO DI TRASMETTERE, MANTENENDO LA LORO FUNZIONALITA', FORZE ORIZZONTALI TALI DA PRODURRE NELLE SEZIONI CRITICHE ALLA BASE DELLA PILA UN MOMENTO FLETTENTE PARI A γ0 MRd. LE FORZE DETERMINATE POSSONO RISULTARE SUPERIORI A QUELLE CHE SI OTTENGONO DALL'ANALISI PONENDO q = 1, IN TAL CASO E' CONSENTITO ADOTTARE QUEST'ULTIME PER IL PROGETTO DEGLI APPARECCHI.						
	MOBILI	$T \geq 1,5\,T_C$	DEVONO CONSENTIRE SPOSTAMENTI MASSIMI $d_e = \mu\,d_{ed}$ con $\mu = q$ e d_{ed} = spostamenti ottenuti con analisi statica o dinamica						
		$T < 1,5\,T_C$	DEVONO CONSENTIRE SPOSTAMENTI MASSIMI $d_e = \mu\,d_{ed}$ con $\mu = (q - 1)\,(1,5\,T_C/T) + 1$ e d_{ed} = spostamenti ottenuti con analisi statica o dinamica						
FONDAZIONI		**DIRETTE**	IL CRITERIO DI PROGETTO DELLE FONDAZIONI E' CHE ESSE SI MANTENGANO IN FASE ELASTICA SOTTO L'AZIONE SISMICA DI PROGETTO PER LO SLU. A TALE SCOPO LE SOLLECITAZIONI DA CONSIDERARE SONO RICAVATE CON IL CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE E SONO PARI A $M_{Rdi}\,\gamma_0$. TUTTAVIA LE SOLLECITAZIONI DA UTILIZZARE NON POSSONO RISULTARE MAGGIORI DI QUELLE OTTENUTE DALL'ANALISI ESEGUITA CON q = 1.						Sempre in campo elastico, no armatura per duttilità
		PROFONDE							Possibile formazione di cerniere plastiche. Dotare palo di armatura specifica.
SPALLE	**COLLEGAMENTO MEDIANTE APPOGGI SCORREVOLI**		VIENE REALIZZATO SOLO PER I MOVIMENTI IN SENSO LONGITUDINALE. IN QUESTO CASO IL COMPORTAMENTO DELLA SPALLA E' COMPLETAMENTE DISACCOPPIATO DAL RESTO DEL PONTE. LE SOLLECITAZIONI DI CALCOLO SONO COSTITUITE DA QUELLA SISMICA, CUI LA SPALLA DEVE RESISTERE, PIU' LA FORZA DI ATTRITO DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO MAGGIORATA DI UN FATTORE PARI A 1,30.						
	COLLEGAMENTO MEDIANTE APPOGGI FISSI		VIENE ADOTTATO IN MANIERA GENERALIZZATA PER LA DIREZIONE TRASVERSALE ED IN GENERE AD UNA DELLE DUE SPALLE PER LA DIREZIONE LONGITUDINALE. SPALLE E PONTE FORMANO UN SISTEMA ACCOPPIATO ED E' QUINDI NECESSARIO UTILIZZARE UN MODELLO STRUTTURALE CHE CONSENTA DI ANALIZZARE GLI EFFETTI DI INTERAZIONE TRA TERRENO, SPALLA E PARTE DI PONTE ACCOPPIATA. L'ANALISI SARA' ESEGUITA CON q=1.						

11 STRUTTURE ISOLATE

11.1 CENNI SUL CONTROLLO DELLE VIBRAZIONI DELLE STRUTTURE

L'approccio tradizionale, connaturato con l'istintivo atteggiamento di incrementare la 'robustezza' di ciò che appare inadeguato a sopportare un carico, ha portato a modificare le strutture sostanzialmente nella direzione di aumentarne la resistenza lì dove il sisma evidenziava le più appariscenti carenze portanti.

L'approccio energetico, più recente, ha modificato tale filosofia orientandola verso un più conveniente 'controllo' ed 'uso' degli effetti generati da un sisma con l'intento di prevenire in ultima analisi il collasso, privilegiando la salvaguardia della vita a fronte del danno. Anzi sfruttando proprio il danno come elemento di protezione 'passiva', intrinseco alla struttura.

Tale strategia prende spunto dalla considerazione che il terremoto è di fatto un rilascio di energia, che si libera dalle viscere della terra, arriva in superficie in forma di onde (che si modificano, filtrandosi, amplificandosi, ecc. nell'attraversamento del mezzo di propagazione: il sottosuolo) fino ad investire le strutture. Tale energia rimane 'dannosamente' attiva finché non si esaurisce. Ebbene il danno è una forma di consumo energetico: richiede lavoro per prodursi. Un danno incrementale (duttilità), in grado di articolarsi in modo da non compromettere in primis gli elementi vitali (capacity design o gerarchia delle resistenze) fa sì che l'energia che entra nella struttura possa essere strategicamente 'consumata' in modo da ritardare al massimo ciò che rappresenta l'ultima risorsa della struttura: il collasso.

Al contrario il mero incremento della resistenza degli elementi strutturali può rivelarsi addirittura dannoso per i seguenti motivi:

- generalmente ad esso corrisponde un aumento di rigidezza del sistema e guardando lo spettro di risposta è facile verificare che alle strutture rigide (cioè con periodo di risposta basso) corrisponde il tratto più gravoso dello spettro stesso;
- un aumento di rigidezza/resistenza spesso coincide con un aumento delle masse, ovvero con un aumento dell'azione dinamica, che, è bene sottolinearlo, si esplica proprio attraverso quella forza di opposizione che ogni corpo attiva se forzato a variare il suo stato di moto: la forza d'inerzia, per l'appunto proporzionale alla massa. A parità di accelerazione indotta dal sisma, quindi, maggiore è la massa del corpo, maggiore sarà la forza d'inerzia che si attiverà e maggiore sarà la richiesta di resistenza interna per poterla sopportare.

Così, spesso, accade che aumentare la rigidezza di una struttura non risulti sufficiente, o magari non sia possibile farlo in modo adeguato, o che comunque non sempre fornisca i risultati sperati.

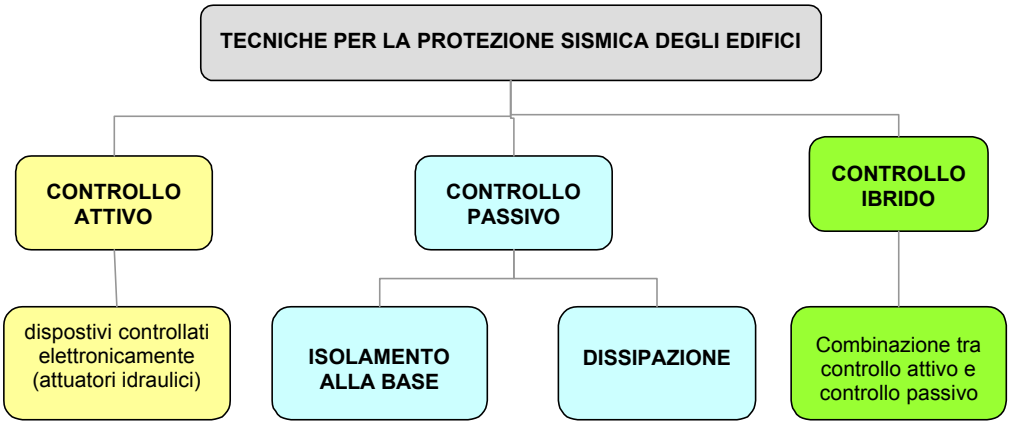
Tale ultimo aspetto, in termini analitici, è conseguenza del fatto che un criterio di progettazione strutturale 'statico' interviene solo sulla matrice di rigidezza della struttura.

Nell'analisi dinamica invece, considerando che il sisma è un fenomeno prettamente dinamico, il comportamento strutturale è legato, oltre che alla matrice di rigidezza, anche a quella di dissipazione e d'inerzia della struttura, tenendo in debito conto le sue caratteristiche dinamiche in funzione delle pulsazioni ω_i.

Ne scaturisce un panorama di variabili ben più ampio su cui agire per condizionare il comportamento strutturale. Se ne deduce, di conseguenza, che è possibile intervenire sulla risposta agendo oltre che sulla rigidezza (geometria strutturale), anche sulla matrice di dissipazione (duttilità delle sezioni e dei materiali) e d'inerzia (massa strutturale e sua distribuzione) oppure, in maniera più efficace e meno laboriosa, semplicemente allontanando le frequenze proprie della struttura da quelle in cui si hanno le risposte spettrali più elevate (isolamento).
Ancora, quindi, possiamo dichiarare che è possibile attivare un corretto controllo della risposta agendo sulla struttura, oppure (anche se è un modo improprio per dirlo), agendo intorno alla struttura mediante l'impiego di tecniche e tecnologie in grado di modificarne la risposta senza alterarne la consistenza.
Quest'ultimo tipo di controllo delle vibrazioni delle strutture può eseguirsi in forma "attiva", " passiva" o "ibrida".

I sistemi di controllo attivo forniscono ulteriore energia, proveniente da una sorgente esterna. Modificano la risposta attraverso una controazione calibrata in "real-time" sull'azione esterna che sta sollecitando la struttura. Il controllo dell'energia trasmessa è regolato da un computer. Come è ovvio immaginare, il limite di questa tecnica risiede nel sistema di controllo, sia per problemi di manutenzione, che di affidabilità in condizioni critiche quali possono considerarsi quelle sismiche in cui una forte richiesta di energia elettrica potrebbe essere compromessa dai probabili danni alla rete.

Si definiscono sistemi di controllo passivo tutti quelli che, invece, non forniscono alla struttura nessun apporto energetico, ma interagiscono



con essa con le proprie riserve inerziali e dissipative. Questi sistemi, in funzione della tecnologia, intervengono modificando le matrici d'inerzia, di dissipazione e di rigidezza della struttura.

I sistemi di controllo ibridi sono quelli più recenti e presentano i vantaggi di entrambe i sistemi precedenti.
A differenza dei sistemi di controllo attivo essi agiscono di solito modificando alcune caratteristiche di particolari materiali (es. fluidi reologici) in modo tale che i dispositivi che li inglobano possano attivare una efficace risposta di tipo passivo. Il cambiamento delle caratteristiche di risposta dei materiali viene attivato, in questo caso, con bassissime richieste di energia (ad es. fornite da una batteria).

Risultando a tutt'oggi i sistemi di controllo passivo i più collaudati ed affidabili, si tratterà di seguito solo di questi, anche in considerazione del fatto che l'Ordinanza 3274 si limita solo alla loro considerazione. E' possibile individuare sostanzialmente 3 gruppi di dispositivi:

1) Gli assorbitori a massa accordata (tuned mass dumpers - TMD) che vengono realizzati inserendo nella struttura uno o più oscillatori elementari. Essi consistono in masse sospese che realizzano oscillatori con periodi accordati con quello della struttura principale, in modo da compensare gli effetti indotti dalle azioni dinamiche. Questi dispositivi vengono utilizzati principalmente per limitare le oscillazioni indotte dall'azione eolica sulle strutture snelle (grattacieli, ciminiere).

2) I dissipatori, che trasformano in calore gran parte dell'energia meccanica trasmessa dall'evento eccitante. A fronte di un comportamento fortemente non lineare *(l'energia assorbita è rappresentata appunto dall'area racchiusa nel ciclo, altrimenti nulla per comportamento lineare)*, possono essere di tipo ricentrante o non ricentrante, mentre la dissipazione può ottenersi per plasticizzazione, per attrito o per viscosità. La dissipazione di energia è una tecnica frequentemente utilizzata nella realizzazione di controventi per l'adeguamento sismico delle strutture intelaiate. Essi sono particolarmente efficaci nella limitazione degli spostamenti di interpiano e, di conseguenza, nel controllo del danno. Più in generale la dissipazione, contribuendo alla dispersione dell'energia fornita dal sisma, tende a ridurre gli spostamenti relativi che altrimenti si attiverebbero in sua mancanza. Ciò vale ad esempio anche per l'isolamento alla base, quando, in abbinamento ai dispositivi elastomerici, vengono posti dissipatori per limitare gli spostamenti altrimenti conseguenti all'allungamento del periodo.

3) I sistemi di isolamento alla base, sono dispositivi a rigidezza orizzontale fortemente differente da quella della struttura in cui vengono inseriti.

L'isolamento è la tecnica che consiste nell'inserire una sconnessione (piano di isolamento) tra la sovrastruttura e la fondazione, tale da ottenere una conveniente variazione delle caratteristiche di risposta dinamica rispetto ad una struttura 'a base fissa'.

Gli isolatori sono classificati in elastomerici, a rotolamento e a scorrimento.

di allungare il periodo della struttura, portandolo fuori da questo intervallo di massimo.

I secondi invece spostano il periodo della struttura verso i valori più bassi, confermando sulla struttura un'azione sismica ai massimi livelli, ma, in virtù delle forti dissipazioni di cui sono capaci, riescono a ridurne fortemente l'effetto in termini di spostamenti di interpiano e, quindi, di danno strutturale conseguente.

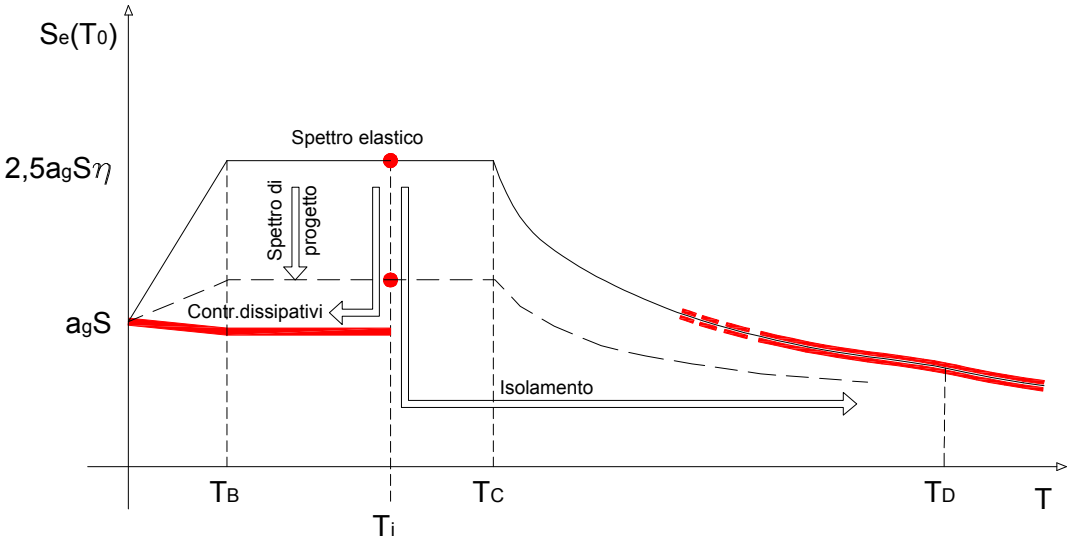


Fig.24 – Tecniche di protezione passiva

La differenza sostanziale tra il sistema di isolamento alla base e quello di dissipazione con controventi, è facilmente comprensibile analizzando in che modo vanno a modificare il periodo della struttura in cui vengono installati (vd. Fig. 24).

Possiamo notare come i primi siano particolarmente efficaci in quanto lo spettro di progetto da normativa presenta picchi spettrali massimi per periodi bassi, tra 0,2 e 0,6 sec., mentre l'isolamento ha come effetto proprio quello

Dei sistemi di controllo descritti, verranno di seguito illustrati quelli più diffusi, relativamente alle tecniche di protezione passiva: l'isolamento alla base e i dissipatori.

11.2 TECNICA DI PROTEZIONE PASSIVA: ISOLAMENTO ALLA BASE

Come si è già avuto modo di dire, per ridurre considerevolmente gli stati di sollecitazione nella struttura, occorre abbassare al massimo le forze d'inerzia dovute al sisma.

Essendo queste funzione della massa strutturale e dell'accelerazione indotta dal terreno, o si agisce con una riduzione di massa, o si agisce riducendo l'accelerazione subita dalla struttura.

L'isolamento alla base agisce nella direzione di abbattere l'accelerazione subita attraverso la modificazione della risposta dinamica della struttura. Incrementandone il periodo proprio, solitamente intorno ai 2 secondi, sposta la risposta, ovvero la conseguente accelerazione di progetto, nel ramo discendente della curva dello spettro.

Come anticipato, questa tecnica consiste essenzialmente nell'interposizione tra le fondazioni e la sovrastruttura di elementi con elevata deformabilità orizzontale ed elevata rigidezza verticale. Il disaccoppiamento del moto che ne consegue comporta il filtraggio delle frequenze a maggior contenuto di energia, lasciando passare quelle più lente, solitamente a minor contenuto energetico.

Così facendo, il primo modo di vibrare della struttura si configura quasi come quello di un corpo rigido che si muove lentamente (traslazione) sopra i dispositivi deformabili, con accelerazioni molto basse e deformazioni di interpiano assai modeste (assenza di danni).

A questo modo è associata una massa eccitata generalmente superiore al 90% che identifica quindi in maniera quasi totale la risposta della struttura durante il terremoto.

Il comportamento strutturale è assimilabile, quindi, a quello di un oscillatore semplice, con massa coincidente con quella totale e rigidezza coincidente con quella del sistema d'isolamento.

La partecipazione dei modi superiori risulta pertanto molto ridotta e poco efficace per quanto riguarda sia le deformazioni interne che le accelerazioni trasmesse.

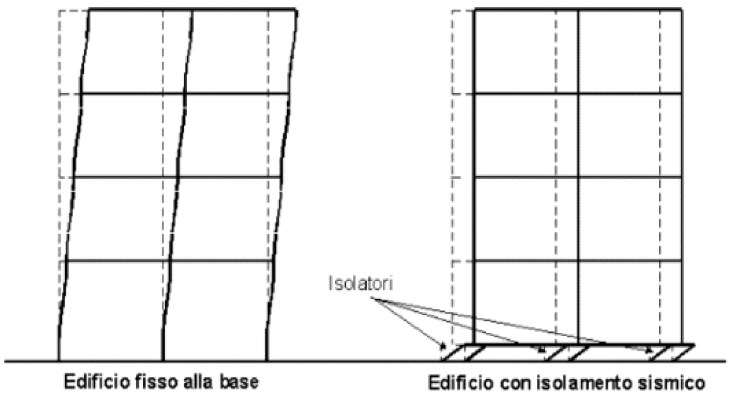


Fig.25 – Deformata sotto l'azione del terremoto, di un edificio tradizionale e di uno con isolamento sismico

Se, per effetto dell'assenza quasi totale di deformazioni interpiano, questa tecnologia praticamente annulla lesioni o danni anche agli elementi non strutturali (tamponature, tramezzi, infissi), per effetto del filtraggio delle frequenze più alte, consente altresì di evitare che il 'contenuto' sperimenti forti accelerazioni, perseguendo in tal modo un'efficace protezione anche di questo (si pensi ad apparecchiature ad alta tecnologia od oggetti ad alto valore culturale).

Riassumendo la strategia dell'isolamento alla base presenta i seguenti vantaggi rispetto all'approccio tradizionale:

1) sollecitazioni più basse nella sovrastruttura;
2) minori sollecitazioni nelle strutture di fondazione;
3) semplicità di controllo delle azioni torcenti;
4) conseguenti minori sollecitazioni torsionali nell'intera struttura;
5) maggiore libertà formale anche in zona sismica;
6) eccitazione dinamica sul contenuto praticamente nulla.

Si può facilmente comprendere come, alla luce di quanto riscontrato, in una struttura progettata secondo i criteri dell'isolamento alla base, i requisiti di duttilità diventino molto meno importanti a differenza di quanto richiesto per le

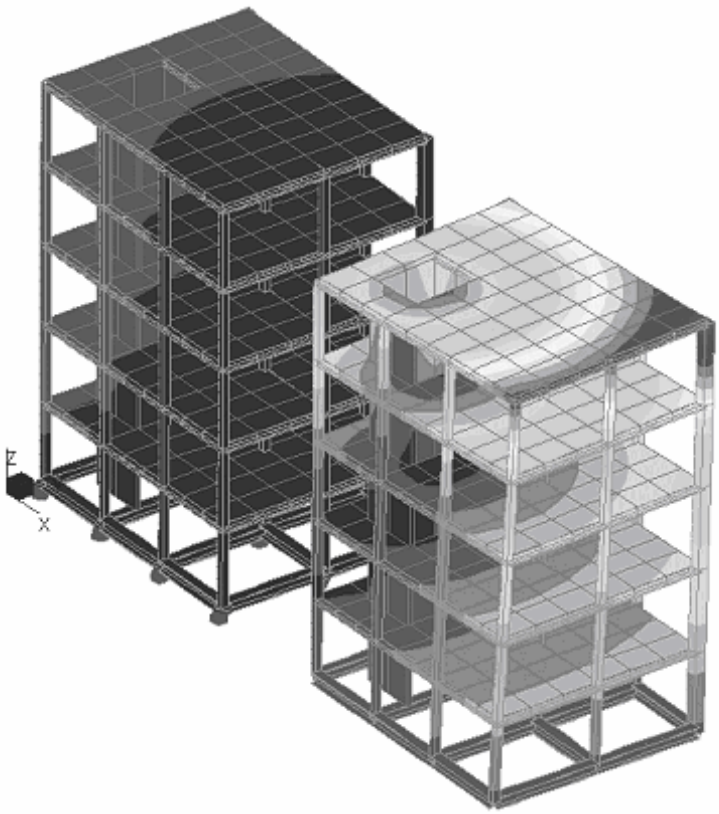


Fig.26 – Comparazione delle sollecitazioni tra modello isolato e a 'base fissa' (sisma in direzione Y e vano ascensore eccentrico)

strutture tradizionali.

Per queste ultime la stessa Ordinanza 3274, infatti, per garantire una sufficiente duttilità (CD'A'), prevede il rispetto di impegnative prescrizioni sui dettagli costruttivi, che incidono negativamente sulla difficoltà progettuale, realizzativa e quindi sui costi, là dove, per le strutture isolate, è richiesta solo la classe di duttilità bassa (CD'B').

In aggiunta alle considerazioni ora fatte, la risposta delle costruzioni isolate consente di superare altre ambiguità di natura pratica che sono presenti nelle abituali analisi di progetto.

La valutazione del periodo proprio delle strutture isolate, e quindi la conseguente determinazione della accelerazione attraverso lo spettro di progetto, dipende essenzialmente dalle caratteristiche meccaniche dei dispositivi di isolamento.

Questi sono realizzati con procedimenti industriali e le loro caratteristiche meccaniche sono quindi testate e valutate attraverso prove di qualificazione e accettazione che hanno un grado di affidabilità elevato.

Al contrario la determinazione del periodo proprio di vibrare e quindi la risposta di una struttura a base fissa dipende dal comportamento, più difficilmente valutabile, dei singoli elementi strutturali e da come gli stessi vengono eseguiti. In tal caso entrano in gioco un numero notevole di indeterminazioni ed incertezze, quali ad esempio la rigidezza delle zone fessurate, l'effettivo comportamento e dimensione delle cerniere plastiche, il comportamento dei materiali che possono subire degradazioni cicliche, ecc.

Non è detto quindi che la duttilità reale coincida con quella teorica attribuita al sistema resistente, che dovrebbe giustificare la riduzione delle ordinate per passare dallo spettro elastico a quello di progetto.

In aggiunta a quanto già ampiamente descritto c'è il fenomeno dell'interazione degli elementi non strutturali, in particolare quelli legati alle tamponature. Generalmente la loro influenza è presente, ma viene trascurata ai fini delle verifiche di resistenza e ciò può rendere la risposta reale notevolmente differente da quella sulla quale sono basate le analisi di progetto. Invece nelle strutture isolate alla base il primo modo, che consiste essenzialmente in una traslazione rigida, non risente della presenza o meno delle tamponature e ciò determina valutazioni di progetto sicuramente più attendibili e vicine alla realtà.

E' pur vero che, d'altro canto, quando si interviene con questa tecnica è necessario porre particolare attenzione nelle indagini geognostiche preliminari alla costruzione. La presenza di un notevole strato di terreno alluvionale o soffice, infatti, potrebbe modificare lo spettro di risposta locale spostando la zona a massima ordinata in corrispondenza dei periodi più alti, che sono tipici delle strutture isolate.

Un caso reale in cui si è verificato un fatto del genere è nel terremoto di Città del Messico in cui il picco massimo della risposta spettrale si è avuto per T=2,0÷2,5sec.

L'Ordinanza 3274 prevede gli isolatori elastomerici e gli isolatori a scorrimento.

11.3 DEFINIZIONE DEGLI ISOLATORI SECONDO L'Ordinanza 3274

(per la simbologia vedi tabelle allegate a fine testo)

11.3.1 Isolatori Elastomerici

(Ordinanza 3274, p.to 10.4.1)

DEFINIZIONE

Gli isolatori elastomerici sono costituiti da strati di materiale elastomerico (gomma naturale o artificiale) alternati a lastre di acciaio aventi funzione di confinamento dell'elastomero. Tale configurazione è quindi in grado di sopportare sia le azioni orizzontali, parallele alla giacitura degli strati in gomma, sia quelle verticali perpendicolari agli strati stessi.

Sono dispositivi che svolgono fondamentalmente la funzione di appoggio, con elevata rigidezza verticale. Presentano altresì bassa rigidezza o resistenza orizzontale, consentendo in tal modo notevoli spostamenti nel piano per forze relativamente basse.

A tali caratteristiche possono essere associate quelle di dissipazione di energia, di ricentraggio del sistema, di vincolo laterale per i carichi orizzontali di servizio (non sismici). Ad esempio ci possono essere isolatori elastomerici ad alta dissipazione o comprendenti inserti di materiali dissipativi (es. piombo o materiali viscosi).

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Gli isolatori devono avere pianta con almeno 2 assi di simmetria ortogonali, in modo da garantire un comportamento il più possibile indipendente dalla direzione dell'azione orizzontale agente.

Le piastre di acciaio devono essere conformi alla CNR 10018/98 e devono avere uno spessore minimo di mm. 2, quelle interne, e di mm. 20, quelle esterne.

Si definiscono:

- Fattori di forma:

  S1 (primario) = **A' / L**

  (regola la deformabilità verticale)

  NOTA: nelle Linee Guida del 1998 era consigliato ³ 12.

  S2 (secondario) = **D / t_e**

  (regola l'instabilità ai carichi verticali)

  NOTA: nelle Linee Guida del 1998 era consigliato ³ 4. L'Ordinanza 3274 cita tale fattore senza mai utilizzarlo sia nel dimensionamento, che nelle verifiche.

- Caratteristiche meccaniche:

  K_e (rigidezza equivalente) = **(G_{din} A) / t_e**

  ?$_e$ (coeff. di smorzamento viscoso equivalente) = **W_d / 2p Fd**

Le caratteristiche fisico meccaniche dei dispositivi reali vanno verificate sperimentalmente in conformità a quanto indicato dall'Ordinanza 3274.

Le grandezze **K_e** e **?$_e$** sono valutate in corrispondenza dello spostamento massimo di progetto d_2 e dovranno avere variazioni limitate come segue:

- nell'ambito della **singola fornitura** le differenze, rispetto al valore di progetto, non pos-

sono superare un valore massimo del **±15%** e un valore medio del **±5%**;

NOTA: è parere degli autori l'opportunità che la variazione di ±5% sia rispetto al valore medio della risposta reale dei dispositivi (1) e non rispetto al valore di progetto (2). Ciò in quanto si ritiene significativa l'uniformità della risposta del sistema d'isolamento, indipendentemente dalla distanza di ±15% di questa dal valore di progetto.

- *Nel caso (1) infatti i dispositivi possono ad es. avere una risposta con differenza massima +15% dal valore di progetto, ma la minima dovrà essere contenuta in +13.5% (variabilità della risposta ±5%); lo stesso varrà per una variazione in direzione opposta.*
- *Nel caso (2) invece la risposta all'interno del sistema d'isolamento può variare del 30% pur rispettando la tolleranza di ±5% rispetto al valore di progetto (al limite anche centrandolo perfettamente).*

- le variazioni legate all'**invecchiamento** dell'elastomero non dovranno superare il **15%** del valore relativo alle prove di qualificazione;
- le variazioni dovute a fattori ambientali (**temperatura**) non dovranno superare il **±20%**per gli **EDIFICI** e il **±35%** per i **PONTI** del valore relativo alle prove di qualificazione;
- le variazioni dovute al **carico verticale** (differenza tra carico massimo e carico minimo) non dovranno superare il **15%** del valore di progetto;
- le variazioni dovute alla **velocità di deformazione** non dovranno superare il **±10%** del valore relativo alle prove di qualificazione.

Gli isolatori devono inoltre essere in grado di sopportare almeno **10 cicli** con massimo spostamento impresso pari a **1,2 d_2**. I cicli si intendono favorevolmente sostenuti se i diagrammi forza spostamento mostrano un incremento di carico al crescere dello spostamento e se le caratteristiche meccaniche dei dispositivi (**K_e** e **?$_e$**), nei cicli successivi al primo, non varieranno più del **15%** rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il **terzo ciclo**.

VERIFICHE ALLO SLU

1) Tensione nelle lamiere interne di acciaio:

$$\sigma_s = 1{,}3\, V\, (t_1 + t_2) / (A_r\, t_s) < f_{yk}$$

2) Deformazione di taglio massima negli isolatori:

$$\gamma_t = 5 \quad ; \quad \gamma_s = \gamma^{*}/1{,}5 = 2$$

3) Instabilità: $V_{agente} < (V_{cr} / 2{,}5)$

MODALITA' DI PROVA DEI DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO

1) Prove di accettazione sui materiali:
   Sono quelle previste dalla CNR 10018/98 con in aggiunta le prove di invecchiamento (21 giorni a 70°C su due dispositivi in scala) e quelle per la determinazione del modulo G ad una deformazione tangenziale pari a 100%.
2) Prove di **qualificazione** sui dispositivi:
   Vengono eseguite alla temperatura di 23°C ± 3°C per dispositivi geometricamente simili, aventi rapporti di scala tra 0,5 e 2, fattore di forma primario uguale e fattore di forma secondario maggiore o uguale e prodotti con gli stessi materiali di quelli provati.

Sono effettuate su almeno **4 dispositivi**, 2 per prove con invecchiamento e 2 senza invecchiamento.

3) Prove di **accettazione** sui dispositivi:
   Vengono eseguite con le stesse modalità già viste per quelle di qualificazione e si ritengono superate se i risultati ottenuti non differiranno da quelli delle prove di qualificazione di oltre il **±10%.**
   Sono effettuate su almeno il **20% dei dispositivi e comunque almeno 4**.

NOTA: dovendo comunque essere rispettato il limite massimo del ±15% sulla fornitura rispetto al valore di progetto, la variabilità delle grandezze meccaniche nell'ambito delle prove di qualificazione, è di fatto inferiore a quella prescritta, in quanto deve tenere conto anche della ulteriore variabilità del ±10% consentita per le prove di accettazione.
In sintesi la variabilità dei parametri meccanici nelle prove di qualificazione è bene sia ridotta al più a ±13.64%.
Per quanto attinente a quella relativa ai fattori ambientali non sono indicate le modalità e le temperature di prova.
E' da intendersi che esse possano fare riferimento a generiche prove di omologazione purché gli intervalli di temperatura testati siano maggiori di quelli di progetto e le procedure garantiscano la rispondenza delle condizioni di prova alla realtà.

L'elenco completo e le procedure delle prove sugli isolatori elastomerici è riepilogato nella tabella al paragrafo 11.4.

11.3.2 Isolatori a Scorrimento

(Ordinanza 3274, p.to 10.4.2)

DEFINIZIONE

Gli isolatori a scorrimento sono appoggi che svolgono solamente la funzione di sostegno dei carichi verticali. Nel piano orizzontale, in virtù dei ridotti coefficienti di attrito, presentano bassa resistenza, permettendo spostamenti liberi, condizionati solo dai limiti geometrici del piano di scorrimento

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Le superfici di scorrimento solitamente realizzate per accoppiamento di acciaio e PTFE devono essere conformi alla norma EN 1337-2.
Gli isolatori dovranno avere un **coefficiente di attrito** compreso tra 0% e 3%.
La caratteristica principale dei dispositivi reali, ossia l'**attrito**, valutato in corrispondenza dello spostamento massimo di progetto d_2, dovrà avere ***variazioni*** limitate come segue:

- nell'ambito della **singola fornitura** le differenze, rispetto al valore di progetto, non possono superare un valore massimo del **±50%** e un valore medio del **±15%**.
- le variazioni legate all'**invecchiamento** non dovranno superare il **15%** del valore iniziale.
- le variazioni dovute a fattori ambientali (**temperatura**) non dovranno superare il **±20%**per gli **EDIFICI** e il **±35%** per i **PONTI.**
- le variazioni dovute al carico verticale (differenza tra carico massimo e carico minimo) non dovranno superare il **30%** del valore di progetto.
- le variazioni dovute alla **velocità di deformazione** non dovranno superare il **±10%**.

NOTA:

- *per quanto attinente alla variabilità nella singola fornitura, si ritiene valida la stessa osservazione di cui*

alla nota precedentemente definita per gli isolatori elastomerici;

- *per quanto riguarda l'invecchiamento, non sono definite le procedure ed i parametri di prova.*

Gli isolatori a strisciamento o rotolamento devono essere in grado di sopportare almeno **10 cicli** con massimo spostamento impresso pari a **1,2 d_2**. I cicli si intendono favorevolmente sostenuti se il coefficiente d'attrito (f) nei cicli successivi al primo, non varierà di più del 15% rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il terzo ciclo.

Gli isolatori a strisciamento o rotolamento devono garantire la loro funzione di appoggio fino a spostamenti pari a **1,5 d_2**.

MODALITA' DI PROVA DEGLI ISOLATORI A SCORRIMENTO

1) Prove di accettazione sui materiali:
   Sono quelle previste dalla EN 1337-2
2) Prove di **qualificazione** sui dispositivi:
   Vengono eseguite alla temperatura di 23°C ± 3°C per dispositivi geometricamente simili, aventi rapporti di scala compresi tra 0,5 e 2, prodotti con gli stessi materiali di quelli provati.
   Sono effettuate su almeno **2 dispositivi**.
3) Prove di **accettazione** sui dispositivi:
   Vengono eseguite con le stesse modalità già viste per quelle di qualificazione.
   Sono effettuate su almeno il **20% dei dispositivi e comunque su almeno 4**.

L'elenco completo e le procedure delle prove sugli isolatori a scorrimento è riepilogato nella tabella al paragrafo 11.4.

11.4 TABELLE RIASSUNTIVE SULLE VARIABILITÀ DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE E SULLE MODALITA' DI PROVA DEGLI ISOLATORI

VARIABILITÀ DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE	**ISOLATORI ELASTOMERICI (K_e e ?$_e$)**		**ISOLATORI A SCORRIMENTO (coeff. di attrito f)**	
	Caratteristiche meccaniche (**K_e e ?$_e$**), valutate in corrispondenza dello spostamento massimo di progetto d_2		Coefficiente di attrito (**f**), valutato in corrispondenza dello spostamento massimo di progetto d_2	
AMBITI DI PROVA	**PONTI**	**EDIFICI**	**PONTI**	**EDIFICI**
Prove di accettazione per la singola fornitura (20% fornitura o almeno 4 dispositivi)				
riferimento ai valori di progetto	**±15%** (valore max)	**±15%** (valore max)	**±50%** (valore max)	**±50%** (valore max)
	±5% (valore medio)	**±5%** (valore medio)	**±15%** (valore medio)	**±15%** (valore medio)
Prove di qualificazione (su almeno 2 dispositivi con fattori di scala compresi tra 0,5 e 2) *NOTA: le **Prove di accettazione dei materiali** sono da intendersi di completamento e propedeutiche alle prove di qualificazione. Secondo l'Ordinanza esse sono:* - *per gli isolatori in elastomero, quelle previste dalla CNR 10018/98* - *per le superfici di scorrimento, quelle previste dalla EN 1337-2.*				
invecchiamento dell'elastomero (riferimento al valore analogo non invecchiato di qualificazione)	**±15%**	**±15%**	**±15%**	**±15%**
fattori ambientali: Temperatura (rifermiento valore analogo a 23° ±3° di qualificazione)	**±35%**	**±20%**	**±35%**	**±20%**
carico verticale (riferimento valore analogo non invecchiato di qualificazione)	**15%**	**15%**	**30%**	**30%**
velocità di deformazione: frequenza (riferimento valore analogo non invecchiato di qualificazione)	**±10%**	**±10%**	**±10%**	**±10%**

	MODALITA' DI PROVA DEI **DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO**	**ISOLATORI ELASTOMERICI (K_e e ?$_e$)**	**ISOLATORI SCORRIMENTO (coeff. attrito f)**
PROVE DI ACCETAZION E MATERIALI	Prove previste dal CNR 10018	SI	---
	Prove previste dalla EN 1337-2	---	SI
	Prove di invecchiamento (21 giorni a 70°C)	SI	---
	Determinazione del modulo G anche per defprmazioni tangenziali ±100%	SI	---
PROVE DI **QUALIFICAZIONE** DEI DISPOSITIVI (con fattori di scala compresi tra 0,5 e 2, a temperature dsi 23°C ± 3°C e a non meno di due giorni dalla vulcanizzazione)	Determinazione statica della rigidezza a compressione - V_{prova}=(0.3V; 1.0V) *NOTA: non viene indicata una particolare procedura di prova*	SI	---
	Determinazione del modulo statico di taglio G - compressione costante pari a 6 Mpa - modulo secante tra le deformazioni di taglio per γ=0.27 e γ=0.58 (prova statica monotonica) - procedura di prova statica come indicato nella CNR 10018/98 *NOTA: sebbene non esplicitamente richiesto è consigliato estendere la prova fino alla determinazione del modulo G per γ=1.0 in quanto consente di verificare la sensibilità del comportamento alla velocità di deformazione (vd. prova per il modulo dinamico)*	SI	---
	Valutazione della capacità di sostenere lo spostamento massimo impresso pari a 1,2 d_2 - compressione costante e pari a 6 Mpa - 10 cicli - d=0÷1,2 d_2 (prova statica monotonica) - procedura di prova statica come indicato nella CNR 10018/98	SI	---
	Determinazione del modulo dinamico di taglio G_{din} e dello smorzamento ? - compressione costante pari a 6 Mpa - prove cicliche sinusoidali alla frequenza di 0,5 Hz - in corrispondenza del 3° ciclo (non è indicato un numero massimo di cicli) - modulo secante per γ=1 - 0.35≤Gdin≤1.4 - Gdin=Fte/Ad - $\xi = W_d/2\pi$ Fd	SI	---
	Determinazione delle curve G-? e ?- ? - mediante le prove dinamiche cicliche precedentemente descritte; - γ = 0.05; 0.3; 0.5; 0.7; 1.0; 2.0 - almeno 5 cicli per ogni ampiezza	SI	---
	Determinazione delle caratteristiche di creep mediante prove di compressione sotto carico costante e pari a V della durata di almeno 7 giorni - deformazione finale ≤20% della deformazione statica per V *NOTA: non viene indicata una particolare procedura di prova*	SI	---
	Determinazione delle variazioni di rigidezza orizzontale e verticale conseguenti ad un invecchiamento artificiale - dispositivi in prova per 21 giorni a 70°C - si ripete la prova di determinazione del modulo statico G - variazione di G≤15%	SI	---

MODALITA' DI PROVA DEI **DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO** *(continua)*		**ISOLATORI ELASTOMERICI (K_e e $?_e$)**	**ISOLATORI SCORRIMENTO (coeff. attrito *f*)**
PROVE DI **QUALIFICAZIONE** DEI DISPOSITIVI (con fattori di scala compresi tra 0,5 e 2, a temperature dsi 23°C ± 3°C e a non meno di due giorni dalla vulcanizzazione)	Valutazione della stabilità del dispositivo sotto compressione e taglio - deformazione orizzontale corrispondente a γ=1.8 - V=1.5 V_{max} - V=0.5 V_{min} *NOTA: non viene indicata una procedura di prova. E' da intendersi riferita ad una prova statica monotonica.* *Pur non essendo indicati riscontri di instabilità, si ritiene che la prova venga superata se viene mantenuto il carico alla deformazione imposta.*	SI	---
	Valutazione di efficacia dell'aderenza elastomero + acciaio - compressione costante pari a 6 Mpa - deformazione di taglio per $\gamma \geq 2,5$ (prova statica monotonica) *NOTA: non viene indicata una particolare procedura di prova*	SI	---
	Determinazione statica del coefficiente di attrito - compressione costante durante la prova; - Vprova=(Vmin;V; Vmax) - procedura di prova secondo le EN1337-2	---	SI
	Determinazione dinamica del coefficiente di attrito - compressione costante durante la prova; - Vprova=(Vmin;V; Vmax) - velocità di prova vprova=(0.7v; v; 1.3v) con v (velocità di progetto) - procedura di prova secondo le EN1337-2	---	SI
PROVE DI **ACCETTAZIONE** DISPOSITIVI *sul 20% fornitura e non meno di 4*	Misura della geometria esterna che dovrà rispettare le tolleranze prescritte dalla CNR 10018 *NOTA: per dispositivi con altezza ³ 10 cm la tolleranza è 0¸6 mm*	SI	---
	Determinazione statica della rigidezza a compressione - V_{prova}=(0.3V; 1.0V) *NOTA: non viene indicata una particolare procedura di prova*	SI	---
	Determinazione del modulo statico di taglio G - compressione costante pari a 6 Mpa - modulo secante tra le deformazioni di taglio per γ=0.27 e γ=0.58 (prova statica monotonica) - procedura di prova statica come indicato nella CNR 10018/98	SI	---
	Valutazione efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio - spostamento d=d2; - modalità uguale a quella adottata per le prove di qualificazione	SI	---
	Verifica delle tolleranze dimensionali delle superfici di scorrimento come previsto dalle EN 1337-2	---	SI
	Determinazione statica del coefficiente di attrito - compressione costante durante la prova; - Vprova=(Vmin;V; Vmax) - procedura di prova secondo le EN1337-2	---	SI

11.5 TECNICA DI PROTEZIONE PASSIVA: DISSIPAZIONE

L'altra strategia di protezione sismica, utilizzata più per gli edifici esistenti negli interventi di adeguamento e di miglioramento, è quella della dissipazione. Si accetta che l'energia entri dal terreno nella struttura, cercando però di dissiparla, non più attraverso la plasticizzazione degli elementi strutturali, bensì tramite l'opportuno funzionamento di appositi dispositivi (es. controventi dissipativi).

La protezione mediante dissipazione passiva consiste quindi nell'introduzione di elementi capaci di assorbire e dissipare la maggior parte dell'energia d'ingresso.

I sistemi dissipativi possono essere controventi con elementi di sacrificio a rigidezza e resistenza calibrate (in tal caso essi intervengono modificando la risposta dinamica iniziale della struttura), oppure dispositivi che non modificano la rigidezza del complesso strutturale, agendo solo sull'incremento della capacità dissipativa (ad es. sistemi viscosi).

Nel primo caso, l'energia del sisma viene assorbita dai controventi per rigidezze commisurabili a quella della struttura: più la loro rigidezza cresce, maggiore è la forza che essi raccolgono e maggiore è il conseguente assorbimento. Le deformazioni cicliche a cui essi sono sottoposti devono altresì essere molto piccole, ovvero di entità tale da permettere alla struttura di rimanere in campo elastico (limitazione dei danni), il che richiede, per una efficace protezione, una efficienza dissipativa molto grande.

L'Ordinanza tratta questo tipo di tecnologia per via indiretta, attraverso la considerazione dei dispositivi ausiliari, con i quali, per particolari arrangiamenti tecnologici è possibile realizzare controventi dissipativi o, comunque, ottenere prestazioni strutturali adeguate rispetto a quelle iniziali.

I dispositivi ausiliari sono definiti dall'ordinanza, in funzione del diagramma di comportamento, come segue:

a) dispositivi a comportamento non lineare.

   Proprietà

   Il loro comportamento è indipendente da:

   - entità della forzante, nel senso che funzionano da fusibile nei confronti della forza, presentando un comportamento a soglia;
   - numero dei cicli;

   esempi: dispositivi meccanici a soglia.

b) dispositivi viscosi.

   Proprietà

   - insensibili ai cambiamenti di temperatura;
   - la forza e lo spostamento non sono correlati;
   - dipendono dalla velocità di deformazione e quindi dalla frequenza;

   esempi: dissipatori fluidodinamici

c) dispositivi a comportamento lineare o quasi lineare

   Proprietà

   - sono sensibili alle variazioni di temperatura: al crescere della stessa diminuiscono rigidezza e smorzamento;

- sensibilità nei confronti del livello di deformazione;
- il numero dei cicli non altera significativamente la risposta;

esempi: dispositivi elastomerici senza carico verticale, dispositivi viscoelastici.

Eventuali arrangiamenti tecnologici possono altresì consentire di ottenere funzionamenti misti, di cui bisogna tenere conto mediante una accurata modellazione nell'analisi della risposta strutturale ed avendo cura di verificare, con adeguate prove di omologazione e accettazione, la coerenza tra assunzioni fatte e comportamento reale.

11.6 DEFINIZIONE DEI DISPOSITIVI AUSILIARI SECONDO L'Ordinanza 3274

11.6.1 Dispositivi Ausiliari a Comportamento Non Lineare

(Ordinanza 3274, p.to 10.4.3)

DEFINIZIONE

Sono dispositivi che possono realizzare comportamenti meccanici diversi, a seconda delle richieste di progetto. Le curve caratteristiche sono in generale schematizzabili con delle bilineari definite dalle coordinate corrispondenti al limite teorico elastico (F_1,d_1) e dalle coordinate corrispondenti al valore di progetto allo SLU dello spostamento (F_2,d_2).

Essi trasmettono in generale soltanto azioni orizzontali ed hanno rigidezza trascurabile rispetto alle azioni verticali. Possono realizzare comportamenti meccanici diversi, ad elevata o bassa dissipazione, con riduzione o incremento della rigidezza al crescere dello spostamento.

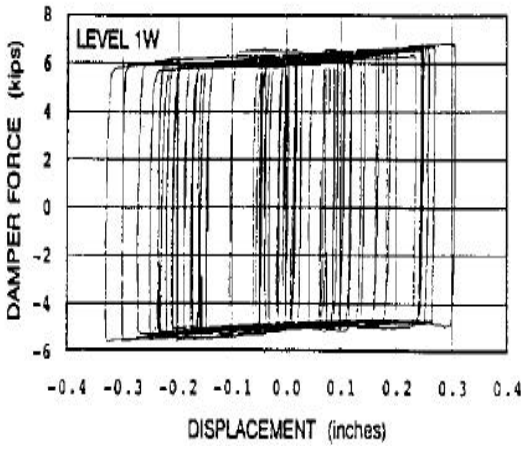


Fig.27 – Diagramma forza-spostamento di dispositivi ausiliari a comportamento non lineare

La normativa tratta esclusivamente i dispositivi caratterizzati da un secondo ramo con forte abbattimento della rigidezza, purché a forza sempre crescente.

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Si definiscono:

- Rigidezza elastica:
  $k_1 = F_1 / d_1$ (riferita al primo ramo)

- Rigidezza post elastica:
  $k_2 = F_2 / d_2$ (riferita al secondo ramo)

Le curve caratteristiche nel terzo ciclo di carico, valutate in corrispondenza degli spostamenti d_1 e d_2, dovranno avere variazioni limitate come segue:

- nell'ambito della **singola fornitura** le differenze, rispetto al valore di progetto, non possono superare un valore massimo del **±15%** e un valore medio del **±5%.**

NOTA: è parere degli autori l'opportunità che la variazione di ±5% sia rispetto al valore medio della risposta reale dei dispositivi (1) e non rispetto al valore di progetto (2). Ciò in quanto si ritiene significativa l'uniformità della risposta del sistema d'isolamento, indipendentemente dalla distanza di ±15% di questa dal valore di progetto. Ovvero:

- *nel caso (1) infatti i dispositivi possono ad es. avere una risposta con differenza massima +15% dal valore di progetto, ma la minima dovrà essere contenuta in +13.5% (variabilità della risposta ±5%); lo stesso varrà per una variazione in direzione opposta;*
- *nel caso (2) invece la risposta all'interno del sistema d'isolamento può variare del 30% pur rispettando la tolleranza di ±5% rispetto al valore di progetto (al limite anche centrandolo perfettamente).*

- le variazioni dovute **all'invecchiamento dei materiali** non dovranno superare il **15%** del valore iniziale.
- le variazioni dovute a fattori ambientali (**temperatura**) non dovranno superare il **±20%**per gli **EDIFICI** e il **±35%** per i **PONTI.**
- le variazioni dovute alla **velocità di deformazione** non dovranno superare il **±10%**

I dispositivi a comportamento non lineare devono inoltre essere in grado di sopportare almeno **10 cicli** con massimo spostamento impresso pari a **1,2 d_2**. I cicli si intendono favorevolmente sostenuti se i diagrammi forza spostamento mostrano sempre un incremento di carico al crescere dello spostamento e se le caratteristiche nei cicli successivi al primo valutate in corrispondenza degli spostamenti d_1 e d_2 non varieranno più del **15%** in termini di forza e rigidezza K_2, rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il **terzo ciclo**.

MODALITA' DI PROVA

1) Prove di accettazione sui materiali:
   Il tipo e le modalità di prova verranno stabilite di volta in volta dal produttore, in relazione al tipo di materiale, e verranno giustificate con una relazione che chiarisca in ogni dettaglio il comportamento del materiale e conseguentemente del dispositivo (tensione e allungamento al limite elastico e a rottura, …). Si deve inoltre verificare la sostanziale invariabilità del comportamento del dispositivo rispetto alle variazioni ambientali, alla temperatura interna ed all'invecchiamento.
2) Prove di **qualificazione** sui dispositivi:
   Vengono eseguite per dispositivi geometricamente simili, aventi rapporti di scala compresi tra 0,5 e 2, prodotti con gli stessi materiali di quelli provati.
   Sono effettuate su almeno **2 dispositivi**.

NOTA: a parere degli autori, nell'evidenza di una risposta condizionata alla composizione di elementi base uguali o comunque modulari, si ritiene accettabile e coerente una qualificazione impostata sulla caratterizzazione dell'elemento base, possibilmente in scala reale.

3) Prove di **accettazione** sui dispositivi:
   Vengono eseguite con le stesse modalità già viste per quelle di qualificazione e si ri-

tengono superate se i risultati ottenuti non differiranno da quelli delle prove di qualificazione di oltre il ±10%.

Sono effettuate su almeno il **20% dei dispositivi e comunque su almeno 4**.

11.6.2 Dispositivi Ausiliari a Comportamento Viscoso

(Ordinanza 3274, p.to 10.4.4)

DEFINIZIONE

Sono dispositivi che trasmettono azioni soltanto lungo una direzione. Essi sono caratterizzati da un valore della forza proporzionale alla velocità secondo la legge:

$$F=cv^a$$

dove, per a=1 si ha un ciclo ellittico, mentre per a≈0 si ottiene un ciclo pseudo rettangolare.

NOTA: se, in virtù di un a»0, la tecnologia è tale da dare una risposta bilineare di tipo elastoplasico, è più opportuna una trattazione a comportamento non lineare secondo il punto precedente.

Consentono di ridurre le vibrazioni trasformando in calore parte dell'energia meccanica trasmessa dal moto.

Per massimizzare l'efficacia devono essere disposti quindi nei punti in cui gli spostamenti e le velocità relative sono più significativi.

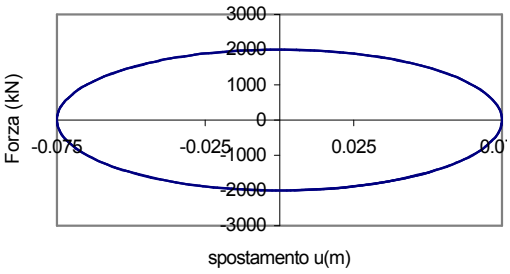


Fig.28 – Diagramma forza-spostamento di dispositivi ausiliari a comportamento viscoso

In termini matematici, la loro presenza modifica l'equazione del moto con la comparsa della matrice di dissipazione viscosa dipendente dalla velocità ($\mathbf{C_{disp.}}\dot{\mathbf{x}}$). Non intervenendo nella risposta strutturale sulla rigidezza del sistema (**Kx**), le frequenze proprie (periodi di risposta) rimangono inalterate.

La dissipazione non sarà più uniforme per ***tutti*** i modi, ma sarà maggiore per quelli in cui le velocità conseguenti accentueranno la risposta dei dispositivi. Ne segue che, in generale, il sistema non è più classicamente smorzato e l'analisi dinamica non può più essere effettuata disaccoppiando le equazioni del moto nello spazio modale. Ovvero, non essendo più l'effetto dello smorzamento uguale per tutti i modi, non è teoricamente più possibile trattare la risposta del sistema semplicemente abbattendo lo spettro di risposta.

NOTA: L'accoppiamento delle equazioni del moto è conseguenza del fatto che, non essendo soddisfatta la condizione di Caughey-O'Kelly, la matrice di dissipazione modale è una matrice non più diagonale. Il grado di accoppiamento del sistema è valutabile attraverso il coefficiente di accoppiamento che risulta essere nullo per sistemi classicamente smorzati. Più tale coefficiente è prossimo all'unità, maggiore è il contributo alla risposta dei termini fuori la diagonale della matrice di dissipazione. La presenza dei termini accoppianti nella velocità non consente quindi di esprimere la risposta modale come combinazione lineare dei vari oscillatori elementari; è pertanto necessario abbandonare l'analisi modale classica e passare a quella non classica, che prevede di

disaccoppiare le equazioni del moto nello spazio modale complesso.

Pertanto è richiesta un'analisi dinamica al passo, con integrazione delle equazioni del moto, al più su modello strutturale semplificato per le configurazioni regolari.

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Il comportamento, funzione delle costanti **c** e **a,** è definito dalla massima forza sviluppata $\mathbf{F_{max}}$ e, per una determinata ampiezza e frequenza, dall'energia dissipata $\mathbf{E_d}$.

Le suddette caratteristiche meccaniche, $\mathbf{F_{max}}$ e $\mathbf{E_d}$, valutate in corrispondenza dello spostamento massimo di progetto d_2, dovranno avere variazioni limitate come segue:

- nell'ambito della **singola fornitura** le differenze, rispetto al valore di progetto, non possono superare un valore massimo del **±15%** e un valore medio del **±5%**;

NOTA: è parere degli autori l'opportunità che la variazione di ±5% sia rispetto al valore medio della risposta reale dei dispositivi (1) e non rispetto al valore di progetto (2). Ciò in quanto si ritiene significativa l'uniformità della risposta del sistema d'isolamento, indipendentemente dalla distanza di ±15% di questa dal valore di progetto. Ovvero:

- *nel caso (1) infatti i dispositivi possono ad es. avere una risposta con differenza massima +15% dal valore di progetto, ma la minima dovrà essere contenuta in +13.5% (variabilità della risposta ±5%); lo stesso varrà per una variazione in direzione opposta;*
- *nel caso (2) invece la risposta all'interno del sistema d'isolamento può variare del 30% pur rispettando la tolleranza di ±5% rispetto al valore di progetto (al limite anche centrandolo perfettamente).*

- le variazioni dovute all'invecchiamento dei materiali non dovranno superare il **15%** del valore iniziale;
- le variazioni dovute a fattori ambientali (**temperatura**) non dovranno superare il **±20%**per gli **EDIFICI** e il **±35%** per i **PONTI**

I dispositivi a comportamento viscoso devono inoltre essere in grado di sopportare almeno **10 cicli** con massimo spostamento impresso pari a **1,2** $\mathbf{d_2}$. I cicli si intendono favorevolmente sostenuti se le curve caratteristiche nei cicli successivi al primo, valutate nel terzo ciclo di carico in corrispondenza di d_2, non varieranno più del **15%,** in termini di forza massima e di energia dissipata, rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il **terzo ciclo**.

MODALITA' DI PROVA

1) Prove di accettazione sui materiali:

   Le prove di accettazione sui materiali sono finalizzate ad accertare le caratteristiche del fluido e dei materiali; ove possibile esse devono essere condotte in conformità con le normative vigenti.

   Il tipo e le modalità di prova verranno stabilite di volta in volta dal produttore, in relazione al tipo di materiale, e verranno giustificate con una relazione che chiarisca in ogni dettaglio il comportamento del materiale e conseguentemente del dispositivo. Devono permettere di estrapolare il comportamento del materiale e quello del dispositivo e di verificarne la sostanziale invariabilità

rispetto alle variazioni ambientali, alla temperatura interna ed all'invecchiamento.

2) Prove di **qualificazione** sui dispositivi:

   Vengono eseguite per dispositivi geometricamente simili, aventi rapporti di scala compresi tra 0,5 e 2, prodotti con gli stessi materiali di quelli provati.

   Sono effettuate su almeno **2 dispositivi**.

NOTA: a parere degli autori, in considerazione del fatto che tali tecnologie sono basate sulla combinazione della viscosità e della portata all'interno di un meato, i test conservano tutta la loro valenza anche su prototipi, o componenti (es. valvole), purché rappresentativi delle condizioni reali in termini di viscosità e portata.

3) Prove di **accettazione** sui dispositivi:

   Vengono eseguite con le stesse modalità già viste per quelle di qualificazione e si ritengono superate se i risultati ottenuti non differiranno da quelli delle prove di qualificazione di oltre il ±10%.

   Sono effettuate su almeno il **20% dei dispositivi e comunque su almeno 4**.

NOTA: se sono ritenute attendibili per la qualificazione le prove in scala, esse dovrebbero valere anche come prove di accettazione (potrebbe non essere possibile fare prove in scala 1:1). Ovvero, se comunque si ritiene che sia necessario produrre prove in scala reale, allora tanto vale effettuarle anche per l'accettazione.

11.6.3 Dispositivi Ausiliari a Comportamento Lineare o Quasi Lineare

(Ordinanza 3274, p.to 10.4.5)

DEFINIZIONE

I dispositivi ausiliari a comportamento lineare o quasi lineare trasmettono solo azioni orizzontali *(es. dispositivi di isolamento per la sola risposta orizzontale realizzati in gomma non armata, con i carichi verticali affidati ad un sistema di slitte)*.

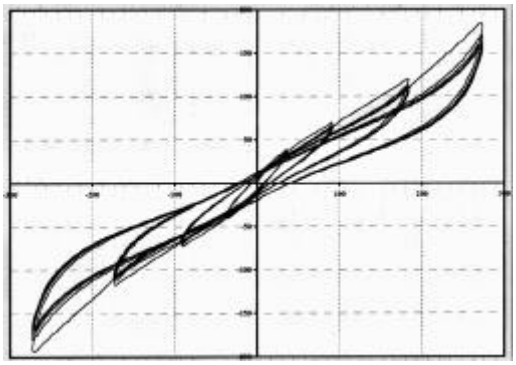


Fig.29 – Diagramma forza-spostamento di dispositivi ausiliari a comportamento lineare o quasi lineare.

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Il loro comportamento è definito tramite la **rigidezza** equivalente ed il **coefficiente di smorzamento viscoso** equivalente.

Le caratteristiche meccaniche K_e e $?_e$ dei dispositivi, valutate in corrispondenza dello spostamento massimo di progetto d_2, dovranno avere variazioni limitate come segue:

- nell'ambito della **singola fornitura** le differenze, rispetto al valore di progetto, non possono superare un valore massimo del **±15%** e un valore medio del **±5%.**

NOTA: è parere degli autori l'opportunità che la variazione di ±5% sia rispetto al valore medio della risposta reale dei dispositivi (1) e non rispetto al valore di progetto (2). Ciò in quanto si ritiene significativa l'uniformità della risposta del sistema d'isolamento, indipendentemente dalla distanza di ±15% di questa dal valore di progetto. Ovvero:

- *nel caso (1) infatti i dispositivi possono ad es. avere una risposta con differenza massima +15% dal valore di progetto, ma la minima dovrà essere contenuta*

in +13.5% (variabilità della risposta ±5%); lo stesso varrà per una variazione in direzione opposta;

- *nel caso (2) invece la risposta all'interno del sistema d'isolamento può variare del 30% pur rispettando la tolleranza di ±5% rispetto al valore di progetto (al limite anche centrandolo perfettamente).*

- le variazioni dovute all'invecchiamento dei materiali non dovranno superare il 15% del valore iniziale.
- le variazioni dovute a fattori ambientali (temperatura) non dovranno superare il ±20% per gli EDIFICI e il ±35% per i PONTI.
- le variazioni dovute alla velocità di deformazione (frequenza) non dovranno superare il 10%, valutate in un intervallo di ±30% del valore di progetto;

I dispositivi a comportamento lineare o quasi lineare, devono inoltre essere in grado di sopportare almeno **10 cicli** con massimo spostamento impresso pari a **1,2 d_2**. I cicli si intendono favorevolmente sostenuti se i diagrammi forza spostamento mostrano un incremento di carico al crescere dello spostamento *(anche se questa richiesta è implicita nella stessa definizione del comportamento del dispositivo)* e se le caratteristiche meccaniche dei dispositivi (**K_e** e **?$_e$)** nei cicli successivi al primo non varieranno più del **15%** rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il **terzo ciclo**.

MODALITA' DI PROVA DEI DISPOSITIVI AUSILIARI

1) Prove di accettazione sui materiali:
   Le prove di accettazione sui materiali sono finalizzate ad accertare le caratteristiche dei materiali ed ove possibile esse devono essere condotte in conformità con le normative vigenti.
   Il tipo e le modalità di prova verranno stabilite di volta in volta dal produttore, in relazione al tipo di materiale, e verranno giustificate con una relazione che chiarisca in ogni dettaglio il comportamento del materiale e conseguentemente del dispositivo. Devono permettere di estrapolare il comportamento del materiale e quello del dispositivo e di verificarne la sostanziale invariabilità rispetto alle variazioni ambientali ed all'invecchiamento.
2) Prove di **qualificazione** sui dispositivi:
   Vengono eseguite per dispositivi geometricamente simili, aventi rapporti di scala compresi tra 0,5 e 2, prodotti con gli stessi materiali di quelli provati.
   Sono effettuate su almeno **2 dispositivi**.
3) Prove di **accettazione** sui dispositivi:
   Vengono eseguite con le stesse modalità già viste per quelle di qualificazione e si ritengono superate se i risultati ottenuti non differiranno da quelli delle prove di qualificazione di oltre il ±10%.
   Sono effettuate su almeno il **20% dei dispositivi e comunque su almeno 4.**

11.7 TABELLE RIASSUNTIVE SULLE VARIABILITÀ DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE E SULLE MODALITA' DI PROVA DEI DISPOSITIVI AUSILIARI

VARIABILITÀ DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE	DISPOSITIVI AUSILIARI A COMPORTAMENTO NON LINEARE (K_1 e K_2)		DISPOSITIVI AUSILIARI A COMPORTAMENTO VISCOSO (F_{MAX} e E_D)		DISPOSITIVI AUSILIARI A COMPORTAMENTO LINEARE O QUASI LINEARE (K_e e ?$_e$)	
	Le curve caratteristiche nel **terzo** ciclo di carico, in corrispondenza degli spostamenti d_1 e d_2 e per la rigidezza K_2 dovranno avere variazioni limitate		Le caratteristiche meccaniche (F_{MAX} e E_D), valutate per velocità di apllicazione delle deformazioni pari a quelle di progetto, dovranno avere variazioni limitate		**Le caratteristiche meccaniche** (K_e e ?$_e$), valutate in corrispondenza dello spostamento massimo di progetto d_2, dovranno avere variazioni limitate	
AMBITI DI PROVA	PONTI	EDIFICI	PONTI	EDIFICI	PONTI	EDIFICI
Prove di accettazione per la singola fornitura (20% fornitura o almeno 4 dispositivi)						
riferimento ai valori di progetto	**±15%** (valore max)	**±15%** (valore max)	**±15%** (valore max)	**±15%** (valore max)	**±15%** (valore max)	**±15%** (valore max)
	±5% (val. medio)	**±5%** (val. medio)	**±5%** (val. medio)	**±5%** (val. medio)	**±5%** (val. medio)	**±5%** (val. medio)
Prove di qualificazione (su almeno 2 dispositivi con fattori di scala compresi tra 0,5 e 2)						
invecchiamento dei materiali (riferimento valore analogo non invecchiato di qualificazione)	**±15%**	**±15%**	**±15%**	**±15%**	**±15%**	**±15%**
fattori ambientali: Temperatura (rifermiento valore analogo a 23° ±3° di qualificazione)	**±35%**	**±20%**	**±35%**	**±20%**	**±35%**	**±20%**
velocità di deformazione: frequenza (riferimento valore analogo di qualificazione)	**±10%**	**±10%**	**----**	----	**±10%**	**±10%**

*NOTA: le **Prove di accettazione dei materiali** sono da intendersi di completamento e propedeutiche alle prove di qualificazione. Secondo l'Ordinanza esse:*

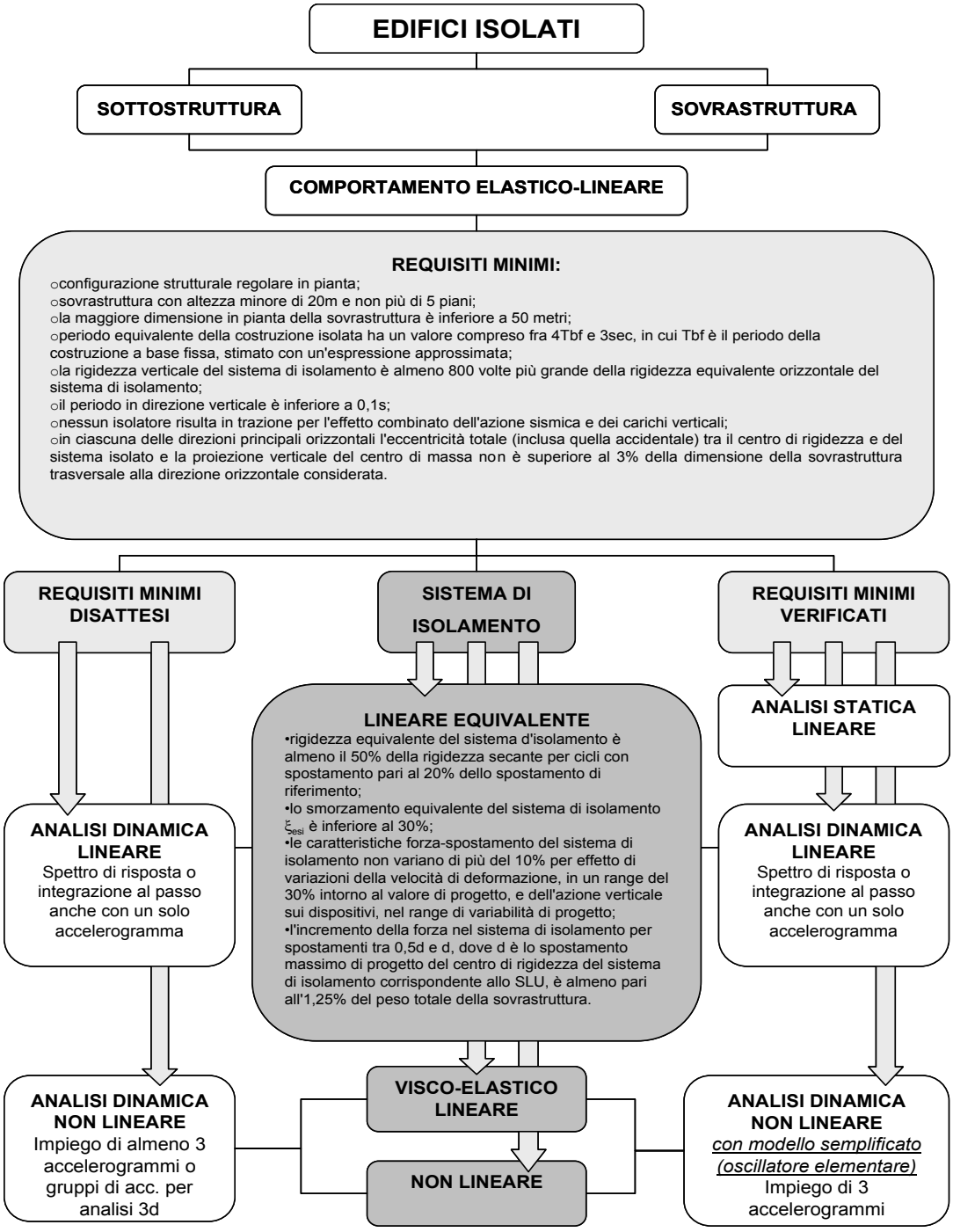
'Devono consentire di estrapolare il comportamento del materiale da quello del dispositivo e verificare l'invariabilità del comportamento del dispositivo rispetto alle variazioni ambientali, alla temperatura interna e all'invecchiamento.
Tipo e modalità di prova sono di volta in volta stabilite dal produttore e verranno giustificate con una relazione apposita.'

MODALITA' DI PROVA DEI **DISPOSITIVI AUSILIARI**			**DISPOSITIVI AUSILIARI**		
			A COMPORT. NON LINEARE	**A COMPORT. VISCOSO**	**A COMPORT. LINEARE O QUASI LINEARE**
PROVE DI ACCETAZIONE MATERIALI	Devono consentire di estrapolare il comportamento del materiale da quello del dispositivo e verificare l'invariabilità del comportamento del dispositivo rispetto alle variazioni ambientali, alla temperatura interna e all'invecchiamento.	Prove finalizzate ad accertare la tensione e l'allungamento sia al limite elastico, sia a rottura dei materiali costituenti il dispositivo.	SI	---	SI
	Tipo e modalità di prova sono di volta in volta stabilite dal produttore e verranno giustificate con una relazione apposita.	Prove finalizzate ad accertare le caratteristiche di viscosità del fluido.	---	SI	---
PROVE DI **QUALIFICAZIONE** DEI DISPOSITIVI (con fattori di scala compresi tra 0,5 e 2)	Prova preliminare - 4 cicli completi di deformazioni alternate - ampiezza massima per ogni serie di cicli ±0.1d_2; ±0.3 d_2; ±0.5d_2; ±d_2.		SI	---	SI
	Prova quasi statica - 5 cicli completi di deformazioni alternate - ampiezza massima pari a ±1,2 d_2.		SI	---	SI
	Prova dinamica - 5 cicli completi di deformazioni alternate - ampiezza massima pari a ±1,2 d_2 - deformazioni imposte con velocità: - mediamente pari a quella che si può verificare nel caso di terremoto di progetto relativo allo stato limite ultimo *NOTA: per 'mediamente pari' è da intendersi il valore medio delle velocità scaturite dall'analisi numerica prese in valore assoluto.* - ovvero, in mancanza di valutazioni specifiche, quella corrispondente ad una frequenza di 0,5Hz per cicli *di ampiezza massima ±d_2*		SI	---	SI
	Prova preliminare *[20 serie di 4 cicli completi]* - 4 cicli completi di deformazioni alternate - ampiezza massima, per ogni serie di cicli, ±0,1d_2, ±0,3 d_2, ±0,5d_2, ±d_2, - 5 diversi valori della velocità di spostamento - velocità varabile in un range ±50% intorno al valore di progetto *NOTA: si ritiene significativo verificare la variabilità della risposta del dispositivo per almeno i due limiti estremi: +50% e –50% della velocità di progetto, quindi porsi ad intervallo intermedio ±25% e quindi verificare la velocità di progetto.* *La velocità di progetto DEVE essere necessariamente valutata con analisi specifica del comportamento strutturale e deve intendersi come la velocità massima del dispositivo emersa dall'analisi. I cicli dinamici di prova saranno governati da una legge sinusoidale.*		---	SI	---

	MODALITA' DI PROVA **DEI DISPOSITIVI AUSILIARI** *(continua)*	**DISPOSITIVI AUSILIARI**		
		A COMPORT. NON LINEARE	**A COMPORT. VISCOSO**	**A COMPORT. LINEARE O QUASI LINEARE**
PROVE DI **QUALIFICAZIONE** DEI DISPOSITIVI (con fattori di scala compresi tra 0,5 e 2)	Prova dinamica - 10 cicli completi di deformazioni alternate - ampiezza massima a ±1,2 d_2, *NOTA: è da intendersi sottintesa la necessità di condurre le prove anche per ±d_2 in modo da rendere possibile la comparazione dei risultati di cui all'analoga prova dinamica di accettazione*. - deformazioni imposte con velocità: - mediamente pari a quella che si può verificare nel caso di terremoto di progetto relativo allo stato limite ultimo *NOTA: per 'mediamente pari' è da intendersi il valore medio delle velocità scaturite dall'analisi numerica prese in valore assoluto.* - ovvero, in mancanza di valutazioni specifiche, quella corrispondente ad una frequenza di 0,5Hz per cicli *di ampiezza massima ±d_2*	---	SI	---
PROVE DI **ACCETTAZIONE** DISPOSITIVI (20% fornitura o almeno 4 dispositivi)	Misura della geometria esterna: tolleranza - ±10% sugli spessori - ±5% sulle lunghezze	SI	SI	SI
	Prova ciclica per la determinazione del valore della rigidezza teorica iniziale K_1 - 4 cicli completi di deformazioni alternate - ampiezza massima pari a ±d_2/20	SI	---	---
	Prova quasi statica ***(SOLO SU n.1 DISPOSITIVO)*** - Le prove si riterranno superate se i risultati ottenuti non differiranno da quelli delle prove di qualificazione di oltre ±10%. - Il dispositivo non potrà essere utilizzato nella costruzione, a meno che il suo perfetto funzionamento non sia ripristinabile con la sostituzione degli elementi base. - 5 cicli completi di deformazioni alternate - ampiezza massima pari a ±1,2 d_2.	SI	---	SI
	Prova dinamica - Le prove si riterranno superate se i risultati ottenuti non differiranno da quelli delle prove di qualificazione di oltre ±10%. - 10 cicli completi di deformazioni alternate - ampiezza massima riferita riferita al prototipo reale pari a ±d_2 - deformazioni imposte con velocità - mediamente pari a quella che si può verificare nel caso di terremoto di progetto relativo allo stato limite ultimo *NOTA: per 'mediamente pari' è da intendersi il valore medio delle velocità scaturite dall'analisi numerica prese in valore assoluto* - ovvero, in mancanza di valutazioni specifiche, quella corrispondente ad una frequenza di 0,5Hz per cicli *di ampiezza massima ±d_2*	---	SI	---

11.8 EDIFICI ISOLATI

11.8.1 Diagramma di Flusso



11.8.2 Indicazioni Progettuali

DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO

- ispezionabilità e sostituibilità;
- uniformità dello stato di sollecitazione verticale;
- funzionalità anche se soggetti a trazione;
- protezione contro agenti chimici, biologici e fuoco;
- presenza di sistemi di contrasto per eventuale ricentraggio post-sisma.

STRUTTURA

- ricerca della coincidenza tra centro di massa dell'edificio sul piano degli isolatori e centro di rigidezza del sistema di isolamento (minimizzazione effetti torcenti e relativa risposta differenziata degli isolatori)
- strutture di interfaccia (superiore ed inferiore) con il piano d'isolamento sufficientemente rigide finalizzate a:
  - minimizzazione cedimenti differenziali;
  - prevenzione fenomeni di instabilità;
  - chiusura dei momenti al piede degli elementi verticali (grigliato di travi o solaio in c.a), ovvero, lì dove sia previsto l'aggancio diretto dell'isolatore alla base del pilastro (mancanza di grigliato) lo spostamento dell'estremo del pilastro deve essere < 1/40 dello spostamento richiesto al sistema d'isolamento.
- previsione di un adeguato varco di contorno alla sovrastruttura per consentirne gli spostamenti sismici di progetto.

IMPIANTI

- nella zona di passaggio tra sottostruttura e sovrastruttura, devono essere realizzati in modo da consentire gli spostamenti sismici di progetto mantenendo la piena efficienza, con particolare riferimento ai servizi pericolosi (gas, energia elettrica).

11.8.2.1 Modellazione

La sovrastruttura e la sottostruttura verranno sempre modellate come sistemi a comportamento elastico lineare, con riferimento alle prescrizioni relative alle strutture a bassa duttilità (CD'B').

La deformabilità verticale dell'isolatore verrà considerata per rapporti $K_v/K_{esi}<800$, in cui K_v è la rigidezza verticale del sistema di isolamento e K_{esi} è la rigidezza equivalente orizzontale.
Il sistema di isolamento è assimilabile a *lineare equivalente* qualora siano rispettati i requisiti di cui al p.to 11.8.1
In caso contrario è necessario schematizzare il comportamento del sistema di isolamento coerentemente con le sue caratteristiche meccaniche: modello visco-elastico, oppure non lineare.

11.8.2.2 Metodi di analisi

L'analisi statica lineare *(requisiti minimi strutturali e linearità sistema isolamento)* considera due traslazioni orizzontali indipendenti cui sovrapporre gli eventuali effetti torsionali. In particolare, assimilando la sovrastruttura ad un solido rigido (M) collegato al terreno attraverso il

sistema d'isolamento (K_{esi}), si ha la possibilità di modellare il sistema nel suo complesso come un oscillatore elementare:

$$T_{is} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{esi}}}$$

La capacità dissipativa del sistema d'isolamento viene considerata attraverso l'abbattimento dello spettro elastico per il tramite del fattore η.

Lo spostamento del centro di rigidezza sarà dato da:

$$d_{dc} = \frac{M \cdot S_e(T_{iso}, \xi_{iso})}{K_{iso,min}}$$

mentre le forze di piano saranno espresse come:

$$f_j = m_j \cdot S_e(T_{iso}, \xi_{iso})$$

Per tenere conto degli effetti torsionali i contributi $\mathbf{f_j}$ vanno moltiplicati per il fattore amplificativo δ, definito secondo la relazione:

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{tot,y}}{r_y^2} \cdot y_i$$

$$\delta_{yi} = 1 + \frac{e_{tot,x}}{r_x^2} \cdot x_i$$

in cui:

- (x_i, y_i) sono le coordinate del dispositivo rispetto al centro di rigidezza;
- $e_{tot,x,y}$ è l'eccentricità totale nella direzione x,y, somma di quella effettiva e di quella accidentale *(5% della dimensione max perpendicolare al sisma, ovvero, 10% per disposizione irregolare tamponature)*;
- $r_{x,y}$ è il raggio torsionale del sistema di isolamento dato dall'espressione seguente:

$$r_x^2 = \frac{\sum \left(x_i^2 \cdot K_{yi} + y_i^2 \cdot K_{xi}\right)}{\sum K_{yi}}$$

$$r_y^2 = \frac{\sum \left(x_i^2 \cdot K_{yi} + y_i^2 \cdot K_{xi}\right)}{\sum K_{xi}}$$

con K_{xi} e K_{yi} rigidezze equivalenti del dispositivo i-esimo nella direzione x e y rispettivamente.

L'analisi modale *(linearità del sistema d'isolamento)* potrà essere effettuata mediante spettro di risposta o integrazione al passo delle equazioni del moto.

Con lo spettro di risposta l'analisi verrà effettuata secondo quanto previsto per l'analisi di strutture non isolate.

Quando non siano rispettati i requisiti per la modellazione 2D, l'azione delle due componenti orizzontali si considererà simultaneamente, per combinazione secondo il metodo SRSS o CQC (vd. p.to 1.5).

L'analisi nei confronti dell'azione verticale deve essere comunque condotta quando $K_v/K_{esi}<800$.

Se l'analisi è eseguita con integrazione al passo, è possibile utilizzare un solo accelerogramma purché spettro compatibile, utilizzando le dovute accortezze nell'assegnare il coefficiente di smorzamento alle singole equazioni modali.

L'analisi dinamica non lineare è obbligatoria per sistemi d'isolamento non lineari. In questo

caso valgono le prescrizioni relative alle strutture non isolate.

Se la non linearità è esclusivamente associata al sistema di isolamento e la struttura è conforme ai requisiti di regolarità di cui al punto 11.8.1, è possibile eseguire una analisi semplificata che consiste nel considerare la sovrastruttura come una massa rigida collegata a terra tramite i dispositivi non lineari.

Lo spostamento ottenuto sarà quello di progetto degli isolatori, mentre l'accelerazione massima sulla massa rigida verrà utilizzata per la determinazione delle forze d'inerzia da applicare ai singoli piani secondo la relazione

$$F_j = m_j * a$$

NOTA: l'accelerazione 'a' è in questo caso quella conseguente all'analisi e non quella spettrale $S_e(T)$.

In ogni caso gli effetti torsionali verranno valutati come precisato nell'analisi statica lineare.

11.8.2.3 Verifiche di Resistenza

SLU:

- sottostruttura e sovrastruttura devono essere verificate con i coefficienti di sicurezza sui materiali uguali a quelli per edifici non isolati;
- la sottostruttura verrà verificata con le forze trasmesse dal sistema di isolamento e dalle forze d'inerzia direttamente applicate ad essa;
- gli elementi della sovrastruttura verranno verificati dividendo lo spettro elastico per un fattore q pari a:

$$q = 1{,}15 \times \frac{a_u}{a_1}$$

- sono da prevedersi giunti tra sovrastruttura e terreno o costruzioni adiacenti;
- il sistema d'isolamento deve essere in grado di sopportare un terremoto maggiorato (probabilità di ritorno inferiore), con corrispondente spostamento massimo che vale per:
  - sistema lineare: $d = 1{,}2\ d_2$
  - sistema non lineare: d valutato per uno spettro di risposta ottenuto moltiplicando quello di progetto (SLU) per un fattore pari a 1,2;
- in generale negli isolatori non deve esserci trazione, altrimenti va dimostrata la capacità del dispositivo di isolamento a sopportare tale azione;
- nelle condizioni più critiche, le parti che non svolgono funzione dissipativa devono rimanere in campo elastico e comunque devono avere un coefficiente di sicurezza almeno pari ad 1,5.

SLD:

- sottostruttura e fondazione si considerano adeguatamente protette se sono soddisfatte le verifiche allo SLU;
- per la sovrastruttura andranno verificati gli spostamenti interpiano, che dovranno rispettare i limiti validi per gli edifici a base fissa, di cui al punto 4.11.2 dell'Ordinanza, riportati in tabella;

Edifici con	d_r
tamponamenti rigidamente collegati alla struttura	< 0,005 h
tamponamenti collegati elasticamente alla struttura	<0,0075 h
struttura portante in muratura ordinaria	< 0,003 h
struttura portante in muratura armata	< 0.005 h

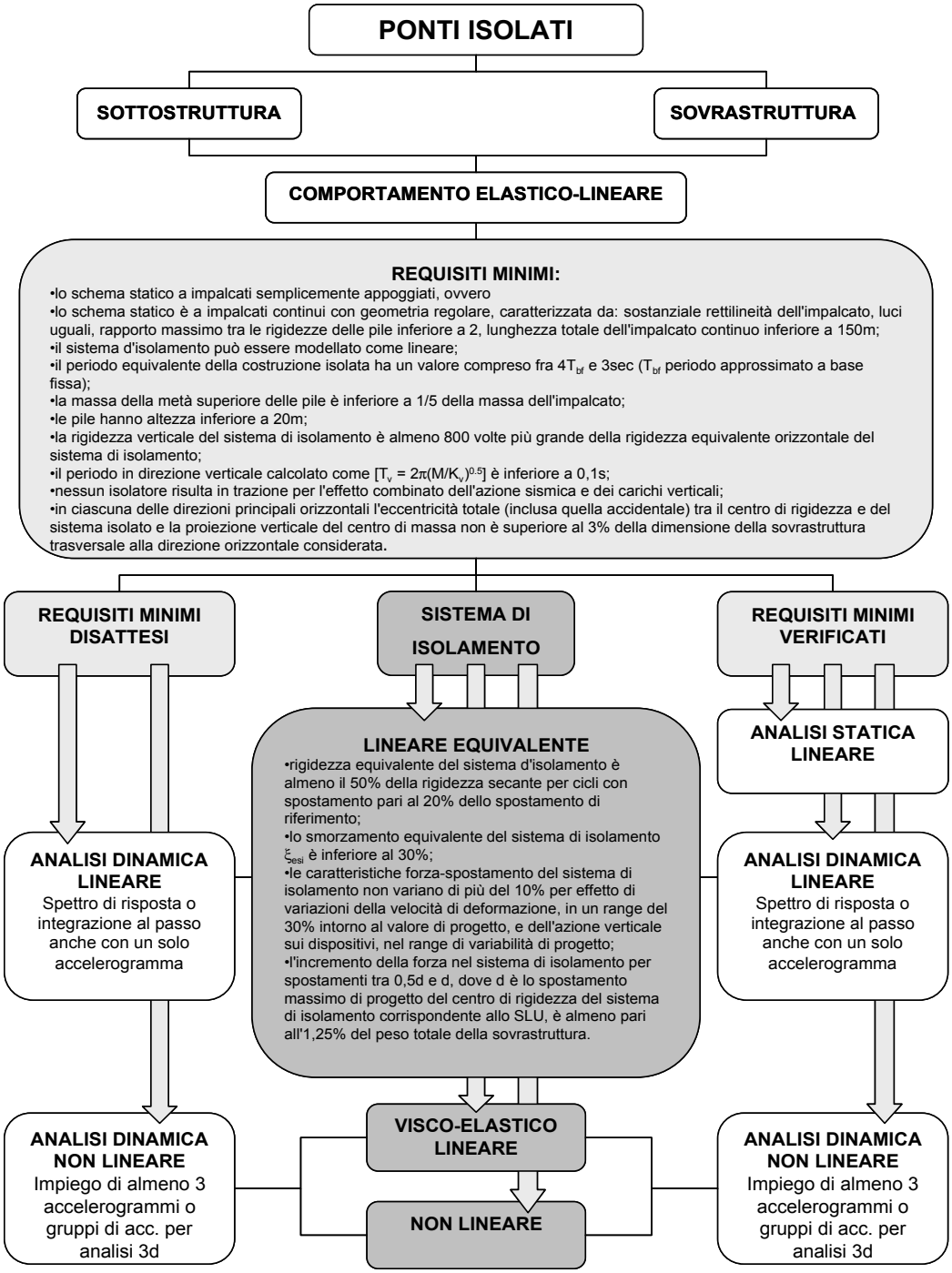
- Il sistema d'isolamento non deve risultare compromesso:
  - per sistema d'isolamento lineare: il requisito è soddisfatto se sono verificate le condizioni allo SLU;
  - per sistemi di isolamento elastomerici, realizzati con o senza inserti in materiale dissipativo, il livello di protezione richiesto è garantito quando sono soddisfatte le verifiche allo SLU;
  - per sistemi a comportamento fortemente non lineare, lo spostamento residuo corrispondente al massimo ciclo sperimentato nella verifica deve essere =10mm.

11.8.3 Tabella Riassuntiva per il Progetto degli elementi Strutturali in Bassa Duttilita' (CD'B')

ORDINANZA N.3274 **EDIFICI CON STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO**			SOLLECITAZIONI DI CALCOLO		VERIFICHE DI RESISTENZA		PRESCRIZIONI NORMATIVE		
			CLASSE DI DUTTILITA' **B**		CLASSE DI DUTTILITA' **B**		CLASSE DI DUTTILITA' **B**		
			FLESSIONE	TAGLIO	FLESSIONE	TAGLIO	LIMITI GEOMETRICI	ARMATURE LONGITUDINALI	ARMATURE TRASVERSALE
TRAVI			1	1	$M_R \geq M_D$	$V_R = V_{cd} + V_{sd}$ $V_R \geq V_D$	b ≥ 20cm. bt = $b_p + h_p$ $b/h_t \geq 0,25$	$1,4/f_{yk} < \rho < 7/f_{yk}$ min 2Φ12 sup. e inf.	l=d; a 135° i=min(d/4;15cm.)
PILASTRI			1	1	$M_R \geq M_D$	$V_R = V_{cd} + V_{sd}$ $V_R \geq V_D$	(b,h) ≥ 30cm. min(b,h)/max(b,h)≥0,30	1%<A/A_c<4% i<25cm.	l=max(b;h;45cm;l_p/6); i=min(min(b,h)/4;15cm)
NODI TRAVE PILASTRO	INTERAMENTE CONFINATI				verifica automaticamente soddisfatta		$e \leq l_p / 4$ altrimenti procedura di controllo adeguata	nodo possibilmente senza giunzioni; staffe passanti a discrezione	
	PARZIALMENTE CONFINATI				$(n_{st} A_{st}) / (i\ b) \geq 0,15\ R_{ck} / f_y$			nodo possibilmente senza giunzioni; staffe passanti obbligatorie	
PARETI	NON ACCOPPIATE	TOZZE (H/l<2)	1	1	$M_R \geq M_D$	1) verifica anima a compressione $V < V_{rd2}$ 2) verifica meccanismo a trazione $V < V_{rd3} = V_{cd} + V_{wd}$ 3) verifica a scorrimento $V < V_{rds} = V_{dd} + V_{fd}$	s ≥ 15cm. oppure s ≥ 20cm. se sono presenti armature ad X nelle travi di collegamento	1) legature 9/mq.; 2) passo barre orizzontali e verticali ≤ 30cm.; 3) Φ barre ≤ s/10; 4) per armature orizzontali e verticali se h/b≤4 0,25%<ρ<4% altrimenti 1%<ρ<4%; 5) infittimento armatura trasversale alla base per h=l_p ed in vicinanza dei bordi per l = 0,20l_p, armatura min Φ8 e i=min(10Φ,25cm.)	
		SNELLE	1	1					
	ACCOPPIATE	TOZZE (H/l<2)							
		SNELLE							
TRAVI DI COLLEGAM. ($H > H_S$)	$L_N / H > 3$ oppure $V_D < 4\ b\ d\ \pi_{rd}$		1	1	$M_R \geq M_D$	$V_R = V_{cd} + V_{sd}$ $V_R \geq V_D$	b ≥ 20cm. bt = $b_p + h_p$ $b/h_t \geq 0,25$	$1,4/f_{yk} < \rho < 7/f_{yk}$ min 2Φ12 sup. e inf.	l=d; a 135° i=min(d/4;15cm.)
	disposizione di armature ad X		1	1	$M_R \geq M_D$	$V_d \leq 2A_s f_{yd} \sin\alpha$	staffe o spirale con i < 10cm.; rete Φ10/10 su ogni faccia della trave + 2Φ16 sup. ed inf.; ancoraggi maggiorati del 50%		
TAMPONAMENTI IN MURATURA s > 10 cm.			F_a applicata nel baricentro della sezione $F_a = W_a\ S_a\ Y_i\ /\ q_a$			$V_{R\ pannello} \geq F_a$	inserimento di leggere reti in acciaio sui due lati della muratura, collegate tra loro con i < cm. 50 sia in direzione orizzontale che in direzione verticale oppure inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta con i < cm.50		
STRUTTURE PREFABBRICATE (dimension. collegamenti)	STRUTTURE INTELAIATE	fuori zona critica	$Y_{rd} = 1,15$	$Y_{rd} = 1,15$	$M_R \geq M_D$	$V_R \geq V_D$	il collegamento deve essere posizionato ad una distanza dalla estremità dell'elemento (trave o pilastro) pari a 2d		
		in zona critica senza duttilità	$Y_{rd} = 1,5$	$Y_{rd} = 1,5$	$M_R \geq M_D$	$V_R \geq V_D$	dimensioni e dettagli elementi adiacenti le unioni con procedimenti per gli elementi monolitici		
		in zona critica con duttilità			se il collegamento è equivalente ad uno interamente realizzato in opera, si rimanda alle verifiche dei nodi		fanno parte di questa tipologia le unioni che prevedono l'inserimento di barre di armatura e successivi getti di completamento in opera, effettuati dopo il posizionamento degli elementi prefabbricati		
	A PILASTRI ISOSTATICI	collegam. fissi		$Y_{rd} = 1,2$		V_R=min($M_u\ Y_{rd} / l_p$; F per q=1) ≥ V_D	il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale può essere rigido od elastico		
		collegam. scorrevoli	si utilizza lo spettro di progetto corrispondente per il fattore di struttura q		I collegamenti devono essere dimensionati per consentire uno scorrimento =$(d_e^2 + d_r^2)^{1/2}$				

11.9 PONTI ISOLATI

11.9.1 Diagramma di Flusso



11.9.2 Indicazioni Progettuali

Si sottolinea che, in merito ai ponti isolati, l'ordinanza 3274 riguarda tutte le tipologie con sistema d'isolamento interposto tra impalcato e pile/spalle.

DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO

Un'affidabilità superiore è richiesta al sistema d'isolamento per il ruolo critico che svolge. In particolare devono essere assicurate:

- ispezionabilità e sostituibilità;
- uniformità dello stato di sollecitazione verticale;
- funzionalità anche se soggetti a trazione;
- protezione contro agenti chimici, biologici e fuoco;
- presenza di sistemi di contrasto per eventuale ricentraggio post-sisma;

STRUTTURA

- Progettazione senza riferimento al criterio della gerarchia delle resistenze e relativi dettagli costruttivi legati alla duttilità;
- Ricerca della coincidenza tra centro di massa dell'impalcato sul piano degli isolatori e centro di rigidezza dei dispositivi di isolamento (minimizzazione effetti torcenti e relativa risposta differenziata degli isolatori)
- adozione di giunti adeguati agli spostamenti sismici di progetto tali da permettere il corretto funzionamento del sistema d'isolamento.

11.9.2.1 Modellazione

E' richiesto che sia la sovrastruttura, che la sottostruttura rimangano in campo elastico anche per le verifiche allo SLU.

La deformabilità verticale dell'isolatore verrà considerata per rapporti $K_v/K_{esi}<800$, in cui K_v è la rigidezza verticale del sistema di isolamento e K_{esi} è la rigidezza equivalente orizzontale.
Il sistema di isolamento è assimilabile a *lineare equivalente* qualora siano rispettati i requisiti di cui al p.to 11.9.1.
In caso contrario è necessario schematizzare il comportamento del sistema di isolamento coerentemente con le sue caratteristiche meccaniche: modello visco-elastico, oppure non lineare.

Nel caso in cui sia necessario valutare la variabilità spaziale del moto, sarà possibile procedere come già visto nei ponti non isolati.

11.9.2.2 Metodi di analisi

L'analisi statica lineare *(requisiti minimi strutturali e linearità sistema isolamento)* considera due traslazioni orizzontali indipendenti cui sovrapporre gli eventuali effetti torsionali. In particolare, assimilando la sovrastruttura ad un solido rigido (M) collegato al terreno attraverso il sistema d'isolamento (K_{esi}), si ha la possibilità di modellare il sistema nel suo complesso come un oscillatore elementare:

$$T_{is} = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K_{esi}}}$$

La capacità dissipativa del sistema d'isolamento viene considerata attraverso l'abbattimento dello spettro elastico per il tramite del fattore η.

Lo spostamento del centro di rigidezza sarà dato da:

$$\mathbf{d_{dc}} = \frac{\mathbf{M} \times \mathbf{S_e}(\mathbf{T_{iso}}, \mathbf{x_{iso}})}{\mathbf{K_{iso,min}}}$$

mentre la forza orizzontale complessiva applicata al sistema d'isolamento è pari a:

$$\mathbf{F} = \mathbf{M} \cdot \mathbf{S_e}(\mathbf{T_{iso}}, \xi_{\mathbf{iso}})$$

Per tenere conto degli effetti torsionali i contributi **F** vanno moltiplicati per il fattore amplificativo δ, definito secondo la relazione:

$$\delta_{\mathbf{xi}} = \mathbf{1} + \frac{\mathbf{e_{tot,y}}}{\mathbf{r_y^2}} \times \mathbf{y_i}$$

$$\delta_{\mathbf{yi}} = \mathbf{1} + \frac{\mathbf{e_{tot,x}}}{\mathbf{r_x^2}} \times \mathbf{x_i}$$

in cui:

- $(\mathbf{x_i}, \mathbf{y_i})$ sono le coordinate del dispositivo rispetto al centro di rigidezza;
- $\mathbf{e_{tot,x,y}}$ è l'eccentricità totale nella direzione x,y;
- $\mathbf{r_{x,y}}$ è il raggio torsionale del sistema di isolamento dato dall'espressione seguente:

$$\mathbf{r_x^2} = \frac{\sum \left(\mathbf{x_i^2} \times \mathbf{K_{yi}} + \mathbf{y_i^2} \times \mathbf{K_{xi}}\right)}{\sum \mathbf{K_{yi}}}$$

$$\mathbf{r_y^2} = \frac{\sum \left(\mathbf{x_i^2} \times \mathbf{K_{yi}} + \mathbf{y_i^2} \times \mathbf{K_{xi}}\right)}{\sum \mathbf{K_{xi}}}$$

con $\mathbf{K_{xi}}$ e $\mathbf{K_{yi}}$ rigidezze equivalenti del dispositivo i-esimo nella direzione x e y rispettivamente.

L'analisi modale *(linearità del sistema d'isolamento)* potrà essere effettuata mediante spettro di risposta o integrazione al passo delle equazioni del moto.

Con lo spettro di risposta l'analisi verrà effettuata secondo quanto previsto per l'analisi di strutture non isolate.

Quando non siano rispettati i requisiti per la modellazione 2D, l'azione delle due componenti orizzontali si considererà simultaneamente, per combinazione secondo il metodo SRSS o CQC (vd. p.to 1.5).

L'analisi nei confronti dell'azione verticale deve essere comunque condotta quando $K_v/K_{esi}<800$.

Se l'analisi è eseguita con integrazione al passo, è possibile utilizzare un solo accelerogramma purché spettrocompatibile, utilizzando le dovute accortezze nell'assegnare il coefficiente di smorzamento alle singole equazioni modali.

L'analisi dinamica non lineare è obbligatoria in tutti quei casi in cui il sistema di isolamento non è rappresentabile con un modello lineare equivalente.

11.9.2.3 Verifiche di Resistenza

SLU:

- sottostruttura e fondazioni devono essere verificati con i coefficienti di sicurezza sui materiali uguali a quelli per ponti non isolati;
- la sottostruttura verrà verificata con le forze trasmesse dal sistema di isolamento e dalle forze d'inerzia direttamente applicate ad essa;
- il sistema d'isolamento deve essere in grado di sopportare un terremoto maggiorato *(probabilità di ritorno inferiore)*, con corrispondente spostamento massimo che vale per:
  - sistema lineare: $d = 1{,}2\ d_2$
  - sistema non lineare: d valutato per uno spettro di risposta ottenuto moltiplicando quello di progetto (SLU) per un fattore pari a 1,2.
- in generale negli isolatori non deve esserci trazione, altrimenti va dimostrata la capacità del dispositivo di isolamento a sopportare tale azione;
- nelle condizioni più critiche, le parti che non svolgono funzione dissipativa devono rimanere in campo elastico e comunque devono avere un coefficiente di sicurezza almeno pari ad 1,5.

SLD:

- sottostruttura e fondazione sono adeguatamente protette se sono soddisfatte le verifiche allo SLU;
- Il sistema d'isolamento non deve risultare compromesso:
  - per sistema d'isolamento lineare: il requisito è soddisfatto se sono verificate le condizioni allo SLU;
  - per sistemi di isolamento elastomerici, realizzati con o senza inserti in materiale dissipativo, il livello di protezione richiesto è garantito quando sono soddisfatte le verifiche allo SLU;
  - per sistemi a comportamento fortemente non lineare, lo spostamento residuo corrispondente al massimo ciclo sperimentato nella verifica deve essere =10mm.

11.9.3 Tabella Riassuntiva per il Progetto degli elementi Strutturali

ORDINANZA N.3274 **PROGETTO SISMICO DEI PONTI**			VERIFICHE DI RESISTENZA - PRINCIPIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE $\gamma_0 = 0,7 + 0,2\,q \geq 1$						
			FLESSIONE		TAGLIO $V_c = V_{ei}\,(\gamma_0\,M_{rdi} / M_{ei})$				DETTAGLI COSTRUTTIVI
			ZONA CERNIERA PLASTICA	FUORI CERNIERA PLASTICA	ZONA CERNIERA PLASTICA		FUORI CERNIERA PLASTICA come in zone non sismiche		
					COMPRESSIONE DIAGONALE	ARMATURA DI CONFINAMENTO	COMPRESSIONE DIAGONALE	ARMATURA DI CONFINAMENTO	
PILE	**SEZIONE RETTANGOLARE**	$\eta_k \leq 0,1$ $V_{cde}=0$	$M_{ed} \geq M_{rdi}$	$M_c < M_{rd0}$ con $M_c = \gamma_0\,M_{rdi}$	$V_{Rde} \geq V_C$ con $V_{Rde} = 0,275\,\nu\,f_{ck}\,b_{wc}\,d_c$	$V_R = Vw_d$ $V_R \geq V_C$ $\omega_{\omega dr} = 0,33(A_c/A_{cc})\eta_k - 0,07 \geq 0,12$	$V_{Rd2} \geq V_C$ con $V_{Rd2} = 0,3\,f_{cd}\,b\,d$	$V_R = V_{cde} + V_{wd}$ $V_R \geq V_C$ $\omega_{\omega dr} = 0,33(A_c/A_{cc})\eta_k - 0,07 \geq 0,12$	$i_{st} = \min(b,h)/3$ 200mm. $< i_{st} <$ 350mm. $L_{confinamento} = \max[b, h, \text{dist.(sez.}M_{max}\text{ - sez.}0,8\,M_{max})]$ $I_{successivo} = 50\%\,A_{conf}$ $A_s/s = \Sigma A_s\,f_{ys}\,(1/1,6 f_{yd})$ piegature a 135° per una lungh. di ancorag. di 10Φ no giunzioni armature long. nelle zone di massimo confinamento
		$\eta_k > 0,1$ $V_{cde}=2,5\tau db$				$V_R = V_{cde} + V_{wd}$ $V_R \geq V_C$ $\omega_{\omega dr} = 0,33(A_c/A_{cc})\eta_k - 0,07 \geq 0,12$			
	SEZIONE CIRCOLARE	$\eta_k \leq 0,1$ $V_{cde}=0$				$V_R = Vw_d$ $V_R \geq V_C$ $\omega_{\omega dc} = 1,4\,\omega_{\omega dr}$		$V_R = V_{cde} + V_{wd}$ $V_R \geq V_C$ $\omega_{\omega dc} = 1,4\,\omega_{\omega dr}$	
		$\eta_k > 0,1$ $V_{cde}=2,5\tau db$				$V_R = V_{cde} + V_{wd}$ $V_R \geq V_C$ $\omega_{\omega dc} = 1,4\,\omega_{\omega dr}$			
IMPALCATO			$M_{Rmembrature}\,\gamma_0 < M_{Rimpalcato}$		SI PRENDE LO SFORZO DI TAGLIO IN SOMMITA' DELLA PILA: $V_c = V_{ei}\,(\gamma_0\,M_{rdi} / M_{ei}) \leq V_{ei}\,q$				Non sono da prevedere armature volte a conferire duttilità.
APPOGGI	**FISSI**		DEVONO ESSERE IN GRADO DI TRASMETTERE, MANTENENDO LA LORO FUNZIONALITA', FORZE ORIZZONTALI TALI DA PRODURRE NELLE SEZIONI CRITICHE ALLA BASE DELLA PILA UN MOMENTO FLETTENTE PARI A γ_0 MRd. LE FORZE DETERMINATE POSSONO RISULTARE SUPERIORI A QUELLE CHE SI OTTENGONO DALL'ANALISI PONENDO q = 1, IN TAL CASO E' CONSENTITO ADOTTARE QUEST'ULTIME PER IL PROGETTO DEGLI APPARECCHI.						
	MOBILI	$T \geq 1,5\,T_C$	DEVONO CONSENTIRE SPOSTAMENTI MASSIMI $d_e = \mu\,d_{ed}$ con $\mu = q$ e d_{ed} = spostamenti ottenuti con analisi statica o dinamica						
		$T < 1,5\,T_C$	DEVONO CONSENTIRE SPOSTAMENTI MASSIMI $d_e = \mu\,d_{ed}$ con $\mu = (q - 1)\,(1,5\,T_C/T) + 1$ e d_{ed} = spostamenti ottenuti con analisi statica o dinamica						
FONDAZIONI		**DIRETTE**	IL CRITERIO DI PROGETTO DELLE FONDAZIONI E' CHE ESSE SI MANTENGANO IN FASE ELASTICA SOTTO L'AZIONE SISMICA DI PROGETTO PER LO SLU. A TALE SCOPO LE SOLLECITAZIONI DA CONSIDERARE SONO RICAVATE CON IL CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE E SONO PARI A $M_{Rdi}\,\gamma_0$. TUTTAVIA LE SOLLECITAZIONI DA UTILIZZARE NON POSSONO RISULTARE MAGGIORI DI QUELLE OTTENUTE DALL'ANALISI ESEGUITA CON q = 1.						Sempre in campo elastico, no armatura per duttilità
		PROFONDE							Possibile formazione di cerniere plastiche. Dotare palo di armatura specifica.
SPALLE	**COLLEGAMENTO MEDIANTE APPOGGI SCORREVOLI**		VIENE REALIZZATO SOLO PER I MOVIMENTI IN SENSO LONGITUDINALE. IN QUESTO CASO IL COMPORTAMENTO DELLA SPALLA E' COMPLETAMENTE DISACCOPPIATO DAL RESTO DEL PONTE. LE SOLLECITAZIONI DI CALCOLO SONO COSTITUITE DA QUELLA SISMICA, CUI LA SPALLA DEVE RESISTERE, PIU' LA FORZA DI ATTRITO DEGLI APPARECCHI DI APPOGGIO MAGGIORATA DI UN FATTORE PARI A 1,30.						
	COLLEGAMENTO MEDIANTE APPOGGI FISSI		VIENE ADOTTATO IN MANIERA GENERALIZZATA PER LA DIREZIONE TRASVERSALE ED IN GENERE AD UNA DELLE DUE SPALLE PER LA DIREZIONE LONGITUDINALE. SPALLE E PONTE FORMANO UN SISTEMA ACCOPPIATO ED E' QUINDI NECESSARIO UTILIZZARE UN MODELLO STRUTTURALE CHE CONSENTA DI ANALIZZARE GLI EFFETTI DI INTERAZIONE TRA TERRENO, SPALLA E PARTE DI PONTE ACCOPPIATA. L'ANALISI SARA' ESEGUITA CON q=1.						

12. ESEMPI RIASSUNTIVI

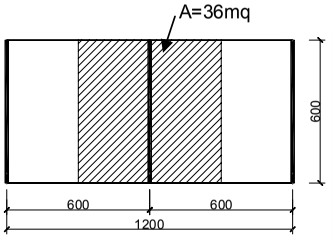
12.1 TELAIO AD UN PIANO AD UNA CAMPATA

CONFRONTO TRA LE NORMATIVE

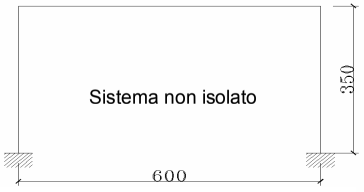
G_1=3,3KN/mq=20KN/m
Q_1=0,7KN/mq=4KN/m

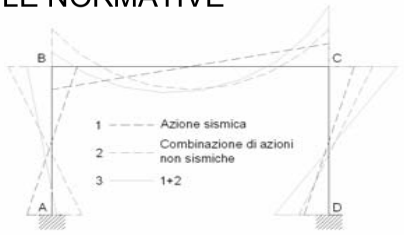
Terreno costituito da strati superficiali alluvionali

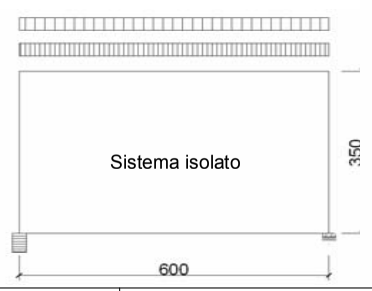
Grado di sismicità:
I° categoria (DM 1996)
Zona 1 (Decreto 3274)

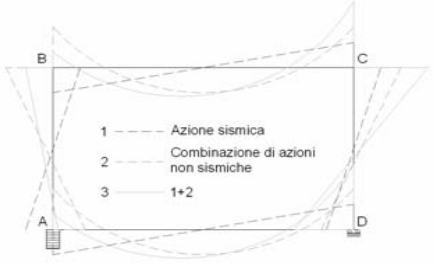


Schema planimetrico ed area d'influenza









D.M. 16/01/1996	***ORDINANZA 3274 – NON ISOLATO (CD'A')***	***ORDINANZA 3274 – ISOLATO ALLA BASE (CD'B')***
1) VALUTAZIONE COEFFICIENTE DI FONDAZIONE (ϵ): ε=1,3	**1) VALUTAZIONE CATEGORIE DI SUOLO DI FONDAZIONE (S)** Cat. Suolo:E – Grado di sismicità: Zona 1 T_B=0,15; T_C=0,5; T_D=2; S=1,25 $T_B \leq T_0 < T_C$	**1) VALUTAZIONE CATEGORIE DI SUOLO DI FONDAZIONE (S)** Cat. Suolo:E – Grado di sismicità: Zona 1 T_B=0,15; T_C=0,5; T_D=2,5; S=1,25 $T_C \leq T_0 < T_D$
2) VALUTAZIONE COEFFICIENTE DI INTENSITA' SISMICA C: Grado di sismicità S=12: I° categoria → C=(S-2)/100=0,1	**2) VALUTAZIONE ZONA SISMICA E RELATIVO PARAMETRO a_g:** Per la zona 1 a=0,35g	**2) VALUTAZIONE ZONA SISMICA E RELATIVO PARAMETRO a_g:** Per la zona 1 a_g=0,35g
3) VALUTAZIONE PERIODO DI STRUTTURA (ATTRAVERSO ANALISI MODALE): T_0=0,32s	**3) VALUTAZIONE PERIODO DI STRUTTURA (ATTRAVERSO ANALISI MODALE):** T_0=0,257s	**3) VALUTAZIONE PERIODO DI STRUTTURA (ATTRAVERSO ANALISI MODALE):** T_0=2,01s
4) VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI STRUTTURA β=1	**4bis) VALUTAZIONE DEL FATTORE DI STRUTTURA q:** Per struttura intelaiata ad 1 piano ed 1 campata → q=4,95	**4bis) VALUTAZIONE DEL FATTORE DI STRUTTURA q:** Per struttura intelaiata ad 1 piano ed 1 campata → q=1,265

D.M. 16/01/1996	***ORDINANZA 3274 – NON ISOLATO (CD'A')***	***ORDINANZA 3274 – ISOLATO ALLA BASE (CD'B')***
5) VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI IMPORTANZA (I) a) opere di importanza primaria I = 1,4 b) opere che presentano un particolare rischio I = 1,2 c) opere che non rientrano nelle prime due categorie I = 1,0	**5) VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI IMPORTANZA (I)** a) opere di importanza primaria I = 1,4 b) opere che presentano un particolare rischio I = 1,2 c) opere che non rientrano nelle prime due categorie I = 1,0	**5) VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI IMPORTANZA (I)** a) opere di importanza primaria I = 1,4 b) opere che presentano un particolare rischio I = 1,2 c) opere che non rientrano nelle prime due categorie I = 1,0
6) VALUTAZIONE DEL COEFF. DI RISPOSTA R T_0<0,8s $\rightarrow$R=1	**6) VALUTAZIONE SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO** PER ξ=5%(η=1): $S_e(T)=a_g*S*\eta*2,5=10,72 m/s^2$	**6) VALUTAZIONE SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO** PER ξ=15% (η=0,707): $S_e(T)=a_g*S*2,5*\eta*(Tc/T)=1,89 m/s^2$
7) SPETTRO DI RISPOSTA IN TERMINI DI ACCELERAZIONI a/g=C*R*ε*b*I=0,13 [$S_d(T)=1,27 m/s^2$]	**7) SPETTRO DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)** $S_d(T)= S_e(T)/4,95=2,16 m/s^2$ [a/g=0,22]	**7) SPETTRO DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)** $S_d(T)= S_e(T)/1,265=1,49 m/s^2$ [a/g=0,19]
8) DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA E DELLE COMBINAZIONI CON LE ALTRE AZIONI: Definizione delle azioni da combinare con quella sismica: $\alpha'_p=\gamma_g*G_k+\gamma_q*[\Sigma^n_{i=2}(\psi_{0,i}*Q_{ik})]$ α'_p=1,4*(20*6)+1,5*[0,7*(4*6)]=193,2KN Masse associate al sisma: W=(G_i*A+s*Q_i*A)=((2*6)+0,33*(0,4*6))=12,8t a piano Azione sismica per lo SLU (forza di piano) $\gamma_E*\alpha$=1,5*W*(a/g)*g=27,3KN $\gamma_E*\alpha$=1,5*0,13*9,81*((2*6)+0,33*(0,4*6))=24,47KN Con α=(a/g)*g*W e γ_E=1,5 per lo SLU Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni: $\alpha'_p \pm \gamma_E*\alpha$ per la verifica allo stato limite ultimo	**8) DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA E DELLE COMBINAZIONI CON LE ALTRE AZIONI:** Definizione delle azioni da combinare con quella sismica: $G_k+\Sigma(\psi_{ji}*Q_{ki})$ Dove $G_k+\Sigma(\psi_{j,i}*Q_{k,i})$=(20*6)+((0,3*(4*6))=127,2KN *[34%in meno del DM 96]* Masse associate al sisma: $G_k+\Sigma_i(\psi_{Ei}*Q_{ki})$=((2*6)+0,3*(0,4*6))=12,7t Azione sismica per lo SLU (forza di piano): $\gamma_I*E=G_k+\Sigma_i(\psi_{Ei}*Q_{ki})*S_d(T)$ γ_I*E=((2*6)+0,3*(0,4*6))*2,16=27,47KN *[12%in più del DM 96]* con $\psi_{Ei}=\psi_{2i}*\varphi$=0,3*1 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni: $\gamma_I*E+G_k+\Sigma(\psi_{ji}*Q_{ki})$	**8) DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA E DELLE COMBINAZIONI CON LE ALTRE AZIONI:** Definizione delle azioni da combinare con quella sismica: $G_k+\Sigma(\psi_{ji}*Q_{ki})$ Dove $G_k+\Sigma(\psi_{j,i}*Q_{k,i})$=(20*6)+((0,3*(4*6))=127,2KN Masse associate al sisma: $G_k+\Sigma_i(\psi_{Ei}*Q_{ki})$=((2*6)+0,3*(0,4*6))=12,7t (piano copertura) con $\psi_{Ei}=\psi_{2i}*\varphi$=0,3*1 $G_k+\Sigma_i(\psi_{Ei}*Q_{ki})$=((2*6)+0,3*0,5*(0,4*6))=12,36t (piano terra) con $\psi_{Ei}=\psi_{2i}*\varphi$=0,3*0,5 Azione sismica per lo SLU (forza di piano): $\gamma_I*E=G_k+\Sigma_i(\psi_{Ei}*Q_{ki})*S_d(T)$ γ_I*E=((2*6)+0,3*(0,4*6))*1,49=18,95KN al piano copertura $\gamma_I*E=G_k+\Sigma_i(\psi_{Ei}*Q_{ki})*S_d(T)$ γ_I*E=((2*6)+0,3*0,5*(0,4*6))*1,49=18,4KN al piano terra Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni: $\gamma_I*E+G_k+\Sigma(\psi_{ji}*Q_{ki})$
9) VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO Per la verifica degli stati limite di esercizio, il decreto prescrive la determinazione delle azioni di calcolo sulla base di tre differenti tipi di combinazione: $F_d=G_k+Q_{1k}+\Sigma^n_{i=2}(\psi_{0i}*Q_{ik})$ Combinazioni rare $F_d=G_k+\psi_{1i}*Q_{1k}+\Sigma^n_{i=2}(\psi_{1i}*Q_{ik})$ Combinazioni frequenti $F_d=G_k+\Sigma^n_{i=1}(\psi_{2i}*Q_{ik})$ Combinazioni quasi permanenti	**9) VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO** (Come D.M. 16/01/96)	**9) VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO** (Come D.M. 16/01/96)

D.M. 16/01/1996

10) VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI

$\eta_t=(\eta_P \pm \lambda\eta_d)/x$
In cui λ=2 quando I=1 e x=1,5 per lo SLU
η_P=spostamenti elastici relativi tra due punti della struttura dovuti alle combinazioni non sismiche
η_d=spostamenti elastici relativi tra due punti della struttura dovuti al sisma convenzionale
Per elementi non strutturali in materiale fragile aderenti alla struttura:
$\eta_t \leq 0{,}002h$

$I_p=6{,}75*10^{-4}$ m^4; E=30*10^6 KN/m^2

$k_p=(12*E*I_p)/h^3=5667{,}63$ KN/m

$K_{pp}=2*k_p=11335$ KN/m

$\eta_d=24{,}47/11335=0{,}00216$m= 2,16mm

Sono trascurati gli spostamenti orizzontali dovuti ai carichi verticali. Quindi otteniamo:
$\eta_t=(\lambda\eta_d)/x=(2*2{,}16)/1{,}5=2{,}88<0{,}002h=7$mm

11) VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI

M_A= 29,7KNm; M_B= 60,5KNm; M_C= 79,8KNm; M_D= 54KNm; $M_{mezz.}$= 94,3KNm
N_{AB}= -110KN; N_{BC}= -35KN; N_{CD}= -117KN;
T_{AB}= 26KN; T_{BC}= 103,2KN; T_{CB}= 110KN; T_{CD}= 38KN;
Dati meccanici:
Rck 30 N/mm^2 → f_{cd}=13,23 N/mm^2 ; f_{ctd}=1,14 N/mm^2
FeB44k → f_{yd}=374 N/mm^2

Progetto trave tipo:
Progetto armatura longitudinale: sezione di mezzeria ***tratto DE****:*
d= $\alpha*(M/b)^{0,5}$=35,6 → 37cm(+3 di copriferro)
$A_{bc}{}^{inf}=M/f_{yd}*0{,}9*d=7{,}57$cm^2 area necessaria
Si adottano 4 ϕ16=**8,04**cm^2 area effettiva
$A_{eff}{}^{sup}$=Come da normativa in zona compressa si dispongono 2ϕ12=**2,26**cm^2

ORDINANZA 3274 – NON ISOLATO (CD'A')

10) VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI
A tale scopo si utilizza lo spettro di risposta per SLD che si ottiene come in precedenza utilizzando un fattore 2,5. Il parametro ψ_{Ei} relativo alla determinazione dell'azione sismica, per lo SLD varia nella forma $\psi_{Ei}=\psi_{0i}*\varphi=0{,}7*1$

$S_{dSLD}(T)=S_e(T)/2{,}5=4{,}27$m/s^2 con a/g=0,44

Azione sismica per lo SLD:
$\gamma_I*E=G_k+\Sigma_i(\psi_{Ei}*Q_{ki})*S_{dSLD}(T)$
$\gamma_I*E=((2*6)+0{,}7*(0{,}4*6))*4{,}27=58{,}4$KN
con $\psi_{Ei}=\psi_{0i}*\varphi=0{,}7*1$

Per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa → d_r<0,005h
Con d_r spostamento interpiano
$d_r=(\gamma_I*E)/K_{pp}=0{,}00515$m= 5,15mm<0,005h=17,5mm

Gli effetti del II° ordine sono trascurati in quanto la relazione $\theta=N*d_r/F*h<0{,}1$ è verificata.

11) VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI

M_A= 6,65 KNm; M_B=41,6 KNm; M_C=63,3 KNm; M_D=47,5 KNm; $M_{mezz.}$=64,8 KNm
N_{AB}= -78,4KN; N_{BC}= -26KN; N_{CD}= -85,4KN;
T_{AB}= 17,8KN; T_{BC}= 71KN; T_{CB}= 78KN; T_{CD}= 31,6KN;
Dati meccanici:
Rck 30 N/mm^2 → f_{cd}=13,23 N/mm^2 ; f_{ctd}=1,14 N/mm^2
FeB44k → f_{yd}=374 N/mm^2

Vedi tabella progetto degli elementi strutturali in classe di duttilità alta (p.to 10.1.3)

Progetto trave:
Progetto armatura longitudinale: sezione di mezzeria ***tratto BC:***
d= $\alpha*(M/b)^{0,5}$=30 → 32cm(+3 di copriferro)
$A_{bc}{}^{inf}=M/f_{yd}*0{,}9*d=6$ cm^2 area necessaria
Si adottano 4ϕ14=**6,15**cm^2 area effettiva
$A_{eff}{}^{sup}$=Come da normativa in zona compressa si dispongono 2ϕ12=**2,26**cm^2

ORDINANZA 3274 – ISOLATO ALLA BASE (CD'B')

10) VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI
A tale scopo si utilizza lo spettro di risposta per SLD che si ottiene come in precedenza utilizzando un fattore 2,5. Il parametro ψ_{Ei} relativo alla determinazione dell'azione sismica, per lo SLD varia nella forma $\psi_{Ei}=\psi_{0i}*\varphi=0{,}7*1$

$S_{dSLD}(T)=S_e(T)/2{,}5=0{,}76$m/s^2 con a/g=0,077

Azione sismica per lo SLD:
$\gamma_I*E=G_k+\Sigma_i(\psi_{Ei}*Q_{ki})*S_{dSLD}(T)=2*(12+0{,}7*2{,}4)*0{,}76=10{,}3$KN al piano copertura con $\psi_{Ei}=\psi_{0i}*\varphi=0{,}7*1$
$\gamma_I*E=G_k+\Sigma_i(\psi_{Ei}*Q_{ki})*S_{dSLD}(T)=2*(12+0{,}7*0{,}5*2{,}4)*0{,}76=9{,}7$ KN al piano copertura con $\psi_{Ei}=\psi_{0i}*\varphi=0{,}7*0{,}5$

Per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa → d_r<0,005h
Con d_r spostamento interpiano
$d_r=(\gamma_I*E)/K_{pp}=0{,}00177$m= 1,8mm<0,005h=17,5mm

Gli effetti del II° ordine sono trascurati in quanto la relazione $\theta=N*d_r/F*h<0{,}1$ è verificata.

11) VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI

M_A=34,28 KNm; M_B=41,14 KNm; M_C=63,51 KNm; M_D= 49,07 KNm; $M_{mezz.\ pp}$ =62,3 KNm; $M_{mezz.\ pt}$ =48,5 KNm;
N_{ABmax}= -77,4KN; N_{BC}= -25KN; N_{CDmax}= -84,5KN;
T_{AB}= 21,55KN; T_{BC}= 70KN; T_{CB}= 77,12KN; T_{CD}= 32,2KN;
Dati meccanici:
Rck 30 N/mm^2 → f_{cd}=13,23 N/mm^2 ; f_{ctd}=1,14 N/mm^2
FeB44k → f_{yd}=374 N/mm^2

Vedi tabella progetto degli elementi strutturali in classe di duttilità bassa (p.to 10.1.4)

Progetto trave tipo:
Progetto armatura longitudinale: sezione di mezzeria ***tratto BC e AD:***
d= $\alpha*(M/b)^{0,5}$=29 → 32cm(+3 di copriferro)
$A_{bc}{}^{inf}=M/f_{yd}*0{,}9*d=5{,}78$cm^2 area necessaria
Si adottano 4ϕ14=**6,15**cm^2 area effettiva
$A_{eff}{}^{sup}$=Come da normativa in zona compressa si dispongono 2ϕ12=**2,26**cm^2

D.M. 16/01/1996

Calcolo % meccanica dell'armatura tesa e compressa per la verifica della modalità di rottura della sezione:
$\mu' = (A_{eff}{}^{sup} * f_{yd}) / b*d*f_{cd} = 0{,}0575$
$\mu = (A_{eff}{}^{inf} * f_{yd}) / b*d*f_{cd} = 0{,}2$
$\mu(1\text{-}2) = 0{,}572$ (ε_{cu}=3,5‰ - ε_{sy}=2‰)
μ (2-3)=0,267 (ε_{cu}=3,5‰ - ε_{sy}=10‰)

La sezione cade in regione 3 (debolmente armata)
$Mu_{mezz} = [(1\text{-}0{,}394*K)*A_s*f_{yd} + (0{,}394*K\text{-}\delta)*A'_s*\sigma_s(\varepsilon'_s)]*d = 102{,}3KN > M_{dmezz}$

Progetto armatura longitudinale: sezione di incastro
$A_c{}^{sup} = M/f_{yd}*0.9*d = 6{,}4cm^2$ area necessaria
Si adottano **4 ϕ 16**= 8,04cm² area effettiva
$A_c{}^{inf}$=si adotta, secondo normativa, la metà dell'area in zona tesa: **2 ϕ 16=** 4,015cm²

$\mu = (A_{eff}{}^{sup} * f_{yd}) / b*d*f_{cd} = 0{,}2$
$\mu' = (A_{eff}{}^{inf} * f_{yd}) / b*d*f_{cd} = 0{,}1$
$\mu(1\text{-}2) = 0{,}615$ (ε_{cu}=3,5‰ - ε_{sy}=2‰)
$\mu(2\text{-}3) = 0{,}31$ (ε_{cu}=3,5‰ - ε_{su}=10‰)
$\mu + \mu' = 0{,}3 < \mu(2\text{-}3)$

La sezione cade in regione 3 (debolmente armata)
$Mu_C = [(1\text{-}0{,}394*K)*A_s*f_{yd} + (0{,}394*K\text{-}\delta)*A'_s*\sigma_s(\varepsilon'_s)]*d = \mathbf{103{,}15}KN > M_{dC}$

*Progetto armatura a taglio **tratto CB:***
$V_d = T_{CB} = 110KN$

Verifica della biella compressa:
$V_{cd} = 518KN > T_{CB}$

Calcolo resistenza a trazione del cls:
$V_{ctd} = 0{,}6*f_{ctd}*b*d = 75{,}9KN$

Taglio da affidare alle staffe:
$T_{CB} - V_{ctd} = 34{,}1KN < 50\%T_{CB}$
$V_{sd} = 50\%T_{CB} = 55KN$
$A_{sw}/s = V_{sd}/0{,}9*b*f_{yd} = 5{,}4cm^2/m$
$A_{swmin} = 3{,}55cm^2/m$

ORDINANZA 3274 – NON ISOLATO (CD'A')

Calcolo % meccanica dell'armatura tesa e compressa per la verifica della modalità di rottura della sezione:
$\mu' = (A_{eff}{}^{sup} * f_{yd}) / b*d*f_{cd} = 0{,}066$
$\mu = (A_{eff}{}^{inf} * f_{yd}) / b*d*f_{cd} = 0{,}18$
$\mu(1\text{-}2) = 0{,}58$ (ε_{cu}=3,5‰ - ε_{sy}=2‰)
$\mu(2\text{-}3) = 0{,}28$ (ε_{cu}=3,5‰ - ε_{sy}=10‰)

La sezione cade in regione 3 (debolmente armata)
$Mu_{mezz} = [(1\text{-}0{,}394*K)*A_s*f_{yd} + (0{,}394*K\text{-}\delta)*A'_s*\sigma_s(\varepsilon'_s)]*d = \mathbf{67{,}8}KN > M_{dmezz}$

Progetto armatura longitudinale: sezione di incastro
$A_c{}^{sup} = M/f_{yd}*0.9*d = 5{,}87cm^2$ area necessaria
Si adottano **4 ϕ 14**=6,15cm² area effettiva
$A_c{}^{inf}$=si adotta, secondo normativa, la metà dell'area in zona tesa: **2 ϕ 14=**3,07cm²

$\mu = (A_{eff}{}^{sup} * f_{yd}) / b*d*f_{cd} = 0{,}18$
$\mu' = (A_{eff}{}^{inf} * f_{yd}) / b*d*f_{cd} = 0{,}09$
$\mu(1\text{-}2) = 0{,}605$ (ε_{cu}=3,5‰ - ε_{sy}=2‰)
$\mu(2\text{-}3) = 0{,}3$ (ε_{cu}=3,5‰ - ε_{su}=10‰)
$\mu + \mu' = 0{,}27 < \mu(2\text{-}3)$

La sezione cade in regione 3 (debolmente armata)
$Mu_{mezz} = [(1\text{-}0{,}394*K)*A_s*f_{yd} + (0{,}394*K\text{-}\delta)*A'_s*\sigma_s(\varepsilon'_s)]*d = \mathbf{67{,}9}KN > M_{dmezz}$

*Progetto armatura a taglio **tratto BC:***
$V_d = 1{,}2*T_{BC} = 93{,}6KN$

Verifica della biella compressa:
$V_{cd} = 448KN > T_{BC}$

Calcolo resistenza a trazione del cls:
$V_{ctd} = 0$

Taglio da affidare alle staffe:
$V_{sd} = 93{,}6KN$
$A_{sw}/s = 9{,}27cm^2/m$
$A_{swmin} = 3{,}58cm^2/m$

ORDINANZA 3274 – ISOLATO ALLA BASE (CD'B')

Calcolo % meccanica dell'armatura tesa e compressa per la verifica della modalità di rottura della sezione:
$\mu' = (A_{eff}{}^{sup} * f_{yd}) / b*d*f_{cd} = 0{,}066$
$\mu = (A_{eff}{}^{inf} * f_{yd}) / b*d*f_{cd} = 0{,}181$
$\mu(1\text{-}2) = 0{,}581$ (ε_{cu}=3,5‰ - ε_{sy}=2‰)
$\mu(2\text{-}3) = 0{,}276$ (ε_{cu}=3,5‰ - ε_{sy}=10‰)

La sezione cade in regione 3 (bebolmente armata)
$Mu_{mezz} = [(1\text{-}0{,}394*K)*A_s*f_{yd} + (0{,}394*K\text{-}\delta)*A'_s*\sigma_s(\varepsilon'_s)]*d = 68{,}06KN > M_{dmezz}$

Progetto armatura longitudinale: sezione di incastro
$A_c{}^{sup} = M/f_{yd}*0.9*d = 5{,}9cm^2$ area necessaria
Si adottano **4 ϕ 14**=6,15cm² area effettiva
$A_c{}^{inf}$=si adotta, secondo normativa, la metà dell'area in zona tesa: **2 ϕ 14=**3,07cm²

$\mu = (A_{eff}{}^{sup} * f_{yd}) / b*d*f_{cd} = 0{,}18$
$\mu' = (A_{eff}{}^{inf} * f_{yd}) / b*d*f_{cd} = 0{,}09$
$\mu(1\text{-}2) = 0{,}605$ (ε_{cu}=3,5‰ - ε_{sy}=2‰)
$\mu(2\text{-}3) = 0{,}3$ (ε_{cu}=3,5‰ - ε_{su}=10‰)
$\mu + \mu' = 0{,}27 < \mu(2\text{-}3)$

La sezione cade in regione 3 (debolmente armata)
$Mu_{mezz} = [(1\text{-}0{,}394*K)*A_s*f_{yd} + (0{,}394*K\text{-}\delta)*A'_s*\sigma_s(\varepsilon'_s)]*d = 67{,}9KN > M_{dmezz}$

*Progetto armatura a taglio **tratto CB:***
$V_d = T_{CB} = 77{,}12KN$

Verifica della biella compressa:
$V_{cd} = 448KN > V_d$

Calcolo resistenza a trazione del cls:
$V_{ctd} = 65{,}6KN$

Taglio da affidare alle staffe:
$T_{CB} - V_{ctd} = 11{,}52KN < 50\%T_{CB}$
$V_{sd} = 50\%T_{cb} = 38{,}56KN$
$A_{sw}/s = 3{,}8cm^2/m$; $A_{swmin} = 3{,}58cm^2/m$

D.M. 16/01/1996	***ORDINANZA 3274 – NON ISOLATO (CD'A')***	***ORDINANZA 3274 – ISOLATO ALLA BASE (CD'B')***
Armatura minima insufficiente. Si dispone armatura di progetto pari a **1 ϕ 8/18cm**; infittimento nelle zone critiche come da normativa per L=74cm. ed s=8cm.	Armatura minima insufficiente. Si dispone armatura di progetto pari a **1 ϕ 10/17cm**.; infittimento nelle zone critiche come da normativa per L=64cm ed s= 8cm.	Armatura minima insufficiente. Si dispone armatura di progetto pari a **1 ϕ 8/25cm.;** infittimento nelle zone critiche come da normativa per L=32cm ed s= 8cm.
P_{staf}=3,77Kg/ml P_{long}=10,8Kg/ml P_{cls}=288Kg/ml	P_{staf}=5,7Kg/ml ***(+51%)*** P_{long}=8,7Kg/ml ***(-20%)*** P_{cls}=252Kg/ml ***(-12,5%)***	P_{staf}=2,5Kg/ml ***(-33,7%)*** P_{long}=8,7Kg/ml ***(-20%)*** P_{cls}=252Kg/ml ***(-12,5%)***
Pilastro CD: *L' armatura minima longitudinale è pari a:* $1\%<A/A_c<4\% \rightarrow A=9$ cm$^2 \rightarrow 6\phi14$=**9,23** cm^2	**Pilastro CD:** *L' armatura minima longitudinale è pari a:* $1\%<A/A_c<4\% \rightarrow A=9$ cm$^2 \rightarrow 6\phi14$=**9,23** cm^2	**Pilastro CD:** *L' armatura minima longitudinale è pari a:* $1\%<A/A_c<4\% \rightarrow A=9$ cm$^2 \rightarrow 6\phi14$=**9,23** cm^2
*Progetto a presso-flessione **tratto CD** più sollecitato:*	*Progetto a presso-flessione **tratto CD:*** N_{cd}=85,4KN; $M_d=\gamma_{rd}(M_{rt}/M_p)M_{cd}$=1,29*63,3KN=82KNm	*Progetto a presso-flessione **tratto CD** più sollecitato:* N_{cd}=84,5KN; M_d=63,51KNm
Calcolo delle sollecitazioni ridotte per la valutazione delle percentuali meccaniche di armature mediante tabelle di interazione:	Calcolo delle sollecitazioni ridotte per la valutazione delle percentuali meccaniche di armature mediante tabelle di interazione:	Calcolo delle sollecitazioni ridotte per la valutazione delle percentuali meccaniche di armature mediante tabelle di interazione:
N_{rid}=0,11 M_{rid}=0,27 μ**=0,25** $A_s=A'_s$=7,16cm$^2 \rightarrow$ 3+3ϕ14long.+2+2ϕ16spez.=**8,6**cm^2	N_{rid}=0,079 M_{rid}=0,283 μ**=0,28** $A_s=A'_s$=7,9 cm$^2 \rightarrow$3+3ϕ14long.+2+2ϕ16spez.=**8,6**cm^2	N_{rid}=0,079 M_{rid}=0,22 μ**=0,20** $A_s=A'_s$=5,73 cm$^2 \rightarrow$ 3+3ϕ14long.+1+1ϕ12=**5,74**cm^2
*Progetto armatura a taglio **tratto CD:***	*Progetto armatura a taglio per lo sforzo tangenziale massimo nel **tratto CD:***	*Progetto armatura a taglio **tratto CD:***
$V_d=T_{CD}$=38KN	Amplificazione del taglio di progetto (gerarchia delle resistenze): M_u=88KNm $V_d=\gamma_{rd}*(M_{rpi}+M_{rps})/l_p$=53,5KN	$V_d=T_{CD}$=32,2KN
Verifica biella compressa: V_{cd}=378 KN> T_{CD}	Verifica biella compressa: V_{cd}=378KN>V_d	Verifica biella compressa: V_{cd}=378 KN> V_d
Calcolo resistenza a trazione del cls: V_{ctd}=55,4KN	Calcolo resistenza a trazione del cls: V_{ctd}=55,4KN	Calcolo resistenza a trazione del cls: V_{ctd}=55,4KN
Taglio da affidare alle staffe: $T_{CD}-V_{ctd}$= -17,4KN<50% T_{CD} V_{sd}=19KN $A_{sw}/s=V_{sd}/0,9*b*f_{yd}$=**1,9**cm^2/m A_{swmin}=3,4cm^2/m	Taglio da affidare alle staffe: V_d-V_{ctd}= -1,9KN<50% V_d V_{sd}=50%V_d=27KN $A_{sw}/s=V_{sd}/0,9*b*f_{yd}$=**2,7**cm^2/m A_{swmin}=3,4cm^2/m	Taglio da affidare alle staffe: V_d-V_{ctd}= -23,2KN<50% V_d V_{sd}=16,1KN=50% V_d $A_{sw}/s=V_{sd}/0,9*b*f_{yd}$=**1,6**cm^2/m A_{swmin}=3,4cm^2/m

D.M. 16/01/1996

Si adotta l'armatura minima. Si dispone una staffatura pari a **1ϕ8/15cm** ; infittimento nelle zone critiche come da normativa per L=60cm ed s=7,5cm.

P_{staf}=4,3Kg/ml
P_{long}=12,5Kg/ml

Progetto staffatura ***nodi:***
-Il nodo non è confinato interamente. Si dispone staffatura passante pari a quella utilizzata nelle zone di infittimento dei pilastri adiacenti il nodo.

ORDINANZA 3274 – NON ISOLATO (CD'A')

Si adotta l'armatura minima. Si dispone una staffatura pari a **1 ϕ 8/25cm**; infittimento nelle zone critiche come da normativa per L=60cm ed s=7,5cm.

P_{staf}=3,45Kg/ml ***(-20%)***
P_{long}=12,5Kg/ml ***(+0,0%)***

Progetto staffatura ***nodi:***
-Il nodo non è confinato interamente. Si dispone staffatura passante pari a quella utilizzata nelle zone di infittimento dei pilastri adiacenti il nodo.
-Inoltre deve essere verificata l'espressione seguente:

$$0,15*(R_{ck}/f_{yk})\leq(ni*As)/(i*b)$$

Si utilizza il quantitativo maggiore.

ORDINANZA 3274 – ISOLATO ALLA BASE (CD'B')

Si dispone l'armatura minima pari a **1 ϕ 8/25cm**; infittimento nelle zone critiche come da normativa per L=60cm ed s=7,5cm.

P_{staf}=3,45Kg/ml ***(-20%)***
P_{long}=9,4Kg/ml ***(-25%)***

Progetto staffatura ***nodi:***
-Il nodo non è confinato interamente. Si dispone staffatura passante pari a quella utilizzata nelle zone di infittimento dei pilastri adiacenti il nodo.
-Inoltre deve essere verificata l'espressione seguente:

$$0,15*(R_{ck}/f_{yk})\leq(ni*As)/(i*b)$$

Si utilizza il quantitativo maggiore.

12) PROGETTO DEL SISTEMA D'ISOLAMENTO
m_{tot}=25,1t
$K_{iso}=((4*\pi^2)/T_0^2)*m_{tot}$=250N/mm

Si utilizza un isolatore e una slitta. Lo spostamento di progetto allo SLU (con T_{base}=37,35*1,265=47,25KN pari alla somma delle forze di piano secondo lo spettro elastico) sarà:
$d_2=(T_{base}/K_{iso})$=47250/ 250=189mm
Come da normativa si assume d=1,2* d_2= 227mm
$H_{iso}\cong d_2$ =228mm (100% di d_2-38 strati di gomma - s=6mm)

Si prende una gomma con mescola morbida G=0,4Mpa
$A_{iso}=(K_{iso}*H_{iso})/G$=1425cm^2; r=21,3cm

VERIFICHE ALLO SLU:
1) Tensione negli inerti di acciaio:
$\sigma_s=1,3*N*(t_1+t_2)/(t_s*A_r)$=22,7N/mm^2<$f_{yk}$=235N/mm^2

2) Deformazione di taglio massima negli isolatori:
γ_c=0,63; γ_α=0,237; γ_s=1; γ_t=0,63+0,237+1=1,87<5
γ_t/γ_s=4/1=4>1,5
γ_s=0,98<2

3) Instabilità (con V_d=134KN):
V_{cr}=583KN
V_d/V_{cr}=0,23<0,4

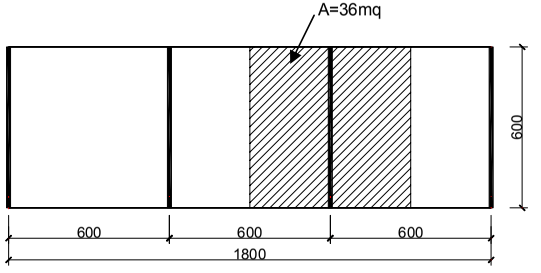
12.2 TELAIO A TRE PIANI AD UNA CAMPATA

CONFRONTO TRA LE NORMATIVE

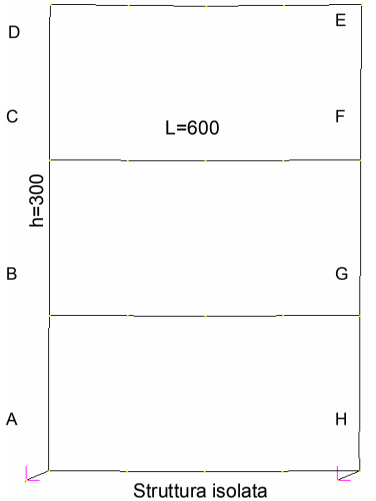
Grado di sismicità:
2° categoria (DM 1996)
Zona 2 (Ordinanza 3274)

G_1=5 KN/mq=30KN/m

Q_1=2 KN/mq=12KN/m

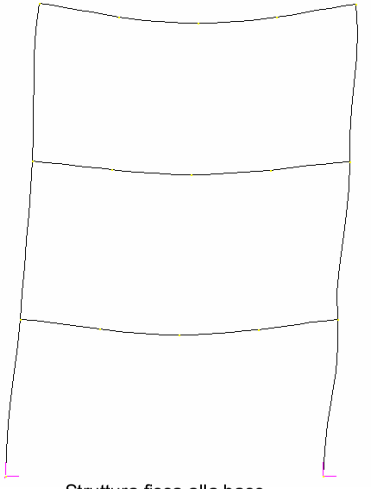


Schema planimetrico ed area d'influenza



Struttura isolata

SPOSTAMENTI



Struttura fissa alla base

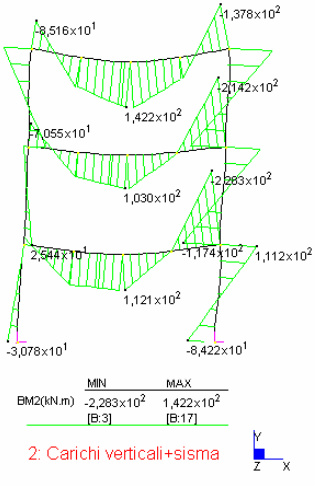
D.M. 16/01/1996	***ORDINANZA 3274 – NON ISOLATO (CD'A')***	***ORDINANZA 3274 – ISOLATO ALLA BASE (CD'B')***
1) VALUTAZIONE COEFFICIENTE DI FONDAZIONE (ϵ): ε=1,3	**1) VALUTAZIONE CATEGORIE DI SUOLO DI FONDAZIONE (S)** Cat. Suolo:C – Grado di sismicità: Zona 2 T_B=0,15; T_C=0,5; T_D=2; S=1,25	**1) VALUTAZIONE CATEGORIE DI SUOLO DI FONDAZIONE (S)** Cat. Suolo:C – Grado di sismicità: Zona 2 T_B=0,15; T_C=0,5; T_D=2,5; S=1,25
2) VALUTAZIONE COEFFICIENTE DI INTENSITA' SISMICA C: Grado di sismicità: 2° categoria → C=0,07	**2) VALUTAZIONE ZONA SISMICA E RELATIVO PARAMETRO a_g:** Per la zona 2 a_g=0,25g	**2) VALUTAZIONE ZONA SISMICA E RELATIVO PARAMETRO a_g:** Per la zona 2 a_g=0,25g
3) VALUTAZIONE PERIODO DI STRUTTURA (ATTRAVERSO ANALISI MODALE): T_1=0,6s; T_2=0,21s; T_3=0,15s	**3) VALUTAZIONE PERIODO DI STRUTTURA (ATTRAVERSO ANALISI MODALE):** T_1=0,48s; T_2=0,17s; T_3=0,12s	**3) VALUTAZIONE PERIODO DI STRUTTURA (ATTRAVERSO ANALISI MODALE):** T_1=2,0s; T_2=0,28s; T_3=0,15s
4) VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI STRUTTURA β=1	**4bis) VALUTAZIONE DEL FATTORE DI STRUTTURA q:** Per struttura intelaiata a 3 piani ed 1 campata → q=5,4	**4bis) VALUTAZIONE DEL FATTORE DI STRUTTURA q:** Per struttura intelaiata a 3 piani ed 1 campata → q=1,38

D.M. 16/01/1996	***ORDINANZA 3274 – NON ISOLATO (CD'A')***	***ORDINANZA 3274 – ISOLATO ALLA BASE (CD'B')***
5) VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI IMPORTANZA (I) a) opere di importanza primaria I = 1,4 b) opere che presentano un particolare rischio I = 1,2 c) opere che non rientrano nelle prime due categorie I = 1,0	**5) VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI IMPORTANZA (I)** a) opere di importanza primaria I = 1,4 b) opere che presentano un particolare rischio I = 1,2 c) opere che non rientrano nelle prime due categorie I = 1,0	**5) VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI IMPORTANZA (I)** a) opere di importanza primaria I = 1,4 b) opere che presentano un particolare rischio I = 1,2 c) opere che non rientrano nelle prime due categorie I = 1,0
6) VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI RISPOSTA R T_I<0,8s →R=1	**6) VALUTAZIONE SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO** PER ξ=5%(η=1): $T_B \le T_1 < T_C$ $S_{e1}(T)=a_g*S*\eta*2,5=7,66 m/s^2$ $T_B \le T_2 < T_C$ $S_{e2}(T)=a_g*S*\eta*2,5=7,66 m/s^2$ $T_3 < T_B$ $S_{e3}(T)=a_g*S*[1+T_3/T_B*(\eta*2,5-1)]=6,74 m/s^2$	**6) VALUTAZIONE SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO** PER ξ=15% (η=0,707): $T_C \le T_1 < T_D$ $S_{e1}(T)=a_g*S*2,5*\eta*(Tc/T_1)=1,35 m/s^2$ $T_B \le T_2 < T_C$ $S_{e2}(T)=a_g*S*\eta*2,5=5,41 m/s^2$ $T_B \le T_3 < T_C$ $S_{e3}(T)=a_g*S*\eta*2,5=5,41 m/s^2$
7) SPETTRO DI RISPOSTA IN TERMINI DI ACCELERAZIONI a/g=C*R*ε*b*I=0,091 [$S_d(T)=0,89 m/s^2$]	**7) SPETTRO DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)** $S_{d1}(T)= S_{e1}(T)/5,4=1,42 m/s^2$ [a/g=0,14] $S_{d2}(T)= S_{e2}(T)/5,4=1,42 m/s^2$ [a/g=0,14] $S_{d3}(T)= S_{e3}(T)/5,4=1,24 m/s^2$ [a/g=0,12]	**7) SPETTRO DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)** $S_{d1}(T)= S_{e1}(T)/1,38=0,97 m/s^2$ [a/g=0,098] $S_{d2}(T)= S_{e2}(T)/1,38=3,92 m/s^2$ [a/g=0,4] $S_{d3}(T)= S_{e3}(T)/1,38=3,92 m/s^2$ [a/g=0,4]
8) DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA E DELLE COMBINAZIONI CON LE ALTRE AZIONI: Il DM 1996 prevede che i carichi variabili possano essere diminuiti tramite un fattore ζ=0,5+10/A pari ad 1 per le coperture e decrescente a partire dal penultimo livello in giù. A è l'area d'influenza dell'elemento portante. Definizione delle azioni da combinare con quella sismica: $\alpha'_{pi}=\gamma_g*G_k+\gamma_q*[\Sigma^n_{i=2}(\psi_{0,i}*\zeta*Q_{ik})]$ α'_{p1}=1,4*5*36+1,5*[0,7*2*36]=327,6KN in copertura α'_{p2}=1,4*5*36+1,5*[0,7*0,77*2*36]=310,2KN al 2° piano α'_{p3}=1,4*5*36+1,5*[0,7*2*0,63*36]=300KN al 1° piano α'_{p4}=1,4*5*36+1,5*[0,7*2*0,6*36]=297KN al piano terra Masse associate al sisma: W=(G_i*A+s*Q_i*A) W=(18+0,33*7,2)=20,38t a piano Forze di piano: $\gamma_E*\alpha$=1,5*W*(a/g)*g=27,3KN Conbinazione dell'azione sismica con le altre azioni: $\Sigma^n_{i=1}\alpha'_p \pm \gamma_E*\alpha$ per la verifica allo stato limite ultimo	**8) DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA E DELLE COMBINAZIONI CON LE ALTRE AZIONI:** Definizione delle azioni da combinare con quella sismica: $G_k+\Sigma(\psi_{ji}*Q_{ki})$ Dove $G_k+\Sigma(\psi_{j,i}*Q_{k,i})$=5*36+(0,3*2*36)=201,6KN a piano Masse associate al sisma: $G_k+\Sigma_i(\psi_{Ei}*Q_{ki})$=[(0,5+0,3*0,2)*36]=20,16t (copertura) $G_k+\Sigma_i(\psi_{Ei}*Q_{ki})$=[(0,5+0,3*0,5*0,2)*36]=19,08t (agli altri piani) con $\psi_{Ei}=\psi_{2i}*\varphi$=0,3*1 per il piano copertura con $\psi_{Ei}=\psi_{2i}*\varphi$=0,3*0,5 per gli altri piani Forze di piano: $\gamma_I*E=G_k+\Sigma_i(\psi_{Ei}*Q_{ki})*S_{di}(T)$ Conbinazione dell'azione sismica con le altre azioni: $\gamma_I*E+G_k+\Sigma(\psi_{ji}*Q_{ki})$	**8) DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA E DELLE COMBINAZIONI CON LE ALTRE AZIONI:** Definizione delle azioni da combinare con quella sismica: $G_k+\Sigma(\psi_{ji}*Q_{ki})$ Dove $G_k+\Sigma(\psi_{j,i}*Q_{k,i})$=5*36+(0,3*2*36)=201,6KN a piano Masse associate al sisma: $G_k+\Sigma_i(\psi_{Ei}*Q_{ki})$=[(0,5+0,3*0,2)*36]=20,16t in copertura $G_k+\Sigma_i(\psi_{Ei}*Q_{ki})$=[(0,5+0,3*0,5*0,2)*36]=19,08t agli altri piani con $\psi_{Ei}=\psi_{2i}*\varphi$=0,3*1 per il piano copertura con $\psi_{Ei}=\psi_{2i}*\varphi$=0,3*0,5 per gli altri piani Forze di piano: $\gamma_I*E=G_k+\Sigma_i(\psi_{Ei}*Q_{ki})*S_{di}(T)$ Conbinazione dell'azione sismica con le altre azioni: $\gamma_I*E+G_k+\Sigma(\psi_{ji}*Q_{ki})$

D.M. 16/01/1996

9) VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI

Momenti

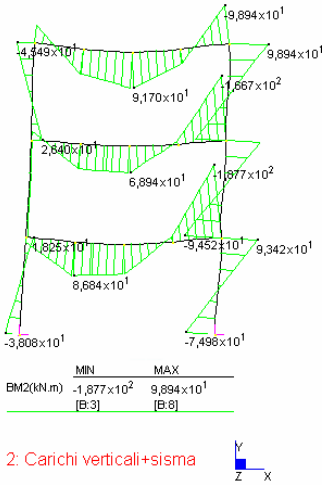


ORDINANZA 3274 – NON ISOLATO (CD'A')

Gli effetti del II° ordine sono trascurati in quanto la relazione θ=N*d$_r$/F*h<0,1 è verificata

9) VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI

Momenti

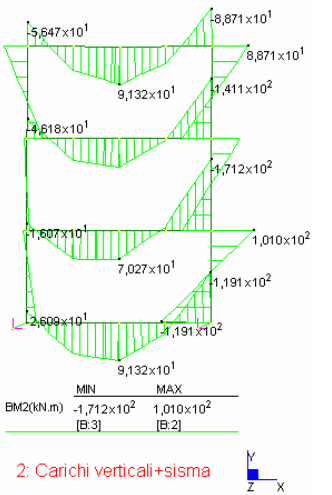


ORDINANZA 3274 – ISOLATO ALLA BASE (CD'B')

Gli effetti del II° ordine sono trascurati in quanto la relazione θ=N*d$_r$/F*h<0,1 è verificata.

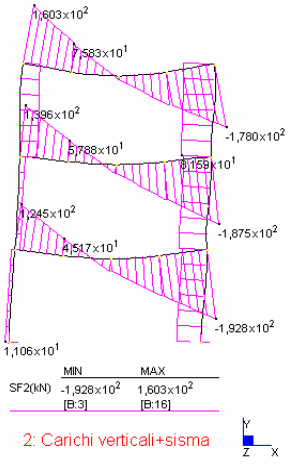
9) VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI

Momenti

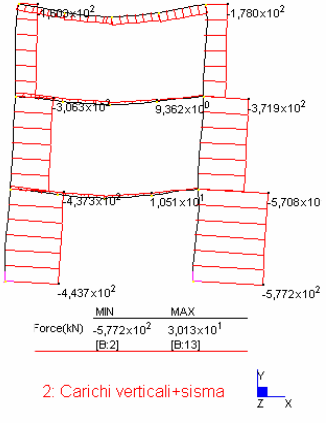


L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata con un modello agli elementi finiti, con i carichi statici e sismici di cui al punto 8). Le frequenze proprie e la risposta spettrale sono state calcolate con un programma agli elementi finiti, previo inserimento dei rispettivi spettri di progetto. E' stato utilizzato il metodo di combinazione modale SRSS per determinare i massimi assoluti della risposta, ottenuti combinando i massimi relativi nei diversi modi di vibrare. Infine è stata fatta un'analisi statica per valutare gli effetti dei pesi propri e dei carichi variabili da sommare a quelli ottenuti dall'analisi spettrale (combinazione ai fini sismici).

Taglio

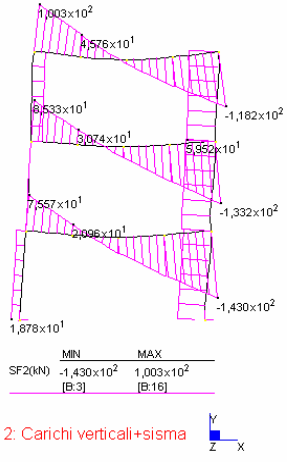


Sforzo normale

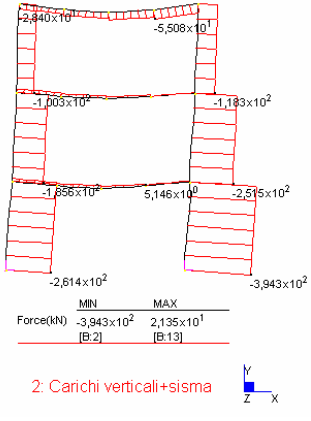


Dati meccanici:
Rck 30 N/mm^2 → f_{cd}=13,23 N/mm^2 ; f_{ctd}=1,14 N/mm^2
FeB44k → f_{yd}=374 N/mm^2
Ec=5700*(Rck)^{0,5}=31220 N/mm^2

Taglio

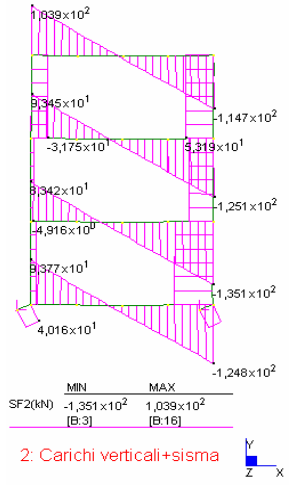


Sforzo normale

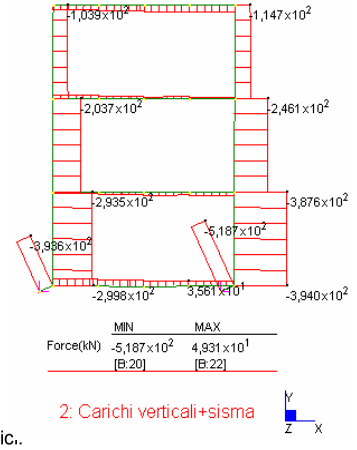


Dati meccanici:
Rck 30 N/mm^2 → f_{cd}=13,23 N/mm^2 ; f_{ctd}=1,14 N/mm^2
FeB44k → f_{yd}=374 N/mm^2
Ec=5700*(Rck)^{0,5}=31220 N/mm^2

Taglio



Sforzo normale



Dati meccanic..
Rck 30 N/mm^2 → f_{cd}=13,23 N/mm^2 ; f_{ctd}=1,14 N/mm^2
FeB44k → f_{yd}=374 N/mm^2
Ec=5700*(Rck)^{0,5}=31220 N/mm^2

D.M. 16/01/1996	***ORDINANZA 3274 – NON ISOLATO (CD'A')***	***ORDINANZA 3274 – ISOLATO ALLA BASE (CD'B')***
	Vedi tabella progetto degli elementi strutturali in classe di duttilità alta (p.to 10.1.3)	*Vedi tabella progetto degli elementi strutturali in classe di duttilità bassa (p.to 10.1.4)*
Progetto trave tipo: *Progetto armatura longitudinale: sezione di mezzeria* ***tratto DE:*** M_d=142KNm d= α*$(M/b)^{0,5}$=43,7 $\rightarrow$ 44cm(+3 di copriferro) $A_{BG}^{inf}=M/f_{yd}$*0,9*d=9,6cm^2 area necessaria Si adottano 4 ϕ18=**10,2**cm^2 area effettiva A_{eff}^{sup}=Come da normativa, l'armatura deve rispettare la relazione $1,4/f_{yk}<\rho<7/f_{yk}\rightarrow 2\phi 18$=**5,1**cm^2 Calcolo % meccanica dell'armatura tesa e compressa per la verifica della modalità di rottura della sezione: $\mu'=(A_{eff}^{sup}*f_{yd})/b*d*f_{cd}$=0,11 $\mu=(A_{eff}^{inf}*f_{yd})/b*d*f_{cd}$=0,22 μ(1-2)=0,62 (ε_{cu}=3,5‰ - ε_{sy}=2‰) μ(2-3)=0,32 (ε_{cu}=3,5‰ - ε_{su}=10‰) μ(1-2)=<$\mu+\mu'$=0,33<μ(2-3) La sezione cade in regione 2 (normalmente armata) Mu_{mezz}=157,4KNm *Progetto armatura longitudinale: sezione di incastro* ***nodo G:*** M_d=228,3KNm $A_G^{sup}=M/f_{yd}$*0.9*d= 16,14cm^2 area necessaria Si adottano 4 ϕ 24= **18,1** cm^2 area effettiva A_G^{inf}=si adotta, secondo normativa, la metà dell'area in zona tesa: 2 ϕ 24**= 9,05**cm^2 $\mu=(A_{eff}^{sup}*f_{yd})/b*d*f_{cd}$=0,39 $\mu'=(A_{eff}^{inf}*f_{yd})/b*d*f_{cd}$=0,19 μ(1-2)=0,705 μ(2-3)= 0,40 μ(1-2)=<$\mu+\mu'$=0,58<μ(2-3) La sezione cade in regione 2 (normalmente armata) M_u=273KNm	**Progetto trave tipo:** *Progetto armatura longitudinale: sezione di mezzeria* ***tratto DE:*** M_d=91,7KNm d= α*$(M/b)^{0,5}$=35,1 $\rightarrow$ 37cm(+3 di copriferro) $A_{BG}^{inf}=M/f_{yd}$*0,9*d=7,36 cm^2 area necessaria Si adottano 4 ϕ 16=**8,04**cm^2 area effettiva A_{eff}^{sup}=Come da normativa, l'armatura deve rispettare la relazione $1,4/f_{yk}<\rho<7/f_{yk}\rightarrow 2\phi 16$=**4,02**cm^2 Calcolo % meccanica dell'armatura tesa e compressa per la verifica della modalità di rottura della sezione: $\mu'=(A_{eff}^{sup}*f_{yd})/b*d*f_{cd}$=0,1 $\mu=(A_{eff}^{inf}*f_{yd})/b*d*f_{cd}$=0,2 μ(1-2)=0,61 (ε_{cu}=3,5‰ - ε_{sy}=2‰) μ(2-3)= 0,31 (ε_{cu}=3,5‰ - ε_{su}=10‰) $\mu+\mu'$=0,3<μ(2-3) La sezione cade in regione 3 (debolmente armata) Mu_{mezz}=102,8KNm *Progetto armatura longitudinale: sezione di incastro* ***nodo G:*** M_d=191,2KNm $A_c^{sup}=M/f_{yd}$*0.9*d=15,35cm^2 area necessaria Si adottano 3 ϕ 22+2ϕ16=**15,42**cm^2 area effettiva A_c^{inf}=si adotta, secondo normativa, la metà dell'area in zona tesa:7,9cm^2: si prolunga l'armatura di mezzeria fino all'incastro: 4ϕ16=**8,04**cm^2 $\mu=(A_{eff}^{sup}*f_{yd})/b*d*f_{cd}$=0,39 $\mu'=(A_{eff}^{inf}*f_{yd})/b*d*f_{cd}$=0,2 μ(1-2)=0,715 μ(2-3)= 0,41 μ(1-2)=<$\mu+\mu'$=0,59<μ(2-3) La sezione cade in regione 2 (normalmente armata) M_u=194,5KNm	**Progetto trave tipo:** *Progetto armatura longitudinale: sezione di mezzeria* ***tratto DE:*** M_d=91,3KNm d= α*$(M/b)^{0,5}$=35 $\rightarrow$ 37cm(+3 di copriferro) $A_{bc}^{inf}=M/f_{yd}$*0,9*d=7,33cm^2 area necessaria Si adottano 4ϕ16=**8,04**cm^2 area effettiva A_{eff}^{sup}=Come da normativa, l'armatura deve rispettare la relazione $1,4/f_{yk}<\rho<7/f_{yk}\rightarrow 2\phi 16$=**4,02**cm^2 Calcolo % meccanica dell'armatura tesa e compressa per la verifica della modalità di rottura della sezione: $\mu'=(A_{eff}^{sup}*f_{yd})/b*d*f_{cd}$=0,1 $\mu=(A_{eff}^{inf}*f_{yd})/b*d*f_{cd}$=0,2 μ(1-2)=0,61 (ε_{cu}=3,5‰ - ε_{sy}=2‰) μ(2-3)= 0,31 (ε_{cu}=3,5‰ - ε_{su}=10‰) $\mu+\mu'$=0,3<μ(2-3) La sezione cade in regione 3 (debolmente armata) Mu_{mezz}=102,8KNm *Progetto armatura longitudinale: sezione di incastro* ***nodo G:*** $M_d=M_G$=171,2KNm $A_c^{sup}=M/f_{yd}$*0.9*d=13,74cm^2 area necessaria Si adottano 4 ϕ 22=**15,2**cm^2 area effettiva A_c^{inf}=si adotta, secondo normativa, la metà dell'area in zona tesa: 2 ϕ 22**=7,6**cm^2 $\mu=(A_{eff}^{sup}*f_{yd})/b*d*f_{cd}$=0,39 $\mu'=(A_{eff}^{inf}*f_{yd})/b*d*f_{cd}$=0,19 μ(1-2)=0,705 μ(2-3)= 0,4 μ(1-2)=<$\mu+\mu'$=0,58<μ(2-3) La sezione cade in regione 2 (normalmente armata) M_u=191,3KNm

D.M. 16/01/1996	***ORDINANZA 3274 – NON ISOLATO (CD'A')***	***ORDINANZA 3274 – ISOLATO ALLA BASE (CD'B')***
Progetto armatura a taglio nel ***tratto GB*** *più sollecitato:* T_{GB}=193KN	*Progetto armatura a taglio nel* ***tratto GB*** *più sollecitato:* T_{GB}=143KN Amplificazione taglio di progetto (gerarchia delle resistenze): $V_d=1,2*T_{GB}$=171,6KN	*Progetto armatura a taglio nel* ***tratto GB*** *più sollecitato:* T_{GB}=135KN
Verifica della biella compressa: V_{cd}=588KN>T_{GB}	Verifica della biella compressa: V_{cd}=518KN>T_{GB}	Verifica della biella compressa: V_{cd}=518KN>T_{GB}
Calcolo resistenza a trazione del cls: $V_{ctd}=0,6*f_{ctd}*b*d$=86,2KN	Calcolo resistenza a trazione del cls: in classe di duttilità alta per le travi è uguale a zero. V_{ctd}=0	Calcolo resistenza a trazione del cls: V_{ctd}=75,9KN
Taglio da affidare alle staffe: $T_{GB}-V_{ctd}$=106,8KN>50%T_{GB} V_{sd}=106,8KN $A_{sw}/s=V_{sd}/0,9*b*f_{yd}$=**10,57**cm^2/m; $A_{swmin}=0,1*(1+0,15*d/b)*b$=3,63cm^2/m	Taglio da affidare alle staffe: $V_{sd}=171,6KN=V_d$ $A_{sw}/s=V_{sd}/0,9*b*f_{yd}$=**17**cm^2/m; $A_{swmin}=0,1*(1+0,15*d/b)*b$= 3,55cm^2/m	Taglio da affidare alle staffe: $T_{GB}-V_{ctd}$=59,1KN<50%T_{max} V_{sd}=50%T_{GB}=67,5KN $A_{sw}/s=V_{sd}/0,9*b*f_{yd}$=**6,7**cm^2/m $A_{swmin}=0,1*(1+0,15*d/b)*b$=3,55cm^2/m
Armatura minima insufficiente. Si dispone armatura di progetto pari a **1 ϕ10/14cm**; infittimento nelle zone critiche come da normativa per L=88cm. ed s=8cm.	Armatura minima insufficiente. Si dispone armatura di progetto pari a **1 ϕ 10/9cm**.; infittimento nelle zone critiche come da normativa per L=74cm ed s= 8cm.	Armatura minima insufficiente. Si dispone armatura di progetto pari a **1 ϕ 8/15cm.;** infittimento nelle zone critiche come da normativa per L=50cm ed s= 8cm.
Pilastri	**Pilastri** La sezione utilizzata nel modello porta ad un quantitativo di armatura tale da rendere difficoltosa la messa in opera: si è quindi proceduto utilizzando una sezione 30x40, che porta variazioni minime alla distribuzione delle sollecitazioni e alla risposta dinamica della struttura.	**Pilastri**
L' armatura minima longitudinale è pari a: *1%<A/A$_c$<4%* $\rightarrow$*A=9* cm^2 $\rightarrow$ 6ϕ14=**9,2** cm^2	L' armatura minima longitudinale è pari a: *1%<A/A$_c$<4%* $\rightarrow$*A=12* cm^2 $\rightarrow$ 6ϕ16=**12,06** cm^2	*L' armatura minima longitudinale è pari a:* *1%<A/A$_c$<4%* $\rightarrow$*A=9* cm^2 $\rightarrow$ 6ϕ14=**9,2** cm^2
Progetto a presso-flessione ***tratto EF*** *più sollecitato:* N_d=184KN M_d=138KNm	*Progetto a presso-flessione* ***nodo G e B*** *(gerarchia delle resistenze)* N_d=394KN M_{cd}=94,5KNm Amplificazione momento di progetto: $M_d=\gamma_{rd}(M_{rt}/M_p)M_{cd}=1,2*[(194,5+93,4)/94,5]*94,5$=288KNm	*Progetto a presso-flessione* ***tratto GH*** *più sollecitato:* N_d=394KN M_d=119KNm

D.M. 16/01/1996	***ORDINANZA 3274 – NON ISOLATO (CD'A')***	***ORDINANZA 3274 – ISOLATO ALLA BASE (CD'B')***
Calcolo delle sollecitazioni ridotte per la valutazione delle percentuali meccaniche di armature mediante tabelle di interazione: $N_{rid}=N/(d*b*f_{cd})=0,13$ $M_{rid}=M/(b*d^2*f_{cd})=0,48$ μ**=0,45** $A_s=A'_s=12,8cm^2 \rightarrow$ area effettiva – si aggiungono 3ϕ20= 9,4cm^2 all'armatura minima già calcolata, per un totale di **14**cm^2	Calcolo delle sollecitazioni ridotte per la valutazione delle percentuali meccaniche di armature mediante tabelle di interazione: $N_{rid}=N/(d*b*f_{cd})=0,27$ $M_{rid}=M/(b*d^2*f_{cd})=0,53$ μ**=0,46** $A_s=A'_s=18\ cm^2 \rightarrow$ 3+3ϕ16long.+3+3ϕ24 spez.=**19,6** cm^2 Calcolo momento ultimo: M_u**=307KNm** *Progetto a presso-flessione* ***nodo F e C*** *(gerarchia delle resistenze)* $N_d=251KN$ $M_{cd}=87KNm$ $M_{rt}=M_{uG}=194,5KNm$ Amplificazione momento di progetto: $M_d=\gamma_{rd}(M_{rt}/M_p)M_{cd}=1,2*[(194,5+80)/87]*87=330KNm$ Calcolo delle sollecitazioni ridotte per la valutazione delle percentuali meccaniche di armature mediante tabelle di interazione: $N_{rid}=0,17$ $M_{rid}=0,6$ μ**=0,58** $A_s=A'_s=22,7\ cm^2 \rightarrow$ 3+3ϕ16long.+4+4ϕ24spez.= **24,1** cm^2 Calcolo momento ultimo: M_u**=347KNm** *Per i nodi di copertura D ed E non si applica il fattore di amplificazione* $\alpha=\gamma_{rd}*(\Sigma M_{rt}/M_p)$*: le sollecitazioni di calcolo sono quelle derivanti dall'analisi.* *Per i nodi di base A e H si progetta con il maggiore tra il momento di progetto e il momento della sommità del pilastro.* *Lungo tutto lo sviluppo dei pialstri si mantiene l'armatura minima pari a* ***3+3ϕ16.*** *Inoltre, essendo l'interasse tra le barre sul lato lungo >25cm si dispone 1ϕ12 per lato che non sono considerati nel calcolo. In corrispondenza dei nodi, ad eccezione di D ed E, si dispongono gli spezzoni come da calcolo precedente.*	Calcolo delle sollecitazioni ridotte per la valutazione delle percentuali meccaniche di armature mediante tabelle di interazione: $N_{rid}=N/(d*b*f_{cd})=0,36$ $M_{rid}=M/(b*d^2*f_{cd})=0,41$ μ**=0,31** $A_s=A'_s=8,9\ cm^2 \rightarrow$ area effettiva – si aggiungono 3ϕ14= 4,6cm^2 all'armatura minima già calcolata, per un totale di **9,2**cm^2

D.M. 16/01/1996	***ORDINANZA 3274 – NON ISOLATO (CD'A')***	***ORDINANZA 3274 – ISOLATO ALLA BASE (CD'B')***
Progetto armatura a taglio per sforzo nel ***tratto EF****:* $V_d = T_{EF} = 81,6KN$	*Progetto armatura a taglio per lo sforzo tangenziale massimo nel* ***tratto FG*** *(il più gravoso):* Amplificazione taglio di progetto (gerarchia delle resistenze): $V_d = \gamma_{rd} * (M_{rpF} + M_{rpG}) / l_p$ $V_d = 1,2 * (347+307)/3 = 262KN$	*Progetto armatura a taglio* ***tratto GH:*** $V_d = T_{GH} = 73KN$
Verifica biella compressa: $V_{cd} = 378\ KN > V_d$	Verifica biella compressa: $V_{cd} = 518\ KN > V_d$	Verifica biella compressa: $V_{cd} = 378\ KN > T_d$
Calcolo resistenza a trazione del cls: $V_{ctd} = 55,4KN$	Calcolo resistenza a trazione del cls: $V_{ctd} = 75,9KN$	Calcolo resistenza a trazione del cls: $V_{ctd} = 55,4KN$
Taglio da affidare alle staffe: $V_d - V_{ctd} = 26,2KN < 50\%\ V_d$ $V_{sd} = 40,8KN = 50\%\ V_d$ $A_{sw}/s = V_{sd}/0,9*b*f_{yd} = 4cm^2/m$ $A_{swmin} = 3,4cm^2/m$	Taglio da affidare alle staffe: $V_d - V_{ctd} = 186KN > 50\%V_d$ $V_{sd} = 186KN$ $A_{sw}/s = V_{sd}/0,9*b*f_{yd} =$ **18,42**cm^2/m $A_{swmin} = 3,4cm^2/m$	Taglio da affidare alle staffe: $V_d - V_{ctd} = 17,6KN < 50\%\ V_d$ $V_{sd} = 36,5KN = 50\%V_d$ $A_{sw}/s = V_{sd}/0,9*b*f_{yd} = 3,6cm^2/m$ $A_{swmin} = 3,4cm^2/m$
Si adotta l'armatura di progetto. Si dispone una staffatura pari a **1ϕ8/25cm**; infittimento nelle zone critiche come da normativa per L=50cm ed s=7,2cm. l'armatura longitudinale e la staffatura progettata per il pilastro con le sollecitazioni di picco derivanti dalle combinazioni di carico più gravose vengono adottate per entrambe le pilastrate AD e HE.	Si adotta l'armatura di progetto. Si dispone una staffatura pari a **1ϕ10/8cm**; infittimento nelle zone critiche come da normativa per L=50cm ed s=7,5cm.	Si adotta l'armatura di progetto. Si dispone l'armatura minima pari a **1 ϕ 8/25cm**; infittimento nelle zone critiche come da normativa per L=50cm ed s=7,5cm.
Progetto staffatura ***nodi:***	*Progetto staffatura* ***nodi****:*	*Progetto staffatura* ***nodi****:*
-Il nodo non è confinato interamente. Si dispone staffatura passante pari a quella utilizzata nelle zone di infittimento dei pilastri adiacenti il nodo.	Il nodo non è confinato interamente: -si dispone staffatura passante pari a quella utilizzata nelle zone di infittimento dei pilastri adiacenti il nodo. - Inoltre deve essere verificata l'espressione seguente: $0,15*(R_{ck}/f_{yk}) \leq (ni*As)/(i*b)$ $0,15*(30/430) =$ **0,0104** $\leq (2*0,785)/(5*30) =$ **0,0105** Il secondo punto è più restrittivo: si dispone **1ϕ10/5cm.**	Il nodo non è confinato interamente: -si dispone staffatura passante pari a quella utilizzata nelle zone di infittimento dei pilastri adiacenti il nodo. -Inoltre deve essere verificata l'espressione seguente: $0,15*(R_{ck}/f_{yk}) \leq (ni*As)/(i*b)$ Si utilizza il quantitativo maggiore.

D.M. 16/01/1996	***ORDINANZA 3274 – NON ISOLATO (CD'A')***	***ORDINANZA 3274 – ISOLATO ALLA BASE (CD'B')***
		10) PROGETTO DEL SISTEMA D'ISOLAMENTO m_{tot}=84,6t $K_{iso}=((4*\pi^2)/T_1^2)*m_{tot}$=835N/mm Si utilizzano due isolatori con rigidezza totale pari a K_{iso} . Lo spostamento di progetto allo SLU (conT_{base}=78,5*1,38= 108,3KN secondo lo spettro di risposta elastico) sarà: $d_2=T_{base}/ K_{iso}$=108300/ 835=130mm Come da normativa si assume: d=1,2* d_2=156mm $H_{iso}\cong d_2$=156mm (100% di d_2 -26 strati di gomma - s=6mm) Si prende una gomma con mescola morbida G=0,4Mpa $A_{iso}=(K_{iso}*H_{iso})/G$=1628cm^2; r=22,8cm VERIFICHE ALLO SLU 10.1) Tensione negli inerti di acciaio: $\sigma_s=1,3*N*(t_1+t_2)/(t_s*A_r)$=46N/mm^2<$f_{yk}$=235N/mm^2 10.2) Deformazione di taglio massima negli isolatori: γ_c=1,18; γ_d=0,4; γ_s=1; γ_t=1,18+0,4+1=2,58<5 γ_l/γ_s=4/1=4>1,5 γ_s=1<2 10.3) Instabilità (con V_d=517KN): V_{cr}=1872 KN V_d/V_{cr}=0,28<0,4

13 SIMBOLI

$a^2=(a_x b_x^2 + a_y b_y^2)$: Dimensione equivalente, usata per valutare la deformazione di taglio per rotazione in un isolatore rettangolare di dimensioni b_x, b_y e rotazioni a_x, a_y;

$a^2= 3\,a\,D^2/4$: Dimensione equivalente, utilizzata per valutare la deformazione di taglio per rotazione in un isolatore circolare;

A : Area della superficie del singolo strato di elastomero depurata degli eventuali fori (se non riempiti successivamente);

A' : Area della superficie comune alla singola piastra d'acciaio e allo strato di elastomero depurata degli eventuali fori (se non riempiti successivamente);

A_r : Area ridotta efficace dell'isolatore, valutata come $A_r = Min\,[(b_x - d_{Ex})\,(b_y - 0{,}3d_{Ey})\,,\,(b_x - 0{,}3d_{Ex})\,(b_y - d_{Ey})]$, per isolatori rettangolari di lati b_x e b_y, $A_r = (\varphi - \sin\varphi)D^2/4$ con $\varphi = 2\arccos(d_{Ed}/D)$ per isolatori circolari di diametro **D**;

b_x, b_y : Dimensioni in pianta, secondo x ed y, della singola piastra di acciaio di un isolatore elastomerico rettangolare ;

$b_{min} = min\,(b_x, b_y)$

d : Spostamento massimo raggiunto dal dispositivo d'isolamento in un ciclo di carico ;

d_1 : Spostamento corrispondente al limite elastico nel ciclo teorico bilineare di un dispositivo d'isolamento non lineare ;

d_2 : Spostamento massimo di progetto in un dispositivo d'isolamento, corrispondente allo **SLU**;

d_{dc} : Spostamento massimo di progetto del centro di rigidezza del sistema d'isolamento, corrispondente allo **SLU**;

d_{Ex}, d_{Ey}: Spostamenti relativi tra le due facce (superiore e inferiore) di un isolatore, o tra le estremità di un dispositivo, prodotti dalla azione sismica agente nelle direzioni x e y;

d_{rftx}, d_{rfty}: Spostamenti relativi tra le due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, o tra le estremità di un dispositivo, prodotto dalle azioni di ritiro, fluage, e termiche (ridotte al 50%), ove rilevanti;

$d_E = \max\{ [(d_{Ex}+d_{rftx})^2 + (0{,}3d_{Ey}+d_{rfty})^2]^{1/2}\,,\, [(0{,}3d_{Ex}+d_{rftx})^2 + (d_{Ey}+d_{rfty})^2]^{1/2} \} = d_2$

D : Diametro della singola piastra di acciaio negli isolatori circolari o dimensione in pianta, misurata parallelamente all'azione orizzontale agente, della singola piastra di acciaio;

E_b : Modulo di compressibilità volumetrica della gomma, da assumere pari a 2000 MPa in assenza di determinazione diretta ;

E_c : Modulo di compressibilità assiale valutato come $E_c = (1/(6GS_1^2)+4/(3E_b))^{-1}$;

F : Forza massima raggiunta dal dispositivo d'isolamento in un ciclo di carico ;

F_1 : Forza corrispondente al limite elastico nel ciclo teorico bilineare di un dispositivo d'isolamento non lineare ;

F_2 : Forza corrispondente allo spostamento massimo di progetto allo SLU in un dispositivo d'isolamento;

G : Modulo di taglio, convenzionalmente definito come il modulo secante tra le deformazioni di taglio corrispondenti agli spostamenti 0,27**t_e** e 0,58**t_e** ;

G_{din} : Modulo dinamico equivalente a taglio, valutato come **$G_{din} = F t_e/(Ad)$** in corrispondenza di uno spostamento **$d=t_e$**;

$K_e = F/d = G_{din} A/t_e$ = Rigidezza equivalente di un dispositivo d'isolamento in un singolo ciclo di carico ;

$K_{esi} = \Sigma_j (K_{ej})$: Rigidezza totale equivalente del sistema di isolamento;

$K_1 = F_1/d_1$: Rigidezza elastica (del primo ramo) del ciclo bilineare teorico di un dispositivo di isolamento a comportamento non lineare;

$K_2 = F_2/d_2$: Rigidezza post-elastica (del secondo ramo) del ciclo teorico di un dispositivo di isolamento non lineare;

L : Superficie laterale libera del singolo strato di elastomero di un isolatore elastomerico maggiorata della superficie laterale degli eventuali fori (se non riempiti successivamente) ;

M : Massa totale della sovrastruttura;

m_j : Massa del piano j-esimo della sovrastruttura;

$S_1 = A'/L$: Fattore di forma primario di un isolatore elastomerico;

$S_2 = D/t_e$: Fattore di forma secondario di un isolatore elastomerico, nella direzione in esame;

$S_{2min} = b_{min}/t_e$: Fattore di forma secondario minimo di un isolatore elastomerico rettangolare;

t_i : Spessore del singolo strato di elastomero;

t_e : Somma dello pessore dei singoli strati di elastomero valutata maggiorando lo spessore dei due strati esterni, se maggiore di 3 mm, del fattore 1,4;

t_1, **t_2**: Spessore dei due strati di elastomero direttamente a contatto con la piastra considerata;

t_s : Spessore della piastra generica ;

T : Periodo generico;

T_{bf} : primo periodo proprio della struttura a base fissa;

T_{is} : primo periodo proprio della struttura isolata ;

V : Carico verticale di progetto agente sull'isolatore in presenza di sisma ;

V_{max} : Valore massimo di progetto di **V**;

V_{min} : Valore minimo di progetto di **V**;

W_d : Energia dissipata da un dispositivo d'isolamento in un ciclo completo di carico;

a_x, a_y**:** Rotazioni relative tra le facce superiore e inferiore di un isolatore elastomerico rispettivamente attorno alle direzioni x ed y;

$a = (a_x^2 + a_y^2)^{1/2}$;

g **:** Deformazione di taglio generica;

$g_c = 1{,}5V/(S_1 G_{din} A_r)$ la deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dalla compressione assiale;

$g_s = d_E/t_e$ **:** Deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dallo spostamento sismico totale, inclusi gli effetti torsionali;

$g_a = a^2/2t_i t_e$ **:** Deformazione di taglio dell'elastomero dovuta alla rotazione angolare;

$g_t = g_c + g_s + g_a$ **:** Deformazione totale di taglio ;

$x_e = W_d / (2\pi F d) = W_d / (2pK_e d^2)$ **:** coefficiente di smorzamento viscoso equivalente in un singolo ciclo di carico di un dispositivo d'isolamento.

$x_{esi} = \Sigma_j (W_{dj}) / (2pK_{esi} d^2)$ **:** coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema d'isolamento

14 GLOSSARIO

Accelerazione (Acceleration)

La derivata seconda dello spostamento rispetto al tempo, ovvero la variazione dello stato di moto. Interviene con la massa strutturale nella determinazione delle forze d'inerzia attivate dal sisma.

Analisi deterministica (Deterministic Analysis)

Processo analitico in cui i termini noti *(es.: carico applicato)* sono funzioni esatte *(non di derivazione statistica)*.

Analisi random (Random Analysis)

Processo analitico in cui i termini noti sono funzioni di derivazione statistica. Essi sono non-deterministici, nel senso che non se ne conosce l'evoluzione nel tempo, ma solo la loro media, media quadratica, varianza, ed altre proprietà statistiche.

Analisi stocastica (Stocastic Analysis)

Processo analitico per determinare le grandezze statistiche di *n* segnali omologhi.

Autovalori (Eigenvalues)

Analiticamente rappresentano le soluzioni dell'equazione di equilibrio caratteristica del sistema. Le radici quadrate degli autovalori sono le *frequenze proprie (o di risonanza) del sistema*, le frequenze cioè con cui le struttura vibrerebbe naturalmente (oscillazioni libere). Gli autovalori sono in numero pari al numero delle equazioni del moto, a loro volta coincidenti con il numero di masse in cui si discretizza la struttura.

Autovalori complessi (Complex Eigenvalues)

Gli autovalori di qualsiasi sistema smorzato. Se lo smorzamento è inferiore allo **smorzamento critico**, essi si presentano come coppie complesse coniugate. La parte reale è la misura dello smorzamento corrispondente al modo, e dovrebbe essere sempre negativa.
La parte immaginaria è la frequenza propria (o di risonanza).

Autovalori smorzati (Damped Eigenvalues)

Vedi: Autovalori complessi

Autovettori (Eigenvectors)

Rappresentano le forme modali (spostamenti) corrispondenti agli **autovalori**.

Autovettori complessi (Complex Eigenvectors)

Gli autovettori di un sistema smorzato. Per sistemi a *smorzamento proporzionale* (uguale per tutte le forme modali) sono gli stessi degli autovettori per sistemi non smorzati. Per sistemi a **smorzamento** non - proporzionale, con smorzamento in tutti i modi inferiore allo smorzamento critico, sono numeri complessi in forma di coppie complesse coniugate.

Autovettori smorzati (Damped Eigenvectors)

Vedi: Autovettori complessi.

Capacity design

Vedi: Gerarchia delle resistenze

Cerniera plastica (Plastic Hinge)

Zona dell'elemento strutturale dove si oltrepassa il limite elastico del materiale con conseguente dissipazione di energia legata alle escursioni in zona plastica.

Classe di duttilità (Ductility level)

Indica l'attitudine a sopportare deformazioni inelastiche più o meno ampie [Classe di Duttilità Alta (CDA) o Bassa (CDB)] da parte di una struttura.

Coefficiente di smorzamento viscoso (Viscous Damping Coefficient)

La costante di proporzionalità tra velocità e forza.

Coefficiente di struttura (Structure coefficient)

Analiticamente rappresenta il fattore demoltiplicativo dello spettro elastico per ricondurlo allo spettro di progetto. Fisicamente rappresenta una misura della **duttilità** strutturale: consente di eseguire un'analisi lineare elastica su valori ridotti dell'accelerazione reale attesa, tenendo indirettamente conto della capacità di deformazione plastica per sopportare l'aliquota di accelerazione non considerata.

Coordinate generalizzate (Generalised Coordinates)

Nei problemi di dinamica delle strutture coincidono con gli **autovettori**.

Più genericamente rappresentano un *sistema di coordinate di spostamento*, linearmente indipendenti, consistenti con i *vincoli* e in numero sufficienti a descrivere ogni configurazione arbitraria del sistema.

Coordinate principali (Principal Coordinates)

E' il vettore delle risposte modali, ovvero delle ordinate spettrali corrispondenti ad ogni modo.

Dominio del tempo (Time Domain)

Quando la funzione forzante e la risposta conseguente sono definite in termini di storie temporali.

La **trasformata di Fourier** di una funzione espressa nel dominio del tempo, fornisce le quantità corrispondenti nel dominio delle frequenze.

Dominio delle frequenze (Frequency Domain)

Quando la funzione forzante e la risposta conseguente sono definite in termini di contenuto in frequenze.

La **trasformata di Fourier** inversa di una funzione espressa nel dominio delle frequenze, fornisce la quantità corrispondente nel dominio del tempo.

Duttilità (Ductility)

Fisicamente rappresenta la capacità di deformarsi di un materiale o di una sezione resistente tra il limite elastico ed il collasso, conservando la capacità portante. Si misura come rapporto tra la deformazione al collasso e quella al limite elastico.

Energia cinetica (Kinetic Energy)

L'energia immagazzinata in un sistema proporzionale al quadrato della velocità.

Fattore di partecipazione (Participation Factor)

La frazione della massa totale che è attiva per un certo modo di vibrare, funzione delle caratteristiche dinamiche della forzante.

Fattore di smorzamento (Damping Factor)

Il rapporto tra **coefficiente di smorzamento** viscoso e valore dello **smorzamento critico**.

Forma modale (Mode Shape)

Vedi: autovettore

Forza di inerzia (Inertial Force)

Forza pari al prodotto della massa per l'**accelerazione.**

Frequenza naturale (Natural Frequency)

La frequenza (numero di oscillazioni nell'unità di tempo) con cui un sistema vibra in modo naturale, dopo la rimozione di un'azione iniziale di disturbo:

- all'infinito in mancanza di smorzamento (oscillazioni libere non smorzate);
- per un tempo determinato in presenza di smorzamento.

Frequenza/frequenza propria (Natural Frequency)

Vedi: Frequenza naturale

Funzione forzante (Forcing Function)

Le forze dinamiche applicate al sistema.

Funzione di risposta impulsiva (Impulse Response Function)

La legge che regola la risposta del sistema ad un impulso applicato.

Gerarchia delle resistenze (Capacity Design)

Nella protezione sismica indica la strategia volta a governare lo sviluppo delle cerniere plastiche in modo da massimizzare l'energia assorbita per deformazione strutturale plastica prima che intervenga il collasso *(plasticizzazioni localizzate nelle travi).*

Gradi di libertà (Degrees of Freedom)

Il numero totale delle componenti di spostamento che devono essere prese in conto per rappresentare gli effetti di tutte le forze di inerzia.

Grado di libertà singolo (Single degree of Freedom)

Quando il sistema è definito da una singola forza di inerzia.

Iterazione (Sweep)

E' il percorso analitico completo, con il valore 'aggiornato' di una o più variabili, con cui un processo converge ad una soluzione.

Lavoro di deformazione (Strain Energy)

L'energia immagazzinata in un sistema e funzione della rigidezza dello stesso, quando esso è deformato rispetto alla configurazione di riferimento.

Massa (Mass)

Indica la quantità di materia che caratterizza un corpo. Associata ad un'accelerazione determina una forza. Nei problemi analitici la massa di un sistema (a più **gradi di libertà**)**,** si assegna definendo la matrice delle masse.

Massa eccitata (Excited Mass)

Analiticamente rappresenta la percentuale della massa totale che viene considerata durante il moto della struttura nel **modo** i-esimo.

Massa efficace (Effective Mass)

Massa effettiva per pile a sezione costante assunta pari alla massa della metà superiore della pila stessa più quella del pulvino.

Massa modale (Modal Mass)

La massa associata agli **spostamenti generalizzati** definiti dagli **autovettori**.
Non ha significato fisico, perchè l'autovettore contiene sempre un fattore di normalizzazione arbitrario.

Modelli continui (Continuous Models)

Il modello analitico è definito in termini di equazioni differenziali, piuttosto che in forma matriciale.

Modello a masse concentrate (Lumped Mass Model)

La massa del sistema è discretizzata in un limitato numero di masse con eliminazione dei gradi di libertà in modo da ottenere una matrice delle masse diagonale.

Modelli a masse continue (Continuous Mass Models)

Il sistema è discretizzato senza eliminare i vincoli di continuità. La matrice delle masse non è diagonale.

Modo naturale (Natural Mode)

Descrive la deformazione di un sistema oscillante (modo di vibrare) attraverso gli spostamenti che le masse subiscono durante un'oscillazione che avviene secondo le attitudini dinamiche proprie del sistema dopo la rimozione di una forzante esterna (oscillazioni libere).

Vedi: autovettore

Moti rigidi (Rigid Body Displacements)

Un sistema di spostamenti non-nulli cui si associa lavoro di deformazione nullo.

Oscillatore elementare (natural oscillator)

Modello strutturale dinamico caratterizzato da una massa concentrata (M) vincolata a terra per mezzo di una molla di rigidezza definita (K) ed, eventualmente, per mezzo di un dispositivo viscoso, in parallelo alla molla, definito attraverso il suo coefficiente di smorzamento (c). Analiticamente l'oscillatore elementare è caratterizzato, oltre che dai parametri suddetti, anche dal fatto di avere un unico grado di libertà coincidente con lo spostamento della massa.

Oscillazioni libere (Free Vibration)

Vedi: Frequenza naturale.

Periodo/periodo proprio (Period)

E' il tempo necessario, per un sistema oscillante, a percorrere un'oscillazione completa. Si dice *proprio* quando l'oscillazione è libera e il sistema la effettua secondo le proprie attitudini dinamiche (modo). L'inverso del periodo rappresenta la frequenza.

Vedi: Frequenza naturale, modo

PGA (Peak Ground Acceleration)

Rappresenta il valore massimo (di picco) dell'accelerazione al suolo e coincide con il valore dell'accelerazione per un oscillatore con periodo T=0 (nello spettro l'ordinata di ascissa 0).

Protezione Passiva (Passive/unprofittable Protection)

Strategia di protezione, affidata alle proprietà intrinseche di materiali, tecniche e tecnologie, mirata a stemperare l'effetto di particolari azioni esterne *(sismiche)* sulla struttura.

Pulsazione/pulsazione propria (angular frequency)

Considerando che un'oscillazione può essere descritta con una funzione circolare, rappresenta il numero di radianti percorsi nell'unità di tempo.

La pulsazione propria descrive il numero di radianti percorsi nell'unità di tempo durante un'oscillazione libera di un sistema oscillante.

E' legata al periodo a meno di un angolo giro (2π) secondo la relazione: $T=2\pi/\omega$

Vedi: Periodo

Random non-stazionario (Non-Stationary Random)

Si dice di forza o risposta per la quale le proprietà statistiche variano con il tempo.

Random stazionario (Stationary Random)

Si dice di forza o risposta, per la quale le proprietà statistiche non variano con il tempo.

Rapporto di smorzamento (Damping Ratio)

Rapporto tra il **coefficiente di smorzamento** (c) e lo **smorzamento critico** (2 m ω_0).

Rigidezza (Stiffness)

Il parametro che lega lo spostamento alla forza. Per un modello a più gradi di libertà a parametri discreti, la rigidezza è usualmente descritta come matrice.

Rigidezza equivalente (Equivalent Stiffness)

La rigidezza ottenuta linearizzando, tra due punti di riferimento (secante), un diagramma forza-spostamento non lineare.

Rigidezza generalizzata (Generalised Stiffness)

La rigidezza associata ad uno **spostamento generalizzato**.

Rigidezza-modale (Modal Stiffness)

La rigidezza associata agli **spostamenti generalizzati** definiti dagli **autovettori**. Non ha significato fisico, perché l'autovettore contiene sempre un fattore di normalizzazione arbitrario.

Risonanza (Resonance)

Fenomeno di amplificazione della risposta strutturale che si verifica quando la frequenza dell'eccitazione dinamica coincide con uno dei **periodi propri** di vibrare della struttura.

Risposta forzata (Forced Response)

Il moto della struttura risultante da una forzante variabile nel tempo.

Risposta/Forza periodica (Periodic Response/Force)

Risposta/forza che si ripropone con la stessa legge in intervalli regolari di tempo (periodi).

Risposta stazionaria (Steady State Response)

La risposta di un sistema ad una forzante periodica, una volta che tutte le componenti transitorie siano diventate trascurabili.

Risposta transitoria (Transient Response)

La risposta di un sistema che si esaurisce nel tempo.

Sforzo normale ridotto (Normal Reduced Stress)

Rapporto tra lo sforzo normale di progetto e la resistenza caratteristica a compressione della sezione: $\eta_k=N_d/f_{ck}*A_c$.

Sistema lineare (Linear System)

Il sistema è lineare quando i coefficienti di rigidezza, massa e smorzamento sono costanti. Quando il sistema è lineare si può impiegare il principio della sovrapposizione degli effetti per risolvere l'equazione di risposta.

Sistema non-lineare (Non-Linear System)

Il sistema è non-lineare quando almeno uno dei coefficienti di rigidezza, massa o smorzamento varia con lo spostamento o con il tempo. I problemi relativi ai sistemi non-lineari non possono essere risolti per sovrapposizione degli effetti.

Sistema smorzato a livello critico (Critically Damped System)

La linea di demarcazione tra sistema sotto smorzato e sovrasmorzato, in cui l'equazione del moto ha un valore di smorzamento uguale allo smorzamento critico.

Sistema sotto-smorzato (Under Damped System)

Un sistema la cui equazione del moto presenta uno smorzamento inferiore allo smorzamento critico. Ha una risposta impulsiva di tipo oscillatorio:

- con oscillazioni infinite per $\xi=0$ (oscillazioni libere);
- con oscillazioni limitate nel tempo, ovvero recupero della posizione indeformata, per $0<\xi<1$ (oscillazioni libere smorzate).

Sistema sovrasmorzato (Over Damped System)

Sistema descritto da un'equazione in cui lo smorzamento è maggiore dello smorzamento critico.

Smorzamento (Damping)

Genericamente indica dissipazione di energia.

Smorzamento critico (Critical Damping)

Il valore dello smorzamento per il quale il sistema deformato e quindi lasciato libero recupera la sua posizione indeformata senza oscillazioni ($\xi=1$).

Smorzamento modale (Modal Damping)

Lo smorzamento associato agli spostamenti generalizzati dati dagli **autovettori**.

Smorzamento proporzionale (Proportional Damping)

Quando tutti i modi sono affetti dallo stesso **rapporto di smorzamento (**χ**)**. Lo spettro elastico può essere ridotto attraverso il parametro η.
Analiticamente significa che gli autovettori di un sistema con smorzamento proporzionale sono gli stessi di quelli del sistema non smorzato.

Smorzamento viscoso (Viscous Damping)
Quando la forza di smorzamento è proporzionale alla velocità.

Sottostruttura (Substructure)
La parte della struttura interposta tra terreno e sistema di isolamento e priva di qualsiasi tipo di continuità, strutturalmente significativa (la sconnessione deve riguardare quindi anche i servizi ed i collegamenti con l'ambiente circostante), con la **sovrastruttura** oltre al sistema di isolamento stesso.

Sovrapposizione (Superposition)
Per un sistema lineare *(elastico)* la risposta è la stessa se la si trova sommando due o piu' forzanti tra loro, oppure applicando separatamente le forzanti e sommando la risposta. Il secondo metodo è chiamato sovrapposizione. L'analisi modale implica la sovrapposizione degli effetti.

Sovrastruttura (Superstructure)
La parte della struttura posta al di sopra del sistema di isolamento e priva di qualsiasi tipo di continuità strutturalmente significativa (la sconnessione deve riguardare quindi anche i servizi ed i collegamenti con l'ambiente circostante), con la **sottostruttura** oltre al sistema di isolamento stesso.

Spettro elastico (Elastic spectrum)
E' la curva d'inviluppo in cui le ordinate rappresentano i valori delle massime risposte degli oscillatori elementari, ognuno individuato attraverso il periodo T riportato in ascissa, soggetti a *n* accelerogrammi.

Spettro di progetto (Design spectrum)
Spettro elastico ridotto per mezzo del fattore di struttura
Vedi: Fattore di struttura

Spostamenti e forze coerenti (Consistent Displacements and Forces)
Spostamenti e forze che agiscono nello stesso punto e nella stessa direzione cosicché la somma dei prodotti di ogni coppia di valori esprime una quantità di lavoro.
Se si impiegano spostamenti e forze coerenti, le matrici delle rigidezze e delle masse risultanti sono simmetriche.

Spostamento generalizzato (Generalized Displacement)
Vedi: Coordinate generalizzate

Spostamento virtuale (Virtual Displacement)
Uno spostamento potenziale, infinitesimo, coerente con i **vincoli** del sistema.

Time history

Legge di variazione nel tempo di una grandezza *(Time history dello spostamento, dell'accelerazione, ecc.)*.

Trasformata di Fourier (Fourier Transform)

Metodo per trovate il contenuto di frequenze di un segnale generico variabile nel tempo. Se il segnale è periodico fornisce lo stesso risultato della serie di Fourier.

La trasformata di Fourier e la sua antitrasformata consentono di trasformare l'intero sistema dal dominio del tempo a quello delle frequenze e viceversa.

BIBLIOGRAFIA

[1] Paz,M., “Dinamica strutturale”. Dario Flaccovio editore, Palermo, 1986

[2] Donaggio, E., “Il manuale del calcestruzzo armato”. Zanichelli, 1989

[3] Wakabayashi, M., “Progettazione di strutture antisismiche”; Mc Graw Hill Libri Italia Srl, Milano, 1989

[4] NAFEMS, “A finite element dynamics primer”. Engine soft trading, Trento, 1992.

[5] Clough, R.W., Penzien, J., “Dynamics of structures”. Mc Graw Hill, New York, 1993.

[6] Tritto, R., “Metodi e programmi per il calcolo delle sezioni in cemento armato secondo il nuovo D.M. 9/1/1996”. Protec editrice, 1996.

[7] Radogna, E.F., “Tecnica delle costruzioni, Sicurezza strutturale, azioni sulle costruzioni, analisi della risposta”. Masson, 1997.

[8] Petrangeli M.P., “Progettazione e costruzione di ponti”. Masson, Milano, 1997.

[9] O’ Kelly, M.E.J, “Earthquake resistance design with rubber”. Springer Verlag, London, 1997.

[10] Commentario al D.M. 16.01.96 e alla Circolare n. 65/AAGG del 10.04.97
Cap. 8 – EDIFICI CON STRUTTURA INTELAIATA (A. De Luca, R. Realfonso)
Cap. 9 – EDIFICI CON STRUTTURA INTELAIATA (M. Dolce)

[11] Radogna, E.F., “Tecnica delle costruzioni, Costruzioni composte acciaio-calcestruzzo, cemento armato, cemento armato precompresso ”. Masson, Milano, 1998.

[12] “Linee guida per la progettazione, esecuzione e collaudo di strutture isolate dal sisma”. Presidenza del consiglio superiore dei LL.PP.-Servizio tecnico centrale, 1998.

[13] Carpinteri, A., “Dinamica delle strutture”. Pitagora Editrice, Bologna, 1998.

[14] Bowles, J.E., “Fondazioni, progetto e analisi”. Mc Graw Hill, Milano, 1998.

[15] Carpinteri, A., “Analisi non lineare delle strutture”. Pitagora Editrice, Bologna, 1998.

[16] Eurocodice 8, “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture” Uni-Env 1998-1-1

[17] Carotti, A., Latella, M.V., “Tecniche innovative in ingegneria antisismica e del vento”. Pitagora Editrice, Bologna, 1999.

[18] Castellani, A., Faccioli, E, “Costruzioni in zona sismica”. Hoepli editore, Milano, 2000.

[19] Muscolino, G., “Dinamica delle strutture”. Mc Graw Hill, Milano, 2001.

[20] “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”. Ordinanza 3274, Gazzetta ufficiale, 8/5/2003.

[21] ”Modifiche ed integrazioni all’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20/3/2003”. Ordinanza 3316, Gazzetta ufficiale.

[22] Rossetti, V.A., “Il calcestruzzo, Materiali e tecnologia”. Mc Graw Hill, Milano, 2003.