



Elementi di Ingegneria Sismica

PARTE 1

Sintesi di principi generali - Analisi statica non lineare
isi dei meccanismi locali di collasso in edifici in muratura
Elementi non strutturali

a cura di Maurizio Cossato



ANALISI SISMICHE - Presentazione

Questo studio che riguarda l'ingegneria delle costruzioni, di grande interesse e attualità soprattutto dopo gli eventi del terremoto di L'Aquila e di quello più recente dell'Emilia, è composto di due parti.

In questo numero 4-2012 del Notiziario dell'Ordine Ingegneri di Verona e Provincia pubblichiamo la prima parte i cui contenuti presentiamo nella seguente sintesi.

PARTE 1

Cap. 1 - Analisi non lineare in ambito statico

Un primo tema tratta l'analisi non lineare in ambito statico, con alcune sintetiche premesse.

Una breve nota introduttiva ricorda alcuni elementi di interesse pratico e concettuale con dati orientativi e precisazioni esplicative. Riguarda l'intensità dei terremoti, l'energia liberata, gli ordini di grandezza di alcuni parametri fondamentali.

Una seconda parte tratta delle proprietà dinamiche e viscosi delle costruzioni civili, ricordando gli ordini di grandezza dei parametri che le caratterizzano. Vengono fornite informazioni pratiche sui parametri geotecnici dei suoli più frequenti e sulla influenza che possono determinare sui parametri sismici.

Un terzo capitolo che tratta dell'analisi non lineare in ambito statico, fornisce informazioni sulle metodologie internazionali che utilizzano questo metodo di calcolo, con alcune precisazioni sul modello prescelto dalle NTC 2008, con l'elencazione al passo di tutti i gradini previsti dalla procedura. Sono inoltre ricordate alcune opportune raccomandazioni dell'Eurocodice 8 UNI EN 1998-1.

Cap. 2 - Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura

Si tratta del contenuto della Circolare applicativa delle NTC 2008 al Punto C8A.4.2. In definitiva è trattato il tema dell'analisi cinematica lineare e non lineare.

Il documento sviluppa al passo tutti gli scalini della procedura, trattando un caso del tutto elementare, facilmente generalizzabile. Sono richiamati i concetti procedurali che originano il metodo e vengono sviluppate considerazioni sul significato e sulla presumibile precisione dei risultati. Sono presenti richiami alle tipologie di catene cinematiche correnti, elencate e dettagliate in documenti ufficiali, ed ai software gratuiti per trattarle accessibili in rete.

Cap. 3 - Elementi non strutturali

Si tratta in realtà di elementi che svolgono una funzione statica ma che non hanno influenza pratica sul comportamento sismico della struttura principale.

Viene analizzato, in particolare, il caso di una tramezza in muratura che mostra la difficoltà pratica di applicazione della norma.

Vengono sviluppate considerazioni e commenti alle diverse nomenclature e precisazioni usate sullo stesso tema, nelle NTC 2008, nell'Ordinanza 3274 del 3/05/2005 e dell'Eurocodice 6 EN 1996-1-1 2005.

Maurizio Cossato
Ingegnere

SOMMARIO

CAPITOLO I - Ingegneria sismica. Sintesi di principi generali e analisi statica non lineare.....	4
1. Premessa.....	4
2. Intensità dei terremoti	4
3. Parametri principali utili per la progettazione sismica.....	6
4. Onde sismiche. Modalità di propagazione del Sisma	6
5. Proprietà dinamiche e viscoso delle costruzioni civili	7
6. Risposta sismica dell'oscillatore	9
7. Comparazione del comportamento di oscillatori molto rigidi elastici e elastici perfettamente plastici.....	13
8. Spostamento orizzontale e velocità orizzontale del terreno	17
9. Analisi degli spostamenti della struttura	18
10. Alterazione dello spettro di risposta in funzione della geologia locale.....	18
11. Approssimazione dei parametri sismici di progetto	20
12. Approssimazione dei parametri sismici di progetto	20
12.1. Premessa.....	20
12.2. Analisi statica non lineare NTC 2008.....	22
CAPITOLO II - Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura (Circolare applicativa delle NTC 2008 C8A.4.2)	30
13. Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura	30
13.1. Premessa.....	30
13.2. Analisi cinematica lineare	30
13.3. Analisi cinematica non lineare	31
13.3.1. Relazione tra il moltiplicatore α e lo spostamento	31
13.3.2. Valutazione della curva di capacità (oscillatore equivalente) ..	32
13.3.3. Verifiche di sicurezza.....	33
14. Principi di riferimento	35
15. Procedura	35
16. Indici di sicurezza sismica	46
17. Verifiche di sicurezza:	46
17.1. Stato limite di danno SLD	46
17.2. Stato limite di salvaguardia della vita SLV	48
17.2.1. Verifica semplificata con fattore di struttura (analisi cinematica lineare)	48
17.2.2. Verifica mediante spettro di capacità (analisi cinematica non lineare).....	49
17.3. Confronto dei risultati.....	53
CAPITOLO III - Sismica. Elementi non strutturali.....	54
18. Premessa	54
19. Normativa	54
20. Considerazioni e commenti.	56
Riferimenti bibliografici	63

CAPITOLO I - Ingegneria sismica.

Sintesi di principi generali e analisi statica non lineare.

1. Premessa

Questa nota riassume alcuni elementi fondamentali, utili alla progettazione, inserendo alcuni valori orientativi di riferimento di vari parametri, utili per orientare il progettista.

Sul metodo push-over si ricorda che la normativa ha scelto una procedura, tra le molte proposte in letteratura che ottengono nel merito risultati simili, con analogo livello di attendibilità. Il progettista deve sempre riflettere, analizzando i risultati che non devono mai essere espressi con eccessiva precisione (molte cifre significative) per non creare errati convincimenti.

L'analisi sismica è basata su informazioni statistiche, su previsioni di lungo periodo e su teorie scientifiche che in molti casi comportano scelte di semplificazioni procedurali che portano nel loro insieme a risultati significativi ma sempre affetti da approssimazioni.

Inoltre negli edifici esistenti, è sempre presente una ulteriore approssimazione che deriva da una conoscenza sempre incompleta dell'opera, che aumenta ulteriormente negli edifici eseguiti con metodi tradizionali.

Il progettista deve avere sempre presente che stima degli ordini di grandezza e giudica l'efficienza di una struttura sulla base di molteplici elementi, tra i quali l'analisi statica rappresenta sempre quello più efficace, ma il suo giudizio non deve mai essere disgiunto da una analisi critica dei dati che il progettista stesso ha assunto, riflettendo su quali sono più centrati e quali più aleatori.

2. Intensità dei terremoti

Per la valutazione dei terremoti si usano diverse scale, la più antica è la Scala Mercalli. Esistono molte altre scale, per la valutazione dei terremoti. Tra queste la Scala Macrosismica Europea (EMS) è fondamentale per la valutazione dell'intensità sismica nelle nazioni d'Europa usata anche in altri continenti. Diffusa nel 1998 come aggiornamento della versione di prova del 1992, la scala viene riportata come EMS-98.

Una delle scale più diffuse è la Scala Richter:

$M = \text{Magnitudo}$

$$M = \log(A/1)$$

dove:

A è la massima ampiezza dello spostamento registrato con un particolare sismografo (sismografo a torsione di Wood-Anderson) a 100 Km dal sisma in micron $\mu = \frac{1}{1000} \text{ mm}$ cioè in millesimi di mm.

1 al denominatore è lo spostamento campione cioè 1μ

Magnitudo	Descrizione	Effetti del terremoto	Frequenza	TNTEquivalente
Meno di 2.0	Micro	Micro terremoti, non avvertiti.	Circa 8000 al giorno	<1 chilogrammo
2.0–2.9	Molto leggero	Generalmente non avvertito, ma registrato dai <u>sismografi</u>	Circa 1000 al giorno	tra 1 e 31,6 tonnellate
3.0–3.9		Spesso avvertito, ma generalmente non causa danni	49000 all'anno	tra 31,6 e 1000 tonnellate
4.0–4.9	Leggero	Oscillazioni evidenti per gli oggetti interni; i danni strutturali agli edifici sono rari.	6,200 all'anno	tra 1000 e 31600 tonnellate
5.0–5.9	Moderato	Può causare gravi danni strutturali agli edifici costruiti male in zone circoscritte. Danni minori agli edifici costruiti con moderni criteri antisismici.	800 all'anno	tra 31600 e 178 mila tonnellate
6.0–6.9	Forte	Può avere un raggio di azione di 160 chilometri dove può essere distruttivo se la zona è densamente popolata.	120 all'anno	tra 1 e 31,6 milioni di tonnellate
7.0–7.9	Molto forte	Può causare gravi danni su zone estese.	18 all'anno	tra 31,6 milioni e 1 miliardo di tonnellate
8.0–8.9	Fortissimo	Può causare fortissimi danni in un raggio di azione di parecchie centinaia di chilometri	1 all'anno	tra 1 e 31,6 miliardi di tonnellate
9.0–9.9		Può causare devastazioni in un raggio di azione di parecchie migliaia di chilometri	1 ogni 20 anni	tra 31,6 e 178 miliardi di tonnellate
10.0+	Enorme	Devastazione totale; il raggio di azione può essere molto esteso.	Estremamente raro (mai registrato)	> 1000 miliardi di tonnellate

Figura 1 - Sisma. Valori della scala Richter, effetti del terremoto, frequenza temporale, energia TNT equivalente.

L'**Equivalente in TNT** è un metodo per quantificare l'energia rilasciata nelle esplosioni. Il ton (o tonnellata) di TNT è una unità di energia pari a 4,184 gigajoule, che è all'incirca la quantità di energia liberata nella detonazione di una tonnellata di tritolo.

La massima accelerazione orizzontale al suolo prodotta dal sisma nelle vicinanze dell'epicentro risulta essere circa compresa nell'intervallo:

$$6 \cdot M^2 \leq a_{\max} \leq 12 \cdot M^2$$

in cm/sec^2

I terremoti forti variano normalmente da Magnitudo 5 a Magnitudo 8

E quindi:

$$150 \leq a_{\max} \leq 768 \text{ cm}/\text{sec}^2$$

rapportando a_{\max} alla accelerazione di gravità g :

$$0,15 \leq \frac{a_{\max}}{g} \leq 0,78$$

Mediamente il comportamento dei terremoti è compreso nei campi seguenti:

Durata	20-40 sec
Frequenza	0,2-20 Hz
Periodo	5-0.05 sec

3. Parametri principali utili per la progettazione sismica

I sismi in genere vengono rilevati con accelerometri, oggi prevalentemente di tipo digitale.

Con gli accelerometri si misurano le accelerazioni ed in particolare la PGA cioè Peak Ground Acceleration.

PGV cioè la Peak Ground Velocity viene ricavata analiticamente dal grafico dell'accelerazione e quindi dalla procedura si ha una perdita di precisione.

Analogamente PGD cioè Peak Ground Displacement viene ricavato con una ancor più ampia perdita di precisione.

Molti altri parametri del sisma pur importanti vengono trascurati.

Ad esempio la durata complessiva del sisma (non stimabile) è un valore importante perché più è lunga più i danni si accentuano.

Inoltre i sismi di progetto vengono approssimati sulla base della conoscenza di terremoti pregressi, stimando probabilità di ritorno e spettri sulla base di valori mediati ed estrapolati per i vari punti del territorio, sulla base di misurazioni registrate in altri punti del territorio.

4. Onde sismiche. Modalità di propagazione del Sisma.

Esistono:

Onde di compressione P le più veloci

Onde di taglio S

Onde di Rayleigh

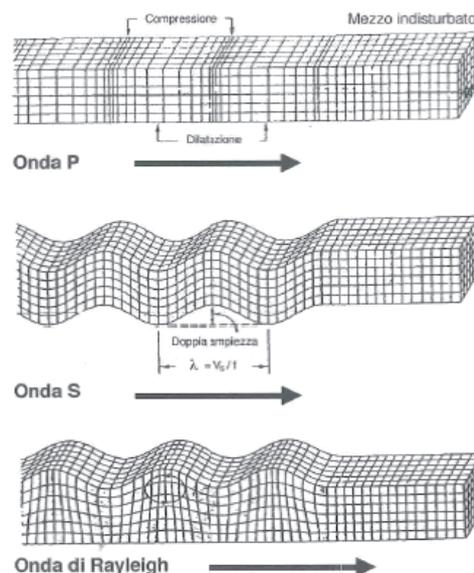


Figura 2 - Onde nel suolo

Le onde P viaggiano a velocità orientativamente comprese tra 400 e 5000 m/sec

Le onde S viaggiano a velocità più basse circa il 60% delle onde P

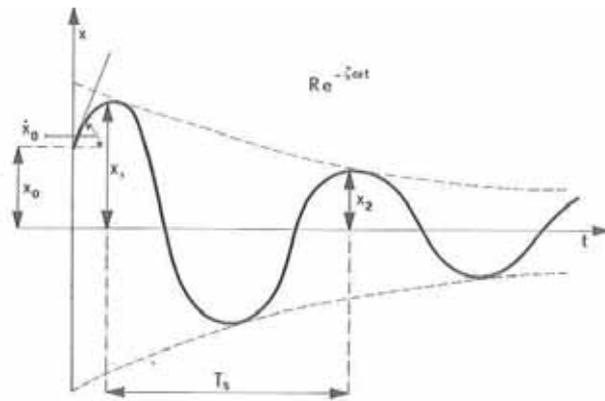


Figura 4 - Moto oscillatorio smorzato.

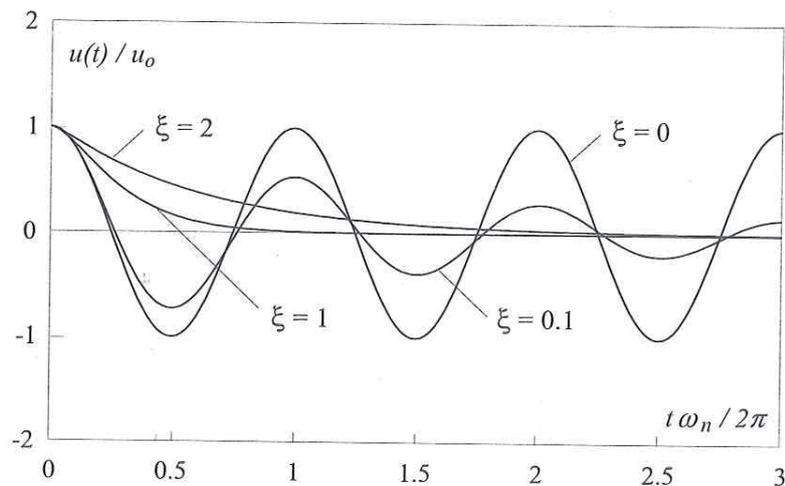


Figura 5 - Moto oscillatorio smorzato al variare del coefficiente di smorzamento.

La costante di viscosità c che determina una forza resistente proporzionale alla velocità di spostamento, è il parametro principale che caratterizza lo smorzamento.

Un valore di c chiamato c_{cr} determina uno smorzamento non più oscillatorio. In sostanza per $c \geq c_{cr}$ il sistema torna nella posizione di equilibrio senza oscillazioni, con una rapidità tanto minore quanto maggiore è la costante di smorzamento.

Se invece $c < c_r$ il sistema oscilla intorno alla sua posizione di equilibrio con ampiezze decrescenti in tempi più lunghi al decrescere del rapporto c/c_r .

Si può introdurre un nuovo parametro coefficiente di smorzamento o smorzamento relativo, espresso dalla relazione seguente:

$$\xi = c / c_r$$

Tipo di struttura e relative condizioni di lavoro	Smorzamento
Strutture con elementi al di sotto del 50% del limite elastico	
Strutture in c.a. bene armate e poco fessurate Strutture in c.a.p. Strutture in acciaio con collegamenti saldati	2-3 %
Strutture in c.a. fessurate	3-5 %
Strutture in acciaio con collegamenti bullonati o chiodati Strutture in legno con collegamenti bullonati o chiodati	5-7 %
Strutture con elementi prossimi al limite elastico	
Strutture in c.a.p. senza perdita di pretensione Strutture in acciaio saldate	5-7 %
Strutture in c.a. Strutture in c.a.p.	7-10 %
Strutture in acciaio con collegamenti bullonati o chiodati Strutture in legno con collegamenti bullonati	10-15 %
Strutture in legno con collegamenti chiodati	15-20 %
Strutture in muratura	
Strutture in muratura ordinaria	3 %
Strutture in muratura armata	7 %

Figura 6 - Valori indicativi del coefficiente di smorzamento in percentuale.

Come appare dalla tabella le strutture hanno un coefficiente di smorzamento molto piccolo, per cui convenzionalmente si considera come valore standard $\xi = 0,05 = 5\%$ e quindi la struttura eccitata assume sempre un moto oscillatorio smorzato.

6. Risposta sismica dell'oscillatore

Sotto l'azione di un sisma generico la risposta dell'oscillatore (1-GDL o in inglese SDOF) è molto complessa.

D'altra parte il calcolo dell'intera storia delle forze e degli spostamenti durante il sisma può anche non interessare.

Nella maggior parte dei problemi pratici è sufficiente determinare solo le quantità che definiscono la massima risposta. Soprattutto il massimo spostamento al quale corrispondono le massime sollecitazioni.

Si ha la seguente espressione per lo spostamento:

$$x(t) = \frac{1}{\omega_s} \cdot V(t)$$

funzione dell'input sismico:

$$\ddot{s}(t) \quad 0 \leq t \leq t_1$$

dove t_1 è la durata dell'intero sisma.

Il valore massimo di $V(t)$ è detto velocità spettrale ed è indicato con $S(v)$

$S(v)$ dipende da tre fattori:

1. caratteristica del movimento tellurico
2. parametro di smorzamento ξ della struttura
3. periodo proprio di pulsazione della struttura

Si ha ancora una proprietà della velocità spettrale:

Per un evento sismico λ volte più intenso, lo spostamento massimo sarà λ volte maggiore.

Si definisce Spettro un diagramma che descrive la distribuzione di una grandezza rispetto ad un'altra.

In dinamica delle strutture si definisce Spettro di risposta il diagramma del massimo spostamento (velocità o accelerazione) in funzione del periodo (in campo elastico).

Spostamento spettrale:

$$S_d(T, \xi) = \text{Max}[u(t)]$$

Pseudo-velocità spettrale²

$$S_v(T, \xi) = \frac{2 \cdot \pi}{T} \cdot S_d(T, \xi) = \text{Max}\left[\dot{u}(t)\right]$$

Pseudo-accellerazione spettrale

$$S_a(T, \xi) = \left(\frac{2 \cdot \pi}{T}\right)^2 \cdot S_d(T, \xi) = \text{Max}\left[\ddot{u}(t)\right]$$

Le figure che seguono rappresentano, la prima i diagrammi delle velocità spettrali in funzione del periodo e del coefficiente di smorzamento.

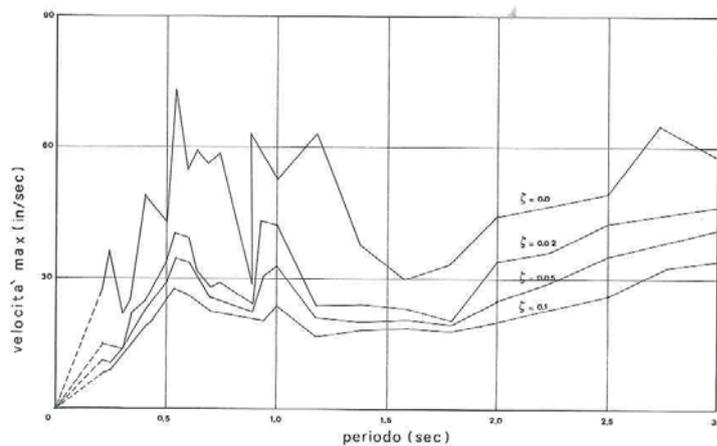


Figura 7 - Esempio di diagramma velocità spettrali.

La seconda uno spettro medio aggiustato trascurando le irregolarità.

² Si chiama pseudo-velocità perché si suppone che $\omega = \frac{2 \cdot \pi}{T}$ sia costante mentre lo è solo approssimativamente.

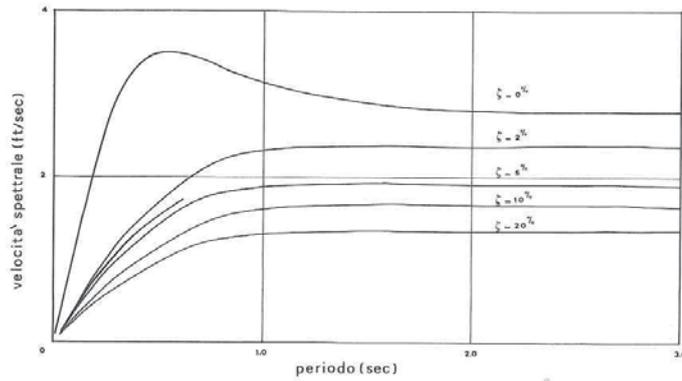


Figura 8 - Esempio di diagramma velocità spettrali. Spettri regolarizzati.

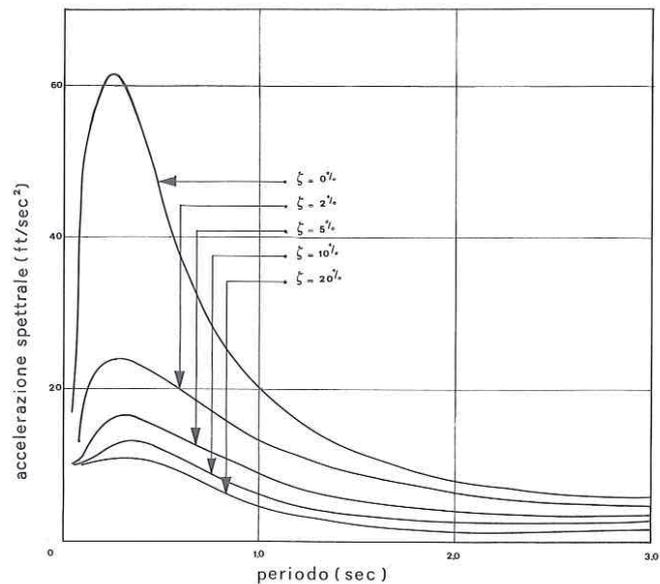


Figura 9 - Esempio di diagramma di accelerazioni spettrali regolarizzate.

L'ultimo spettro mostra che al tendere a zero del periodo di pulsazione della struttura l'accelerazione che la coinvolge tende alla accelerazione massima al suolo indipendentemente dal parametro di smorzamento.

Le varie normative producono diagrammi normalizzati, per gli spettri elastici in accelerazione, del tipo di quelli individuati, per ogni punto del territorio dalle NTC 2008, sulla base di dati statistici e di informazioni storiche.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali delle NTC 2008 è il seguente:

Normalmente si assume $\eta = 1$ corrispondente a $\xi = 5\%$

η è il fattore convenzionale che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi ξ diversi dal 5%.

F_0 è il massimo valore del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

S è un coefficiente che dipende dal suolo e dalle caratteristiche topografiche del sito.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

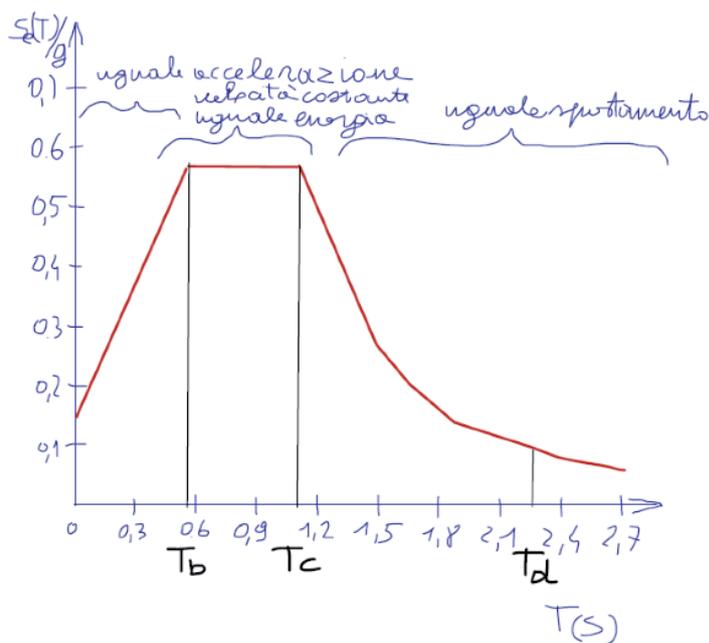


Figura 10 - Diagramma esplicativo di uno spettro di risposta secondo NTC 2008

In sequenza quattro rami:

Una retta tra 0 e T_B

Una retta orizzontale tra T_B e T_C

Un ramo di iperbole equilatera tra T_C e T_D

Una curva asintotica con S_d tendente a zero al crescere di T per $T \geq T_D$

I parametri di base per il calcolo degli spettri sono dati come segue:

Si ammette che il parametro di smorzamento $\xi = 5\%$

I diagrammi possono essere corretti in proporzione con un coefficiente moltiplicatore $\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$

ξ	η
2	1,20
3	1,12
5	1,00
10	0,82
15	0,71
20	0,63

Figura 11 - Variazione di η in funzione di ξ

Un parametro base di riferimento è:

a_g = accelerazione massima al suolo su un sito di riferimento rigido orizzontale per uno specifico periodo di ritorno

corrisponde all'ordinata per $T=0$

Un altro parametro è F_0 = valore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

Su suolo rigido $a_g \cdot F_0$ = ordinata del tratto orizzontale dello spettro di risposta in accelerazione.

T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale su suolo rigido (fine del tratto orizzontale dello spettro in accelerazione).

Il periodo di inizio di tale tratto su suolo rigido è assunto pari a $T_B^* = T_C^* / 3$

T_D = periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 \text{ sec}$$

7. Comparazione del comportamento di oscillatori molto rigidi elastici e elastici perfettamente plastici

Nella pratica è conveniente ed efficace approssimare la risposta di un sistema anelastico (l'opera strutturale a molti gradi di libertà M-GDL o in inglese MDOF³) tramite una appropriata interpretazione della risposta di un sistema elastico.

In sostanza partendo da spettri elastici si può trovare una correlazione tra forze statiche equivalenti applicate ad un sistema anelastico rispetto a quelle applicate al sistema elastico

Indichiamo con:

$$\mu = \frac{u_{\max}}{u_y} \text{ la duttilità del sistema non lineare}$$

e quindi la capacità di spostamento del sistema non lineare:

$$u_{\max} = \mu \cdot u_y$$

dove u rappresenta lo spostamento relativo terreno punto di riferimento o baricentro massa.

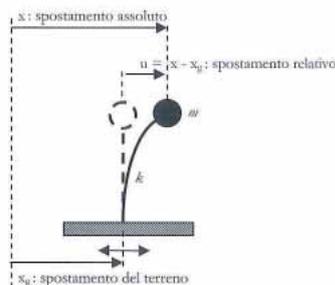


Figura 12 - Oscillatore semplice

³ MDOF Many Degree Of Freedom

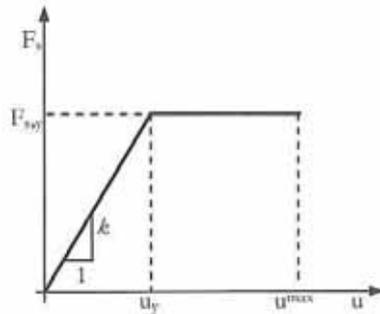


Figura 13 - Curva caratteristica idealizzata forza resistente spostamento di un oscillatore semplice elastoplastico

Confrontando un sistema ad un grado di libertà elastico con un sistema ad un grado di libertà elastoplastico, entrambi molto rigidi (cioè con alta frequenza naturale e quindi basso periodo proprio) come avviene nelle strutture reali si dimostrano le seguenti proprietà:

1. Strutture molto rigide con periodo proprio T_0 inferiore a T_B (intervallo di uguale accelerazione)

La struttura oscilla con la stessa accelerazione del suolo.

Questo intervallo è denominato di “uguale accelerazione”

Se la forza F_g generata dal sisma è più elevata di F_{Sy} non si può effettuare confronto.

La struttura deve essere progettata per rimanere in campo elastico e quindi (schema (b) di figura:

$$R = \frac{F_{se,max}}{F_{sa,max}} = 1$$

$$u_{max a} = u_{max e}$$

$$S_{aa} = S_{ae}$$

Il fattore di riduzione della forza (cioè il divisore della forza elastica per ottenere quella anelastica) è uguale a 1

Lo spostamento massimo è pari a quello elastico.

Il valore di spettro di pseudo-accelerazione è pari a quello elastico.

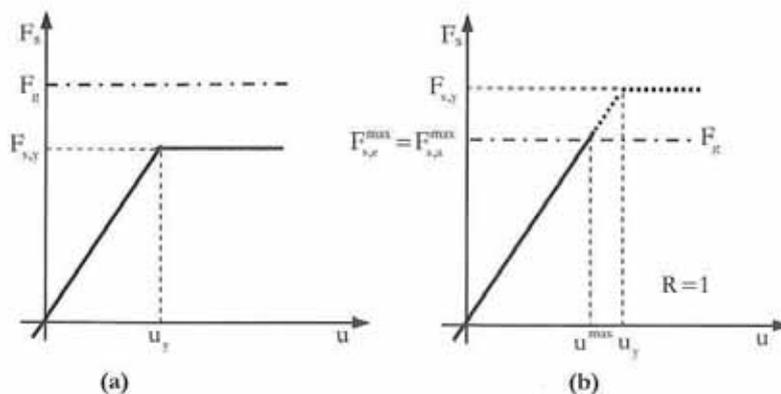


Figura 14 - Relazione tra forze e spostamenti di un sistema non lineare e uno lineare per periodo $T \rightarrow 0$

2. Strutture rigide con periodo proprio T_0 all'incirca compreso tra T_B e T_C (intervallo con spettro a velocità costante detto anche di uguale energia).

Si tratta di strutture con periodo proprio T_0 nell'intorno del periodo in corrispondenza del quale si ha il picco della risposta elastica spettrale.

In queste condizioni si può assumere che il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico, entrato in campo non lineare rispetto a quello raggiunto dal corrispondente sistema elastico sia tale da rendere uguale nei due casi l'energia di deformazione (segmento dello spettro a velocità costante). Area triangolare uguale all'area trapezia sottesa dal diagramma elastoplastico fino a u_a^{\max} .

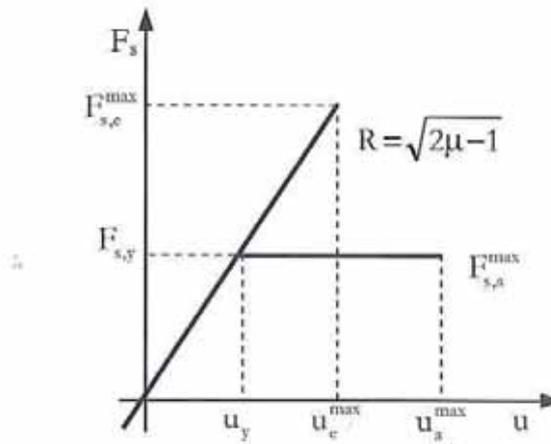


Figura 15.- Relazione tra forze e spostamenti di un sistema non lineare e uno lineare per periodo proprio all'incirca nell'intervallo $T_B - T_c$

Si può dimostrare che si ha in questo caso indicando con μ la duttilità:

$$R = \frac{F_{se,max}}{F_{sa,max}} = \sqrt{2 \cdot \mu - 1}$$

$$u_{\max a} = \frac{\mu}{\sqrt{2 \cdot \mu - 1}} \cdot u_{\max e}$$

$$S_{aa} = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \mu - 1}} \cdot S_{ae}$$

In questa zona si ha:

Il fattore di riduzione della forza proporzionale alla radice quadrata della duttilità.

Il massimo spostamento è ricavato dalla formula sopraesposta.

Il valore dello spettro di pseudo-accelerazione è quello derivato dallo spettro elastico diviso per un fattore proporzionale alla radice quadrata della duttilità.

3. Strutture relativamente rigide con periodo proprio T_0 superiore a T_c (intervallo detto a uguale spostamento)

Per queste strutture si può dimostrare che il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico entrato in campo non lineare è prossimo a quello raggiunto dal corrispondente sistema elastico.

Si in questo caso:

$$R = \frac{F_{se,max}}{F_{sa,max}} = \mu$$

$$u_{\max a} = u_{\max e}$$

$$S_{aa} = \frac{1}{\mu} \cdot S_{ae}$$

valore del fattore di riduzione della forza quello della duttilità

massimo spostamento quello calcolato supponendo il sistema elastico

valore dello spettro di pseudo-accelerazione quello derivato dallo spettro elastico diviso per un fattore pari alla duttilità

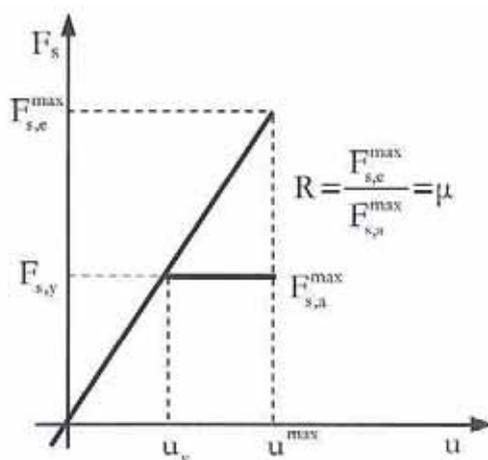


Figura 16 - Relazione tra sforzi e spostamenti di un sistema non lineare e di uno lineare con periodo proprio maggiore del periodo dominante del sisma ($T_0 > T_c$)

Si può compilare la seguente tabella in cui i vari parametri vengono esposti per valori del parametro duttilità correnti.

Si notano:

Un consistente aumento di R al crescere di μ da a cost a e cost a d cost con conseguente riduzione della forza nel sistema anelastico.

Un incremento dello spostamento, al crescere di μ , solo nella zona ad energia costante.

Una significativa riduzione dello spettro di accelerazione anelastico nella zona ad energia costante ancor più significativa nella zona a ugual spostamento

Zone	Parametri	Duttilità μ			
		1	2	3	4
a costante	R	1	1	1	1
e costante	R	1	1,73	2,24	2,65
d costante	R	1	2	3	4
a costante	$u_{max a} / u_{max e}$	1	1	1	1
e costante	$u_{max a} / u_{max e}$	1	1,15	1,34	1,51
d costante	$u_{max a} / u_{max e}$	1	1	1	1
a costante	Saa/Sae	1	1	1	1
e costante	Saa/Sae	1	0,58	0,45	0,38
d costante	Saa/Sae	1	0,50	0,33	0,25

Figura 17 - Confronto parametri al variare della duttilità.

Nella pratica anche sulla base di analisi sperimentali si è provveduto a semplificare e a rapportare il tutto all'ultimo caso assumendo un unico fattore di riduzione denominato fattore di struttura q che include il fattore di duttilità μ

In genere $q = q_0 \cdot K_R$

Dove q_0 dipende dal livello di duttilità attesa (μ), dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_0 / α_1 legato al progredire della formazione di cerniere plastiche nella struttura.

K_R è un fattore che dipende dalla regolarità dell'edificio in altezza e può variare da 1,0 a 0,8.

8. Spostamento orizzontale e velocità orizzontale del terreno

Sono definiti al punto 3.2.3.3 delle NTC 2008

Se si tiene presente che:

$$S_a(T, \xi) = \left(\frac{2 \cdot \pi}{T} \right)^2 \cdot S_d(T, \xi)$$

da cui:

$$S_d(T, \xi) = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_a(T, \xi)$$

ed essendo per $T > T_D$ formula 3.2.4 di NTC 2008

$$S_a(T, 5\%) = a_g \cdot S \cdot F_0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

risulta:

$$S_{d, \max} = d_g = \frac{F_0}{4 \cdot \pi^2} \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

essendo F_0 un fattore di moltiplicazione che non si applica al suolo e quindi si assume uguale ad 1
risulta:

$$S_{d, \max} = d_g = \frac{1}{4 \cdot \pi^2} \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D = 0,0025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \text{ come in NTC 2008}$$

analogamente per la velocità:

$$v_g = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot a_g \cdot S \cdot T_C = 0,16 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \text{ come in NTC 2008}$$

ove T_C è l'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

9. Analisi degli spostamenti della struttura

Da Eurocodice 8 UNI EN 1998-1 Marzo 2005

3.2.2.5

Spettro di progetto per analisi elastica

- (1) La capacità dei sistemi strutturali di sopportare le azioni sismiche in campo non-lineare permette, in generale, di progettargli per resistere ad azioni sismiche minori di quelle corrispondenti ad una risposta elastica lineare.
- (2) Per evitare di dover compiere analisi strutturali anelastiche in fase di progettazione, la capacità di dissipare energia della struttura, essenzialmente mediante il comportamento duttile dei suoi elementi e/o altri meccanismi, è tenuta in conto svolgendo un'analisi elastica basata su uno spettro di risposta ridotto rispetto a quello elastico, detto perciò "spettro di progetto". Questa riduzione è ottenuta introducendo il coefficiente di comportamento q .
- (3)P Il coefficiente di comportamento q rappresenta un'approssimazione del rapporto tra le azioni sismiche che la struttura sopporterebbe se la sua risposta fosse puramente elastica con uno smorzamento viscoso del 5%, e le azioni sismiche che possono essere utilizzate in sede di progettazione con un modello di analisi lineare convenzionale che ancora garantisce una risposta soddisfacente da parte della struttura. I valori del coefficiente di comportamento q , che tengono anche conto dell'influenza di uno smorzamento viscoso diverso dal 5%, sono dati per i diversi materiali e sistemi strutturali secondo le relative classi di duttilità nelle varie parti della EN 1998. Il valore del coefficiente di comportamento q può essere differente nelle diverse direzioni orizzontali della struttura, sebbene la classificazione di duttilità debba essere la stessa in tutte le direzioni.

4.3.4

Analisi degli spostamenti

- (1)P Se si esegue un'analisi lineare, gli spostamenti generati dall'azione sismica di progetto devono essere calcolati sulla base delle deformazioni elastiche del sistema strutturale, per mezzo della seguente espressione semplificata:

$$d_s = q_d d_e \quad (4.23)$$

dove:

d_s è lo spostamento di un punto del sistema strutturale prodotto dall'azione sismica di progetto;

q_d è il coefficiente di comportamento degli spostamenti, assunto uguale a q a meno che non sia specificato diversamente;

d_e è lo spostamento dello stesso punto del sistema strutturale determinato mediante un'analisi lineare basata sullo spettro di risposta di progetto in accordo con il punto 3.2.2.5.

10. Alterazione dello spettro di risposta in funzione della geologia locale.

In estrema sintesi, se sopra uno strato roccioso è presente uno strato sedimentario di caratteristiche omogenee l'accelerazione sismica a livello del suolo risulta amplificata.

L'amplificazione è tanto maggiore quanto minore è la velocità di taglio e quanto maggiore è lo spessore dello strato sedimentario.

La seguente tabella fornisce valori indicativi della velocità di taglio

Terreno	V_s (m/sec ⁻¹)
Sabbia sciolta	60
Terreno rimaneggiato	100
Argilla sabbiosa	100 ÷ 200
Argilla	250
Sabbia e ghiaia	300 ÷ 400
Sabbia satura	340
Ghiaia	600
Ammassi rocciosi	1000

Figura 18 - Valori indicativi velocità di taglio

Le NTC 2008 richiedono la conoscenza di una velocità di taglio equivalente relativa ad un volume significativo di suolo interessato dalla costruzione.

Si presume adeguata la valutazione di una velocità di taglio stimata in trenta metri di profondità del terreno sottostante la costruzione.

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Per la valutazione del modulo di elasticità tangenziale G si può usare la relazione:

$$G = V_s^2 \cdot \rho$$

Dove $\rho = \frac{\gamma}{g}$ è la massa specifica ($\gamma = \text{peso specifico}$, $g = \text{accelerazione di gravità}$).

G può anche essere espressa con la formula:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 - \nu)}$$

Per ν si può assumere:

sabbie	0,35
argille sature	0,50
altri terreni mediamente	0,40

Per il modulo elastico del terreno si può fare riferimento alla seguente tabella:

Terreno	E_s	
	ksf	MPa
Argilla		
Molto molle	50-250	2-15
Molle	100-500	5-25
Media	300-1000	15-50
Dura	1000-2000	50-100
Sabbiosa	500-5000	25-250
Detrito glaciale		
Sciolto	200-3200	10-150
Compatto	3000-15 000	150-720
Molto compatto	10 000-30 000	500-1440
Loess	300-1200	15-60
Sabbia		
Limosa	150-450	5-20
Sciolta	200-500	10-25
Compatta	1000-1700	50-80
Sabbia e ghiaia in miscuglio		
Sciolte	1000-3000	50-150
Compatte	2000-4000	100-200
Argilloscisto	3000-300 000	150-5000
Limo	40-400	2-20

Figura 19 - Valori indicativi del modulo elastico dei terreni in condizioni statiche E_s per alcuni terreni.

11. Approssimazione dei parametri sismici di progetto

Nessuno in sede tecnica si esprime sul grado di approssimazione di tali parametri che si presume rappresentino sostanzialmente un ordine di grandezza.

Le NTC 2008 forniscono ad esempio per l'accelerazione massima al suolo a_g rapportata a g in ogni punto del territorio un valore con tre cifre dopo la virgola, che potrebbe far presumere una esattezza, a mio avviso non attendibile.

Tale valore è riferito ad una superficie oscillante rigida (rocciosa) e quindi anche qui nel parametrizzare le accelerazioni sono state incluse approssimazioni.

Inoltre le tabelle forniscono accelerazioni in funzione di una variabile che rappresenta il valore massimo atteso nel sito, in funzione di un periodo di riferimento convenzionale (periodo di ritorno).

Il tutto basato su valutazioni probabilistiche, ovviamente approssimative.

Tutto ciò che ne deriva è quindi da valutare come convenzionale.

Il massimo che lo stato della conoscenza può proporre come valori di riferimento.

12. Analisi non lineare in ambito statico

12.1. Premessa

L'esigenza di prevedere il comportamento dell'edificio in campo non lineare, sotto sismi di elevata intensità, ha prodotto la messa a punto di procedure semplificate per condurre analisi non lineari in ambito statico (Nonlinear Static Procedures – NSP)

In particolare la metodologia HAZUS (HAZUS 1999), messa a punto dalla Federal Emergency Management Agency (FEMA), rappresenta ormai lo standard nelle analisi di rischio sismico per gli Stati Uniti; essa si basa sul confronto tra la domanda del terremoto, espressa in termini di spettro ADRS–Adimensional Displacement Response Spectrum, e la capacità della struttura a sopportarlo, descritta da una curva forza-spostamento, valutata attraverso un'analisi incrementale a collasso normalizzata alla massa sul primo modo di vibrazione.

NSP NON LINEAR STATIC PROCEDURES⁴

	Italiano	Inglese
Sistema a più gradi di libertà:	M-GDL	MDOF
Sistema ad un grado di libertà:	1-GDL	SDOF

Esistono diversi metodi

Appartengono a tale criterio il metodo detto:

DCM Displacement Coefficient Method basato sul calcolo degli spettri di risposta inelastici in termini di spostamento.

CSM Capacity Spectrum Method. Metodo dello spettro di capacità

MCSM Modified Capacity Spectrum Method. **CSM+N2**, Dove **N2** è il metodo proposto da Fajfar nel 1999.

I risultati ottenuti con questo metodo sono più accurati di quelli del metodo precedente.

⁴ Vedi: Atti del 14° Congresso CTE 2002. Impiego di metodi semplificati per la valutazione della risposta non lineare di edifici in c.a. . Avossa, Ferraioli, Marangone. Università di Napoli.

Albanesi Nuti. Analisi statica non lineare. Università degli studi Roma Tre. 2007.

In questi metodi si caratterizza la risposta strutturale attraverso la curva forza spostamento ottenuta da una analisi push over.

Il metodo richiede di costruire per tutte le direzioni possibili, una relazione tra il taglio complessivo alla base dell'edificio e lo spostamento di un punto di controllo (*performance point*), in genere scelto come baricentro dell'ultimo piano.

Tale analisi richiede la modellazione non lineare di tutti gli elementi strutturali e si basa sulla applicazione di carichi verticali realistici e di forze laterali di piano di ampiezza crescente fino al raggiungimento di uno stato limite.

In sostanza la procedura prevede i passi seguenti:

1. Definizione di uno spettro di risposta compatibile con l'azione sismica attesa nel sito.
2. Definizione del modello matematico MDOF della struttura e delle relative non linearità.
3. Esecuzione di un analisi Push Over
4. Definizione di un sistema SDOF equivalente
5. Determinazione della risposta del sistema SDOF equivalente.
6. Conversione della risposta del sistema SDOF equivalente in quella del sistema MDOF
7. Definizione dell'obiettivo prestazionale: stati limite corrispondenti ad un evento sismico di data intensità.
8. Verifica della accettabilità della risposta globale e locale

Il metodo è tanto più attendibile quanto più il primo modo (nella direzione considerata) coinvolge una porzione consistente della massa dell'edificio (oltre il 75%).

Il metodo quindi è tanto più attendibili quanto più gli edifici sono regolari o relativamente bassi.

Con le ultime modifiche il metodo semplificato può essere applicato anche a strutture con un contributo significativo dei modi alti e di irregolarità in pianta ed in elevazione.

La metodologia potrebbe essere affinata presupponendo che la risposta di un sistema a più gradi di libertà possa essere correlato alla risposta di un sistema equivalente ad un grado di libertà con una **appropriata caratteristica isteretica**

L'utilizzo di tale approccio non è compreso nelle norme attuali, in particolare nelle NTC 2008⁵.

L'assunto di base sul quale poggia l'analisi di spinta è che la risposta della struttura sia dominata da un solo modo e che la forma di questo modo resti costante durante la storia temporale della risposta stessa.

Entrambe le assunzioni non sono esatte, ma numerosi studi in merito hanno mostrato che queste supposizioni conducono a stime abbastanza buone della risposta sismica massima di sistemi MDOF, purché la loro risposta sia dominata dal primo modo.

Una tabella di confronto tra i vari metodi applicati ad una serie di edifici mostra come risultato lo spostamento in sommità ed evidenzia valori abbastanza differenti in molti casi.

⁵ L'analisi statica lineare non ha un fondamento teorico rigoroso, peraltro procedure differenti, che pur conducono a risultati abbastanza diversi tra loro, sono largamente usate ed accettate.

Input	ATC-40			FEMA	EC8	MCSM	NDA
	A	B	C				
Sim	15.5	15.2	15.8	13.6	20.0	17.7	14.5
Colfiorito	13.2	12.9	14.2	7.1	22.6	9.2	11.9
Bevagna	21.1	23.3	22.9	17.4	20.1	17.0	14.6
Gubbio	13.3	12.8	17.1	17.2	16.2	15.1	12.2
Northridge	4.6	5.2	5.0	7.9	5.9	6.1	4.9
Tolmezzo	7.7	7.6	7.7	9.0	9.7	10,4	9.6

Figura 20 - Spostamento massimo in sommità con diversi metodi

In sostanza il progettista deve avere coscienza che i risultati sono alquanto approssimati.

12.2. Analisi statica non lineare NTC 2008

Si compone dei seguenti passi:

- 1) Definizione del modello matematico MDOF della struttura e delle relative non linearità.
- 2) Analisi push over per la definizione del legame forza spostamento generalizzato tra risultante delle forze applicate e spostamento di un punto di controllo del sistema usualmente scelto come baricentro dell'ultimo piano..

La schematizzazione delle forze orizzontali può essere effettuata con diversi livelli di accuratezza.



Figura 21 - Opzioni correnti per la determinazione delle azioni orizzontali.

Il primo modello prevede forze proporzionali alle masse. Da analisi sperimentali, risulta che tale sistema di forze coglie meglio le grandi deformazioni oltre il campo elastico

Il secondo forze proporzionali alle masse di piano moltiplicate per gli spostamenti proporzionali alla forma del primo modo di vibrare normalizzato allo spostamento del punto di controllo. Da analisi sperimentali, risulta che tale sistema di forze coglie meglio la deformazione in campo elastico.

La terza figura rappresenta un metodo più accurato variando la composizione delle forze laterali in corso d'opera, correggendo al passo il modello strutturale.

I diagrammi Forza o Accelerazione-Spostamento che risultano dall'analisi sono del tipo di quelli rappresentati in figura. In letteratura si distinguono quattro stati limite, caratterizzati da punti sul diagramma

Definizione di 4 **stati limite** di danno (livelli prestazionali)

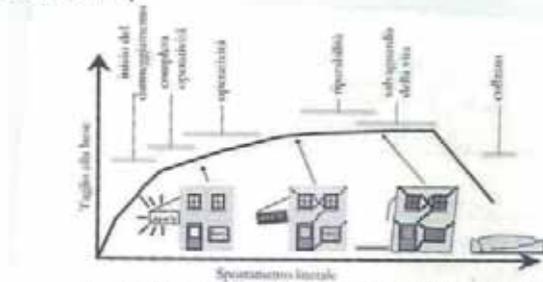
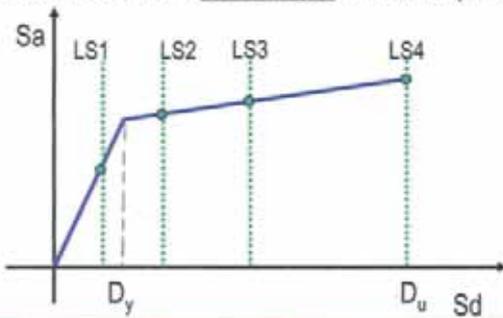


Fig. 2.25 "Performance-based design" [da Ron Hamburger]

<p>$S_{d,1} = 0.7 D_y$ LS1 – Slight Damage Non-structural damage or minor structural damage</p>	<p>$S_{d,3} = 0.5 (D_y + D_u)$ LS3 – Extensive Damage This displacement value has been assumed on the basis of detailed analyses</p>
<p>$S_{d,2} = 1.5 D_y$ LS2 – Moderate Damage The structure leaves its elastic behaviour; there is evidence of reparable cracks in structural members</p>	<p>$S_{d,4} = D_u$ LS4 – Complete Damage Ultimate capacity of the structure; the building may collapse for higher displacements, but that response can not be represented by the model</p>

Figura 22 - Stati limite indicati nel grafico Sa-d

Per ottenere questo primo grafico si deve operare come segue:

Si considerano i due schemi principali usuali di carico orizzontale previsto.

Primo caso (forze proporzionali alle masse)

Secondo caso (forze proporzionali al prodotto delle masse per gli spostamenti corrispondenti al primo modo di vibrare della struttura in campo elastico).

In entrambi i casi le distribuzioni vengono normalizzate al valore unitario relativo al punto di controllo posto all'ultimo piano.

Nel primo caso si ha⁶:

detta M_i la massa del piano esimo ed M_n la massa dell'ultimo piano,

$$F_i = \frac{M_i}{M_n}$$

$$F_n = 1$$

Nel secondo caso detti Φ_i gli spostamenti del primo modo normalizzati allo spostamento dell'ultimo piano con $\Phi_n = 1$

$$F_i = \frac{M_i \cdot \Phi_i}{M_n}$$

⁶ Le masse sono proporzionali ai pesi forza, il loro rapporto non cambia per cui possono essere immessi nella formula al posto delle masse. Bisogna fare molta attenzione quando si usa questa proprietà perché il peso di un corpo si calcola con $P=m \cdot g$, quindi un kg peso equivale a 9,8 N che è l'unità di misura della forza.

Si applicano forze orizzontali proporzionali ai parametri ricavati fino a raggiungere le deformazioni di collasso.

Si traccia il grafico forza di taglio alla base della costruzione, spostamento orizzontale del punto di controllo, per entrambi i sistemi di carico.

Questo diagramma rappresenta la capacità di deformazione della struttura.

3) Determinazione di un sistema 1-GDL (SDOF) a comportamento bilineare equivalente.

Lo schema di figura è tratto dalla circolare applicativa delle NTC 2008 C7.3.4.1

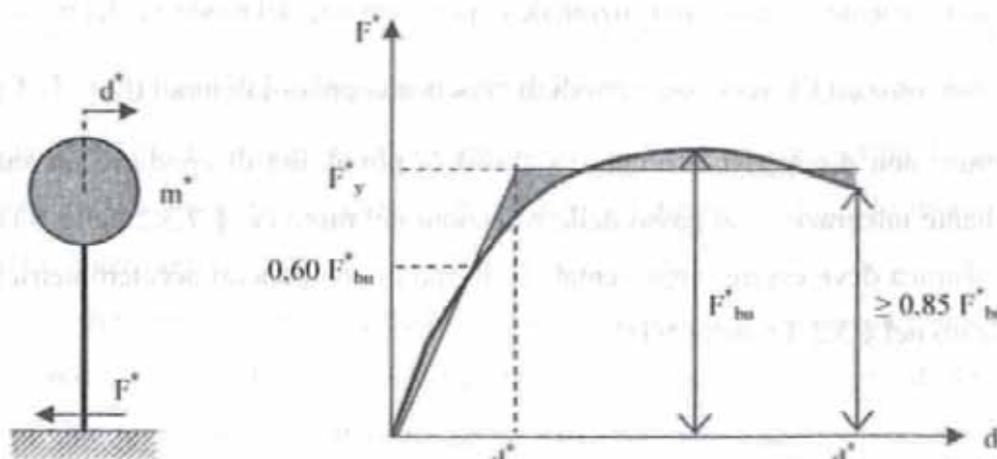


Figura 23 - Sistema 1-GDL (SDOF) e diagramma bilineare equivalente.

Il procedimento comporta i seguenti passi.

Dal grafico F-d globale, più sfavorevole, ricavato dalla struttura reale, come indicato al punto 1 si deve poi costruire il corrispondente grafico equivalente del sistema 1-GDL (SDOF).

Allo scopo si deve ricavare il coefficiente di partecipazione:

$$\Gamma = \frac{\sum_1^n M_i \cdot \Phi_i}{\sum M_i \cdot \Phi_i^2}$$

con il già precisato significato dei simboli.

La normativa di esprime con una formula, che sarà elegante, ma che è poco pratica (vedi C7.3.4.1 formula C7 3.5) anche se esprime quanto molto più semplicemente è riportato con la formula sopraindicata.

Ricavato il valore di Γ è agevole calcolare i parametri caratterizzanti il grafico F-d del sistema 1-GDL (SDOF) equivalente:

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

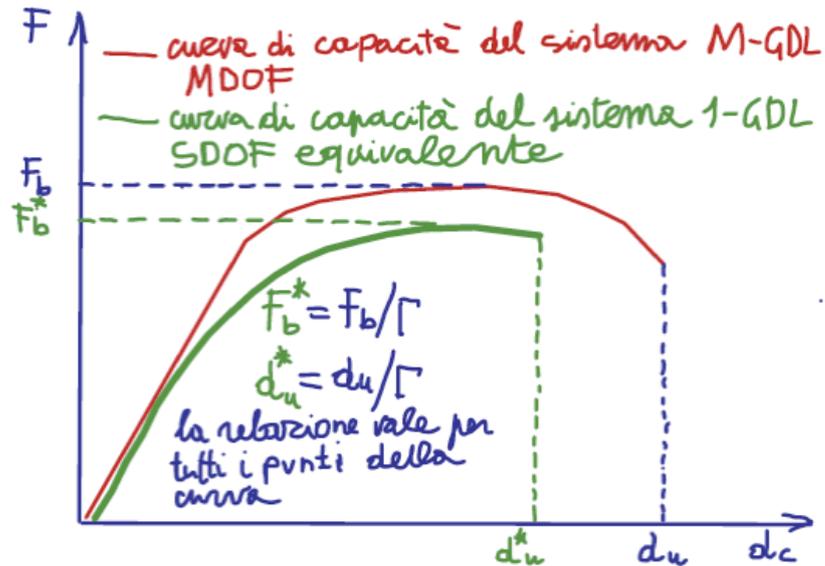


Figura 24 - Determinazione della curva di capacità del sistema 1-GDL (SDOF) equivalente

Alla curva di capacità del sistema 1-GDL (SDOF) equivalente deve essere sostituita una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico.

Si procede come indicato in figura

Si traccia una retta passante per l'origine che intercetta il punto di ordinata $0,6 F_{bu}^*$

F_{bu}^* corrisponde al punto F_b^* del tracciato verde.

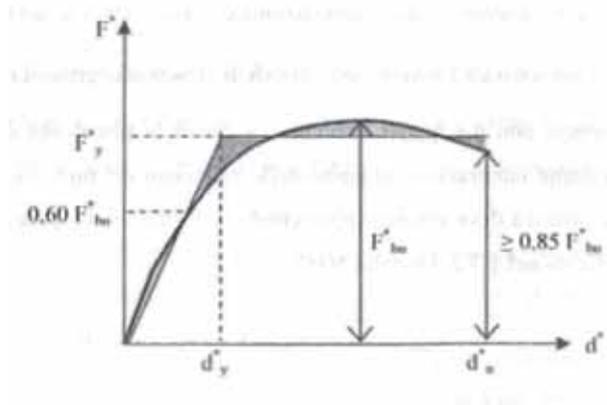


Figura 25 - Determinazione della curva bilineare del sistema equivalente

Il grafico si completa con una retta orizzontale di ordinata tale da realizzare l'eguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per uno spostamento massimo corrispondente ad una riduzione di resistenza $\leq 0,15 F_{bu}^*$

Si prosegue determinando la massa ed il periodo proprio del sistema bilineare equivalente.

Si hanno le formule seguenti:

$$M^* = \sum_1^n M_i \cdot \Phi_i$$

dette M_i le masse del piano e Φ_i gli spostamenti del primo modo normalizzati allo spostamento dell'ultimo piano con $\Phi_n = 1$ della struttura di partenza M-GDL (MSDOF).

M^* è la massa del sistema 1-GDL (MDOF) bilineare equivalente⁷.

Il periodo elastico del sistema bilineare è dato da:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M^*}{K^*}}$$

dove K^* è la rigidezza del tratto elastico della bilineare del sistema equivalente.

$$K^* = \frac{F_y^*}{d_y^*}$$

Si calcola quindi il periodo elastico del sistema 1-GDL (SDOF) T^* sia nel caso di forze proporzionali alle masse che nel caso di forze proporzionali a $F_i = \frac{M_i \cdot \Phi_i}{M_n}$ con i simboli già noti.

- 4) Introduzione dei parametri sismici del luogo e calcolo della risposta in spostamento della struttura.

Si entra ora nel calcolo della domanda di deformazione del sistema partendo dalla determinazione dei parametri sismici del luogo tenendo conto di tutti i fattori che la determinano, tipo di costruzione, classe d'uso, tipo di terreno, naturalmente per lo stato limite che si vuole considerare. SLO, SLD, SLV, SLC

Si parte dal valore di T_c (NTC 2008 3.23.2.1) e si verifica se il periodo di vibrazione T^* del sistema 1-GDL (SDOF) è superiore o inferiore a T_c .

Se $T_{\cos tr}^* \geq T_c$

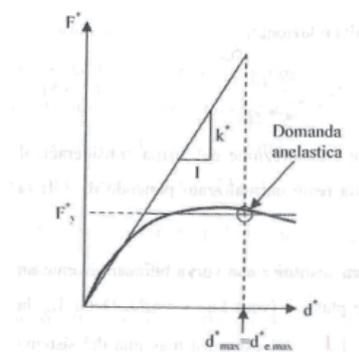


Figura 26 - Spostamento di riferimento per $T_{\cos tr}^* \geq T_c$

La domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (vedi anche capitolo 7 punto 3 della presente memoria).

$$d_{\max}^* = d_{\max}^* = S_{De}(T^*)$$

Se $T^* < T_c$

La domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene mediante l'espressione:

⁷ Nella circolare applicativa della NTC 2008 m^* è espressa in maniera poco pratica (rigo sotto la formula C7.3.6) ed equivale a M^* come qui indicato.

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e\max}^*}{q^*} \cdot \left[1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e\max}$$

dove:

$q^* = S_e(T^*) \cdot \frac{M^*}{F_y^*}$ rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento

del sistema equivalente ed ha le dimensioni di un numero.

Se

$$q^* \leq 1$$

$$d_{\max}^* = d_{e\max}^*$$

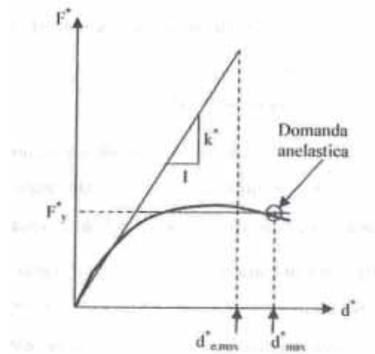


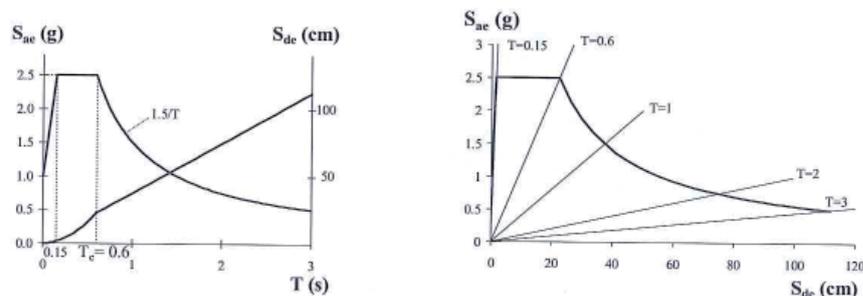
Figura 27 - Spostamento di riferimento per $T_{\cos tr}^* < T_c$

Dato che il sistema bilineare equivalente possiede una massa concentrata, è estremamente facile trasformare il diagramma bilineare F-d forza spostamento in un diagramma accelerazione spostamento.

Basta dividere la forza F_y^* corrispondente all'inizio del tratto a forza costante per la massa M^* mantenendo invariato lo spostamento.

Si può quindi tracciare in un sistema ADRS⁸ accelerazione spostamento, una curva bilineare corrispondente al sistema equivalente 1-GDL (SDOF) sia per il sistema a forze proporzionali alle masse che per il sistema a forze proporzionali al prodotto delle masse di piano per gli spostamenti del primo modo normalizzati allo spostamento del punto di controllo.

⁸ ADRS Acceleration Displacement Response Spectrum.o più semplicemente formato AD. In figura tipico spettro elastico di pseudo accelerazione spettrale confrontato con uno spettro AD accelerazione spostamento ($\xi = 5\%$) normalizzato ad 1 g



Nello stesso sistema di riferimento si collocano i diagrammi degli spettri di domanda elastici per tutti i casi che si vogliono controllare.

Gli spettri di domanda elastici in un sistema ADRS risultano dalle formule seguenti (NTC 2008 formula 3.2.12)

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi}\right)^2$$

Risultano diagrammi del tipo di quelli rappresentati in figura.

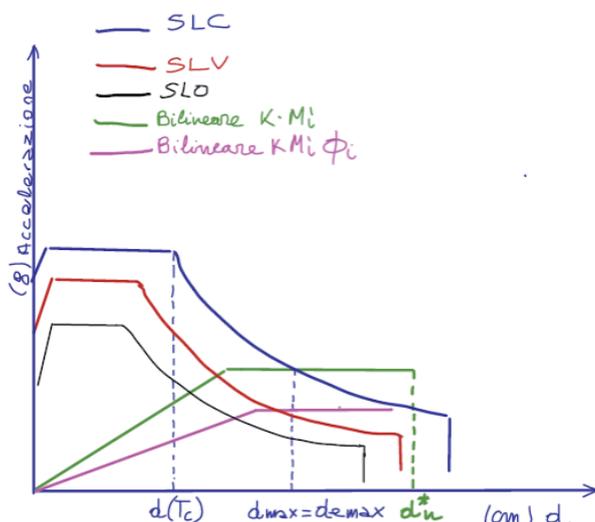


Figura 28 - Determinazione della risposta in spostamento del sistema equivalente per $T \geq T_c$ esemplificato su SLC con bilineare verde

Nel caso in cui $T < T_c$ vale lo stesso grafico ma lo spostamento d_{max} è diverso da d_{emax} e deve essere aumentato secondo la formula:

$$d_{max}^* = \frac{d_{emax}^*}{q^*} \cdot \left[1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{emax}$$

5) Determinazione della risposta in spostamento dell'edificio.

Lo spostamento effettivo dell'edificio si ottiene moltiplicando la risposta massima del sistema equivalente per il coefficiente di partecipazione Γ .

$$d_{max \text{ cos truzione}}^* = d_{max}^* \cdot \Gamma$$

Si deve poi verificare che:

$$d_{max \text{ cos truzione}}^* < d_u^*$$

e si procede alla verifica per gli elementi duttili per la loro compatibilità con gli spostamenti e per gli elementi fragili per la loro compatibilità con le resistenze.

L'Eurocodice 8 UNI EN 1998-1 fornisce alcune precisazioni:

Al punto 4.3.3.4.2.3 raccomanda che la relazione tra sforzo di taglio alla base e spostamento del punto di controllo (curva di capacità) sia determinata da una analisi push-over per valori dello spostamento del punto di controllo fino a valori corrispondenti al 150% dello spostamento obiettivo (richiesta sismica "domanda", derivata dallo spettro di risposta elastico in termini dello spostamento di un sistema equivalente ad un grado di libertà).

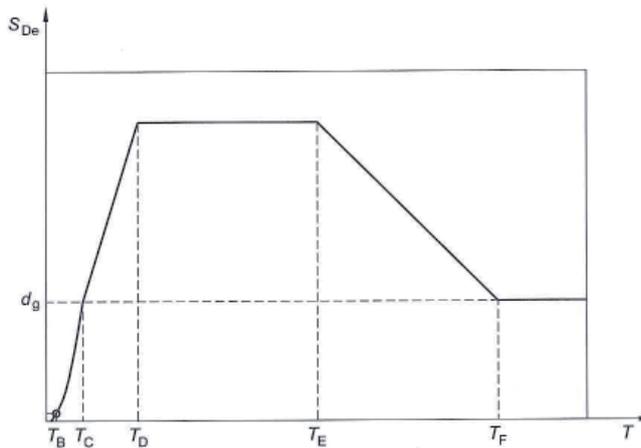
L'appendice B dell'Eurocodice "Determinazione dello spostamento obiettivo per un'analisi non lineare statica (push-over)" fornisce le istruzioni per il calcolo che sono poi le stesse della NTC 2008.

L'appendice A dell'Eurocodice riporta lo "Spettro di risposta elastica di spostamento"

APPENDICE A SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DI SPOSTAMENTO
(informativa)

A.1 Per strutture con elevato periodo di vibrazione, l'azione sismica può essere rappresentata nella forma di uno spettro di risposta di spostamento, $S_{De}(T)$, come illustrato in figura A.1.

figura A.1 Spettro di risposta elastico di spostamento



A.2 Fino al periodo di controllo T_E , le ordinate spettrali sono ottenute dalle espressioni (3.1)-(3.4) che trasformano $S_e(T)$ in $S_{De}(T)$ mediante l'espressione (3.7). Per periodi di vibrazione maggiori di T_E , le ordinate dello spettro di risposta elastico di spostamento sono ottenute dalle espressioni (A.1) e (A.2).

$$T_E \leq T \leq T_F: S_{De}(T) = 0,025 a_g \times S \times T_C \times T_D \left[2,5 \eta + \left(\frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right) (1 - 2,5 \eta) \right] \quad (A.1)$$

$$T \geq T_F: S_{De}(T) = d_g \quad (A.2)$$

dove:

S , T_C , T_D sono fornite nei prospetti 3.2 e 3.3, η è fornito dall'espressione (3.6) e d_g è fornito dall'espressione (3.12). I periodi di controllo T_E e T_F sono presentati nel prospetto A.1.

prospetto A.1 Periodi di controllo aggiuntivi per lo spettro di spostamento Tipo 1

Tipo di terreno	T_E (s)	T_F (s)
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C	6,0	10,0
D	6,0	10,0
E	6,0	10,0

Figura 29 - Appendice A. Eurocodice 8

CAPITOLO II - Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura (Circolare applicativa delle NTC 2008 C8A.4.2)

13. Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura

13.1. Premessa

Gli edifici esistenti in muratura sismicamente sollecitati presentano frequentemente crolli parziali. Si tratta in genere di perdite di equilibrio di porzioni murarie, anche complesse, di sistemi ad arco o di catene cinematiche in genere.

L'approccio cinematico che viene in seguito illustrato è abbastanza dettagliatamente illustrato nella Circolare applicativa delle NTC 2008 2 febbraio 2009 nell'appendice al capitolo C8: C8A.4. "Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura".

Esistono molti articoli sull'argomento in genere non completamente esaustivi. Una analisi al passo di tutta la procedura analizzata per essere facilmente riprodotta in pratica e compresa nei dettagli è lo scopo di questo articolo.

Per ogni singolo meccanismo locale ritenuto significativo, il metodo si articola nei seguenti passi:

trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);

- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);

- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;

- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo), definito in seguito;

- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.

Per l'applicazione del metodo di analisi si ipotizza, in genere:

- resistenza nulla a trazione della muratura;

- assenza di scorrimento tra i blocchi;

- resistenza a compressione infinita della muratura.

Tuttavia, per una simulazione più realistica del comportamento, è opportuno considerare, in forma approssimata: almeno

c) la presenza di catene metalliche;

d) la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione;

Si ricorda che in base a quanto prescritto al punto 8.3 primo comma delle NTC 2008 per le costruzioni esistenti la valutazione della sicurezza può essere eseguita con i soli riferimenti agli SLU pur essendo auspicabile anche una verifica agli SLE.

13.2. Analisi cinematica lineare

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno si applicano ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica le seguenti forze: i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro; i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale); un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono trasmesse efficacemente ad altre parti dell'edificio; eventuali forze esterne (ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche); eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari). Assegnata una rotazione virtuale α_k al

generico blocco k, è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore α_0 si ottiene applicando il Principio dei lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \cdot \left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{x_i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \cdot \delta_{x_j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{y_i} - \sum_{h=1}^o F_h \cdot \delta_h = L_{fi} \quad (1)$$

dove:

- n è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- m è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- o è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- P_i è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);
- P_j è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- δ_{x_i} è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'i-esimo peso P_i , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- δ_{x_j} è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'j-esimo peso P_j , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- δ_{y_i} è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell'i-esimo peso P_i , assunto positivo se verso l'alto;
- F_h è la generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;
- δ_h è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la h-esima forza esterna, nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;
- L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne.

13.3. Analisi cinematica non lineare

13.3.1. RELAZIONE TRA IL MOLTIPLICATORE α E LO SPOSTAMENTO

Al fine di conoscere la capacità di spostamento della struttura fino al collasso attraverso il meccanismo considerato, il moltiplicatore orizzontale α dei carichi può essere valutato non solo sulla configurazione iniziale, ma anche su configurazioni variate della catena cinematica, rappresentative dell'evoluzione del meccanismo e descritte dallo spostamento d_k di un punto di controllo del sistema. L'analisi deve essere condotta fino al raggiungimento della configurazione cui corrisponde l'annullamento del moltiplicatore α , in corrispondenza dello spostamento d_{k0} .

In corrispondenza di ciascuna configurazione del cinematismo di blocchi rigidi, il valore del moltiplicatore α può essere valutato utilizzando l'equazione richiamata nell'analisi cinematica lineare, riferendosi alla geometria variata. L'analisi può essere svolta per via grafica, individuando la geometria del sistema nelle diverse configurazioni fino al collasso, o per via analitico-numerica, considerando una successione di rotazioni virtuali finite ed aggiornando progressivamente la geometria del sistema.

Se le diverse azioni (forze peso, azioni esterne o interne) vengono mantenute costanti all'evolversi del cinematismo, la curva che si ottiene è praticamente lineare; in tal caso, in via semplificata, è richiesta la sola valutazione dello spostamento d_{k0} per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore, e la curva assume la seguente espressione:

$$\alpha = \alpha_0 \cdot \left(1 - \frac{d_k}{d_{k0}} \right) \quad (2)$$

Tale configurazione può essere ottenuta esprimendo la geometria in una generica configurazione variata, funzione della rotazione finita $\theta_{k,0}$, applicando il Principio dei lavori

Virtuali, avendo posto $\alpha = 0$, e ricavando da tale equazione, in genere non lineare, l'incognita θ_{k0} .

Nel caso in cui si tenga in conto la progressiva variazione delle forze esterne con l'evolversi del cinematismo (ad esempio si consideri l'allungamento di una catena o la variazione del grado di ammorsamento fra due pareti), la curva potrà essere assunta lineare a tratti, valutandola in corrispondenza degli spostamenti per cui si verificano eventi significativi (ad esempio: snervamento della catena, rottura della catena, perdita dell'ammorsamento ecc.).

13.3.2. VALUTAZIONE DELLA CURVA DI CAPACITÀ (OSCILLATORE EQUIVALENTE)

Noto l'andamento del moltiplicatore orizzontale α dei carichi in funzione dello spostamento d_k del punto di controllo della struttura, deve essere definita la curva di capacità dell'oscillatore equivalente, come relazione tra l'accelerazione a^* e lo spostamento d^*

La massa partecipante al cinematismo M^* può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{xi} \right)^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{xi}^2} \quad (3)$$

dove:

-n+m è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;

- δ_{xi} è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'i-esimo peso P_i .

L'accelerazione sismica spettrale a^* si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore α e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo.

L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot FC} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} \quad (4)$$

dove:

-g è l'accelerazione di gravità;

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad (5)$$

è la frazione di massa partecipante della struttura;

-FC è il fattore di confidenza.

Nel caso in cui per la valutazione del moltiplicatore α non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza da utilizzare sarà comunque quello relativo al livello di conoscenza LC1.

Lo spostamento spettrale d^* dell'oscillatore equivalente può essere ottenuto come spostamento medio dei diversi punti nei quali sono applicati i pesi P_i , pesato sugli stessi⁹. In via approssimata, noto lo spostamento del punto di controllo d_k è possibile definire lo spostamento spettrale equivalente con riferimento agli spostamenti virtuali valutati sulla configurazione iniziale:

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{xi}^2}{\delta_{xk} \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{xi}} \quad (6)$$

dove n, m, P_i , δ_{xi} sono definiti come sopra e δ_{xk} è lo spostamento virtuale orizzontale del punto k, assunto come riferimento per la determinazione dello spostamento d_k .

⁹ Definizione incongruente con la successiva espressione matematica. La definizione è copiata dall'Ordinanza 3274 mentre la formula è stata giustamente corretta.

Nel caso in cui la curva presenti un andamento lineare (C8A.4.2), fatto che si verifica quando le diverse azioni vengono mantenute costanti, la curva di capacità assume la seguente espressione:

$$a^* = a_0^* \cdot (1 - d^*/d_0^*) \quad (7)$$

dove d_0^* è lo spostamento spettrale equivalente corrispondente allo spostamento d_{k0} .

Nel caso in cui siano presenti le forze esterne di entità variabile, la curva sarà di norma assunta lineare a tratti.

La resistenza e la capacità di spostamento relativa allo stato limite di danno e stato limite di salvaguardia della vita (rispettivamente SLD e SLV, paragrafi 2.1 e 2.2 della norma) è valutata sulla curva di capacità, in corrispondenza dei punti seguenti:

—SLD: dalla accelerazione spettrale a_0^* , corrispondente all'attivazione del meccanismo di danno;

—SLV: dallo spostamento spettrale d_u^* , corrispondente al minore fra gli spostamenti così definiti:

a) il 40 per cento dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale a^* , valutata su una curva in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso;

b) lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione (ad esempio, sfilamento di travi), nei casi in cui questo sia valutabile.

13.3.3. VERIFICHE DI SICUREZZA

Stato limite di danno

La verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite di danno è soddisfatta qualora l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo sia superiore all'accelerazione di picco della domanda sismica.

Qualora la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, l'accelerazione di attivazione del meccanismo viene confrontata con l'accelerazione al suolo, ovvero lo spettro elastico definito nel paragrafo 3.2.6 delle NTC 2008, valutato per $T=0$:

$$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S \quad (8)$$

- a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto (SLD) e della vita di riferimento come definiti al paragrafo 3.2 delle NTC 2008;

- S è definito al paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC 2008

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. In aggiunta alla formula di cui sopra, si verifica anche che:

$$a_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \quad (9)$$

dove:

- $S_e(T_1)$ è lo spettro elastico definito nel paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC 2008, funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto (in questo caso SLD 63%) e del periodo di riferimento V_R come definiti al paragrafo 3.2. delle NTC 2008, calcolato per il periodo T_1 ;

- T_1 è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;

- $\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\psi(Z)=Z/H$, dove H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;

- Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;

$-\gamma$ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma=3N/(2N+1)$, con N numero di piani dell'edificio).

Nel caso di meccanismi locali, lo stato limite di danno corrisponde all'insorgere di fessurazioni che non interessano l'intera struttura ma solo una sua parte; pertanto nel caso di edifici esistenti in muratura, anche in considerazione delle giustificate esigenze di conservazione, pur essendo auspicabile il soddisfacimento di questo stato limite, la sua verifica non è richiesta.

Stato limite di salvaguardia della vita

La verifica allo stato limite di salvaguardia della vita dei meccanismi locali, può essere svolta con uno dei criteri seguenti.

Verifica semplificata con fattore di struttura q (analisi cinematica lineare)

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite di salvaguardia della vita è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S/q \quad (10)$$

in cui a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto (SLV) e della vita di riferimento come definiti al paragrafo 3.2 delle NTC 2008, S è definito al paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC 2008e q è il fattore di struttura, che può essere assunto uguale a 2.0.

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. Una approssimazione accettabile consiste nel verificare, oltre alla formula precedente, anche la:

$$a_0^* \geq [S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma] / q \quad (11)$$

dove: $S_e(T_1)$, $\psi(Z)$ e γ sono definite come al punto precedente, tenendo conto che lo spettro di risposta è riferito alla probabilità di superamento del 10% (SLV) nel periodo di riferimento V_R .

Verifica tramite spettro di capacità (analisi cinematica non lineare)

La verifica di sicurezza dei meccanismi locali nei confronti dello stato limite di salvaguardia della vita consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo d_u^* del meccanismo locale e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante T_s . Definito lo spostamento $d_s^* = 0,4 \cdot d_u^*$ ed individuata sulla curva di capacità (vedi paragrafo "Analisi cinematica non lineare") l'accelerazione a_s^* , corrispondente allo spostamento d_s^* , il periodo secante è calcolato come

$$T_s = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} \quad (12)$$

La domanda di spostamento $\Delta_d(T_s)$ sarà così ottenuta:

-nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite di salvaguardia della vita si considera soddisfatta se:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) \quad (13)$$

dove S_{De} è lo spettro di risposta elastico in spostamento, definito al paragrafo 3.2.3.2.3 delle NTC 2008

-se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, deve essere considerato lo spettro di risposta in spostamento del moto alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo. Una approssimazione accettabile consiste nel verificare, oltre alla formula precedente, anche la:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \cdot \frac{T_s}{T_1}}} \quad (14)$$

14. Principi di riferimento

Quanto espresso nei paragrafi precedenti è indicato nella Circolare applicativa alle NTC 2008 al paragrafo C8A.4.2. Per procedere in pratica si ricordano due principi fondamentali della statica dei corpi:

1. *In fisica si dice che un sistema materiale è in equilibrio quando la sommatoria di tutte le forze esterne e quella di tutti i momenti esterni risultano nulli.*

In formule:

$$\begin{aligned} \sum F_{ext} &= 0 \\ \sum M_{ext} &= 0 \end{aligned} \quad (15)$$

A seconda del tipo di criticità del potenziale nel punto di equilibrio statico si distinguono tre casi: equilibrio stabile (potenziale minimo locale), equilibrio instabile (massimo locale o flesso orizzontale), equilibrio indifferente (potenziale localmente costante). Nel primo caso una piccola variazione delle condizioni causa un richiamo del sistema verso il punto di equilibrio; nel secondo caso un allontanamento dal punto di equilibrio; nel terzo le piccole variazioni portano a nuove configurazioni di equilibrio.

Le condizioni di equilibrio da ricercare, nel nostro caso, sono sempre condizioni di equilibrio instabile.

2. In alternativa può essere applicato il:

Principio dei lavori virtuali:

“Condizione necessaria e sufficiente per l’equilibrio di un sistema materiale qualsiasi è che la somma dei lavori di tutte le forze agenti su di esso sia nulla per qualunque insieme di spostamenti virtuali piccolissimi e possibili (compatibili con la compagine del sistema e con i vincoli esterni).”

15. Procedura

La procedura prevede (Circolare applicativa NTC 2008 C8.A.4):

1. Individuare parti di costruzione che possono essere interpretate come sistema labile (catena cinematica).

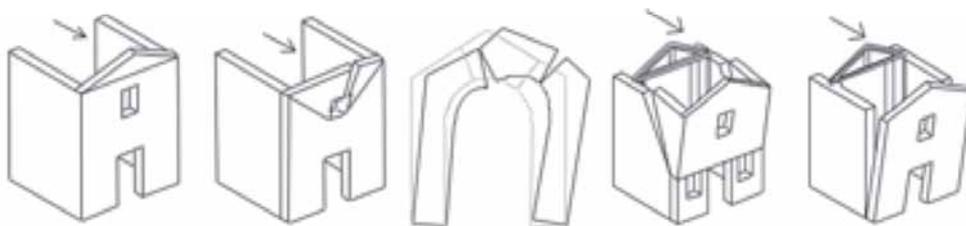


Figura 30 - Alcuni esempi di porzioni labili nelle costruzioni in muratura.

In figura alcuni esempi di porzioni labili che possono manifestarsi nelle costruzioni in muratura sotto azione sismica. La letteratura ne elenca molte altre.

2. Valutare il moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo
3. Valutare l'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza orizzontale.
4. Trasformare la curva così ottenuta in curva di capacità dell'oscillatore equivalente ovvero in accelerazione a^* e d^* spettrali.
5. Verifiche di sicurezza attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.

Si procede con considerazioni su esempi semplici.

Primo esempio: Muro tozzo (quadrato) con cerniera su uno spigolo.

L'equilibrio si realizza con $\alpha_0 = 1$

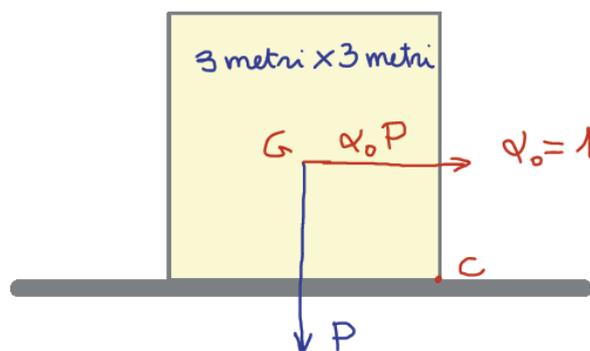


Figura 31 - Parete quadrata.

Si procede come segue:

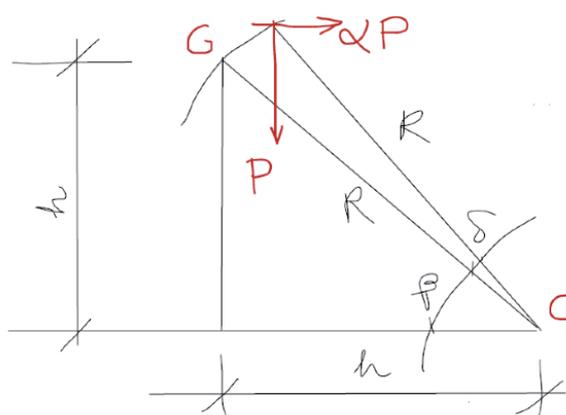


Figura 32- Schema geometrico

Se G è il baricentro del muro quadrato ed è anche il punto di controllo si hanno le formule seguenti:

Equilibrio dei momenti rispetto alla cerniera.

$$M_{stab} = M_{rov} \quad (16)$$

Con i simboli di figura e con una rotazione rigida del muro di valore δ si ha:

$$P \cdot R \cdot \cos(\beta + \delta) = \alpha \cdot P \cdot R \cdot \sin(\beta + \delta) \quad (17 \text{ da cui})$$

$$\alpha = 1 / \tan(\beta + \delta)$$

Lo spostamento orizzontale d_k del punto G risulta:

$$d_k = R \cdot [\cos \beta - \cos(\beta + \delta)] \quad (18)$$

$$\beta = 45^\circ$$

$$R = 1.5 / \cos(45) = 2,12 m \quad (19)$$

Il valore di δ che determina l'equilibrio $M_{stab} = M_{rov}$

è evidentemente $\delta = 45^\circ$ a cui corrisponde nella (17)

$$\alpha_0 = 1$$

La procedura ha dei limiti. L'azione del sisma è una sollecitazione dinamica che può essere trattata staticamente con approssimazioni. In sostanza i coefficienti di collasso che vengono calcolati staticamente, in realtà non sono tali, ma rappresentano dei valori vicini all'innesto del meccanismo di collasso.

Nell'esempio appena fornito l'uguaglianza della forza orizzontale con la forza verticale non innesca il ribaltamento. Per avere il ribaltamento è necessario che il corpo rigido cominci a ruotare intorno a C, ma questo comporta un innalzamento del baricentro, e quindi è necessaria ulteriore energia applicata al corpo per ottenere il ribaltamento. Si definisce questo meccanismo pseudoduttilità.

Si deve ancora considerare che affinché il danno si produca è necessario che l'azione aggiuntiva sia presente per un certo tempo. Di questo non si tiene conto nel calcolo statico. Abbiamo due equazioni parametriche in δ per cui con un semplice tabulato si possono determinare i valori per un numero discreto di punti essendo:

Angolo δ	α	dk
0	1,0000	0,00
9	0,7265	0,25
18	0,5095	0,54
27	0,3249	0,84
36	0,1584	1,17
45	0,0000	1,50

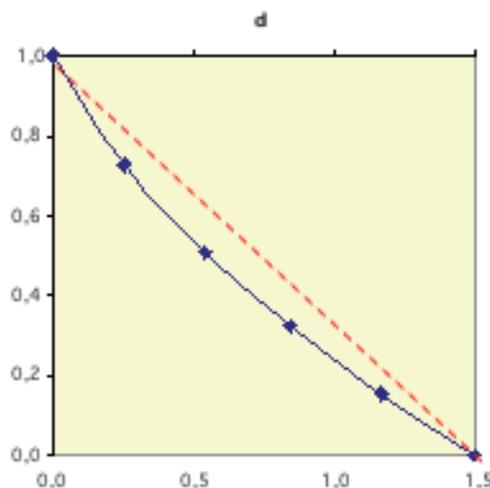


Figura 33 - Diagramma alfa d e in tratteggiato la linearizzazione

Come si vede dal grafico e dalle formule la relazione α d non è lineare.

Con modesta approssimazione si può considerare un andamento lineare.

In pratica si può scrivere l'equazione:

$$\alpha = \alpha_0 \cdot \left(1 - \frac{d_k}{d_{k0}}\right) \quad (20)$$

che è l'espressione matematica della linea rossa tratteggiata di figura.

Nei casi pratici, muri o catene cinematiche più snelle, l'approssimazione è molto maggiore di quella di figura.

Ricordando il punto 4 si deve poi trasformare la curva così ottenuta in curva di capacità dell'oscillatore equivalente ovvero in accelerazione a^* e d^* spettrali.

Allo scopo si deve determinare la massa partecipante al cinematismo.

Questa può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo come una forma modale di vibrazione.

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}\right)^2}{g \cdot \sum P_i \cdot \delta_{x,i}^2} \quad (21)$$

ove $\delta_{x,i}$ sono gli spostamenti virtuali orizzontali dei punti di applicazione dei pesi P_i

Se consideriamo l'esempio precedente della parete quadrata dove è stata concentrata l'intera massa in un solo punto, in tutta evidenza risulta:

$$M^* = \frac{P}{g}$$

Se consideriamo con maggiore approssimazione la massa suddivisa, ad esempio, in quattro fasce come in figura, si ha che lo spostamento virtuale è esprimibile genericamente nel nostro caso con l'espressione:

$$\delta_{x,i} = 2 \cdot R_i \cdot \sin \frac{\delta}{2} \cdot \cos \left(90 - \beta_i - \frac{\delta}{2}\right) \quad (22)$$

$$P_i = P / 4 \quad (23)$$

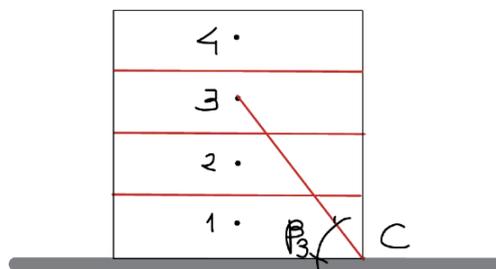


Figura 34 - Muro quadrato. Schema con suddivisione della massa in quattro fasce.

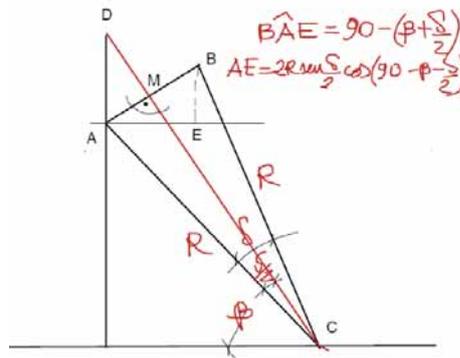


Figura 35 - Costruzione geometrica

Il risultato delle formule cambia con l'aumento della suddivisione, migliorando progressivamente l'approssimazione del risultato.

In sostanza si può compilare la seguente tabella:

N° conci	K
1	1
2	0,8
4	0,76

$$\text{Dove } K = \frac{(\sum_{x=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i})^2}{\sum P_i \cdot \delta_{x,i}^2} \quad (24)$$

E quindi

$$M^* = K \cdot \frac{P}{g} \quad (25)$$

dove P è il peso totale e g è l'accelerazione di gravità.

Esaminando i valori di K si vede dalla tabella, che l'espressione converge rapidamente con l'aumentare del numero delle fasce.

Secondo esempio: Si esamina una parete alta 3,0 metri e larga 60 cm. Con la stessa procedura si ottengono per K i medesimi risultati.

In sostanza nelle applicazioni pratiche la modesta suddivisione in elementi parziali porta a sopravvalutare (a favore della sicurezza) la massa coinvolta.

L'esempio proposto estremamente semplice ma con più elementi è più facilmente generalizzabile in uno dei tanti schemi descritti in normativa ed esplicitati in documenti specifici.¹⁰

Ipotizziamo che il sito su cui sorge il muro sia a Verona via Albere 25.

¹⁰ Allegato alle linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni. Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematica di analisi a cura di : L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli.

Si assumono i dati seguenti:

Classe dell'edificio: II Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti.

Vita nominale della struttura ≥ 50 anni

Periodo di riferimento $V_R = 50$ anni

"Stato Limite"	T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	30	0.052	2.368	0.280
SLD Danno	50	0.067	2.362	0.309
SLV Salvaguardia Vita	475	0.190	2.373	0.405
Prevenzione Collasso	975	0.259	2.358	0.424

Figura 36 - Parametri dell'azione sismica.

Si ipotizza per semplicità

Sottosuolo di categoria A superficie pianeggiante $S = S_s \cdot S_T = 1$; $C_c = 1$ (3.3.2.1 NTC 2008)

Quindi (NTC 2008):

SLD $T_B=0,103$ sec $T_C=0,309$ sec $T_D=1,868$ sec

SLV $T_B=0,135$ sec $T_C=0,405$ sec $T_D=2,360$ sec

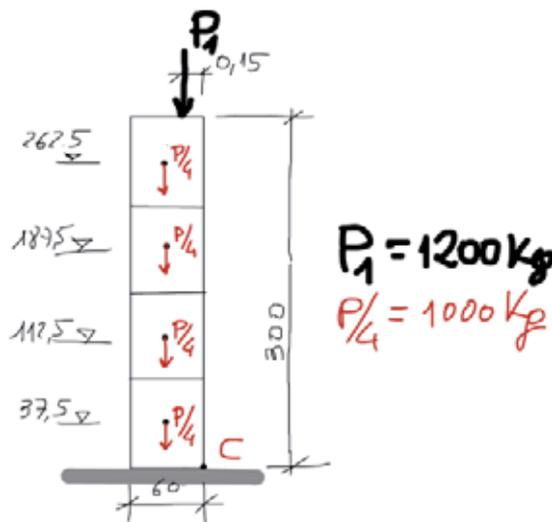


Figura 37 - La parete del secondo esempio con pesi e forza agente.

Si ipotizza una resistenza infinita della muratura sottostante e/o della fondazione e/o del terreno.

Nelle pratiche applicazioni è più corretto ipotizzare un diagramma delle pressioni più esteso ad esempio come nei due schemi di figura con uno spostamento della cerniera C all'interno della base b:

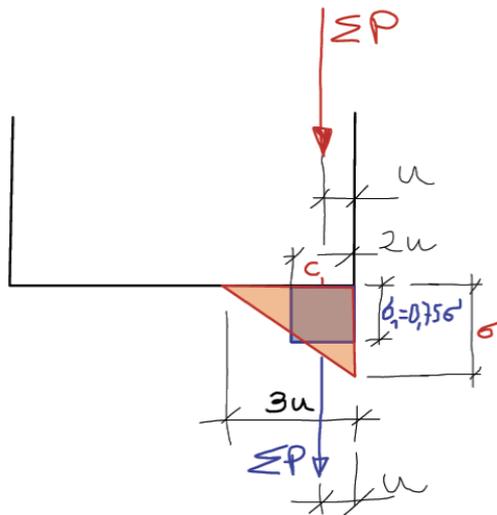


Figura 38 - Schemi dello stato tensionale alla base per definire la posizione della cerniera.

Si può scegliere uno dei due schemi di figura. Nell'ipotesi di carico triangolare la cerniera C è a distanza u dallo spigolo. Nell'ipotesi di reazione costante con valor medio pari a $0,75 \sigma_{\max}$ la posizione della risultante resta la stessa

Trascuriamo le ultime considerazioni facilmente applicabili in pratica e torniamo all'esempio.

Equilibrio dei momenti rispetto alla cerniera.

$$M_{stab} = M_{rov} \quad (26)$$

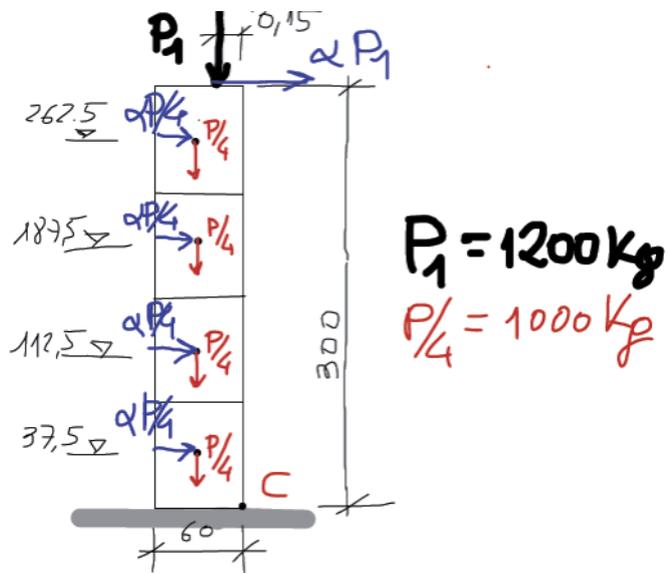


Figura 39 - Parametri e quote muro

Risulta:

P	e	P*e	h	P*h
kg	cm	Kgcm	cm	Kgcm
1200	15	1440000	300,0	360000
1000	30	1000000	262,5	262500
1000	30	1000000	187,5	187500
1000	30	1000000	112,5	112500
1000	30	1000000	37,5	37500
	Somma	5440000	Somma	960000

$$\alpha_0 = \frac{960000}{5440000} = 0,17 \quad (27)$$

Determinazione di M^*

$$M^* = \frac{(\sum_{x=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i})^2}{g \cdot \sum P_i \cdot \delta_{x,i}^2} \quad (28)$$

Assumendo $\delta = 2^\circ$ valore piccolo

Dalla seguente tabella si ottiene:

P	β	R	$\delta_{x,i} = 2 \cdot R \cdot \text{sen} \frac{\delta}{2} \cdot \cos (90 - \beta - \delta / 2)$	$P \cdot \delta_{x,i}$	$P \cdot \delta_{x,i}^2$
Kg	deg	cm	cm	Kgcm	Kgcm ²
1200	87,14	300,37	10,4832	12.580	131.877
1000	83,48	264,21	9,1935	9.194	84.521
1000	80,91	189,88	6,5771	6.577	43.258
1000	75,07	116,43	3,9609	3.961	15.689
1000	51,34	48,02	1,3446	1.345	1.808
			Somma	33.656	277.153

$$M^* = \frac{1}{g} \cdot \frac{(33.656)^2}{277.153} = \frac{4087}{g} \text{ Kg massa}$$

la frazione di massa partecipante è approssimativamente:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} = \frac{4087}{5200} = 0,786 \quad (29)$$

in linea con le precedenti considerazioni.

L'accelerazione sismica spettrale a_0^* si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore α_0 e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematisimo.

Per garantire un ulteriore coefficiente di sicurezza l'accelerazione che attiva il meccanismo si divide ulteriormente per il fattore di confidenza FC¹¹.

La formula è di conseguenza la seguente:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot FC} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} \quad (30)$$

La prima espressione della formula è $a = \frac{F}{M}$ nota espressione della seconda legge della dinamica, corretta con il parametro FC.

¹¹ Vedi C8A.1 dalla circolare alle NTC 2008

Nel nostro caso se assumiamo per FC il valore più cautelativo $FC = 1,35$:

$$a_0^* = \frac{0,176 \cdot g}{0,786 \cdot 1,35} = 0,17 \cdot g \quad (31)$$

Date le approssimazioni insite nel metodo non è ragionevole andare oltre la seconda decimale.

Come si vede dalla (30) una stima di massa partecipante più elevata del reale che avviene con suddivisione modesta delle masse partecipanti come esplicitato con le (24) e (25), è a favore della sicurezza perché diminuisce il valore di accelerazione che attiva il meccanismo. Lo stesso dicasi per FC.

Con riferimento al punto C8A.4.2.2 della circolare applicativa di NTC 2008 si ha:

Lo spostamento spettrale d^* dell'oscillatore equivalente può essere ottenuto come spostamento medio dei diversi punti nei quali sono applicati i pesi P_i pesato sugli stessi. In via **approssimata** noto lo spostamento del punto di controllo d_k è possibile definire lo spostamento spettrale equivalente con riferimento agli spostamenti virtuali sulla configurazione iniziale:

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{xi}^2}{\delta_{xk} \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{xi}} \quad (32)$$

dove δ_{xk} è lo spostamento virtuale orizzontale del punto k assunto come riferimento per la determinazione dello spostamento d_k .

Nell'Ordinanza 3274 del 2005 nell'allegato 11 C con esattamente le stesse parole si esprime d^* con una formula diversa ma più attinente alla definizione sottolineata:

Al punto C7.3.4.1 della circolare applicativa delle NTC 2008 si definisce il sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà, utilizzabile quando la massa coinvolta nel primo modo di vibrare è caratterizzata da una significativa partecipazione di massa come nel nostro caso.

Nelle definizioni del sistema equivalente si precisa che lo spostamento d^* del punto di controllo va corretto con una espressione del tipo

$$d^* = d_c / \Gamma \quad (33)$$

$$\Gamma = \frac{\sum_1^n M_i \cdot \Phi_i}{\sum M_i \cdot \Phi_i^2} \quad (34)$$

Utilizzando le stesse formulazioni si vede che è giusta la formula riportata nella circolare applicativa delle NTC 2008. Resta il fatto che non è stata corretta la definizione.

Gli esempi fatti in documenti di istruzione in vari corsi di aggiornamento, utilizzavano la espressione dell'ordinanza e poi in corsi successivi utilizzano la nuova espressione senza alcun commento.

Al punto C8A.4. delle istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008 si dice che il punto di controllo è usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse.

Si dice ancora: se le diverse azioni vengono mantenute costanti all'evolversi del cinematismo, la curva che si ottiene è pressoché lineare. In tal caso la curva di capacità assume la seguente espressione:

$$a^* = a_0^* \cdot (1 - d^* / d_0^*) \quad (35)$$

che è analoga all'espressione lineare di α

Esaminiamo il tutto nel nostro esempio.

Si sceglie il punto di controllo nel baricentro delle masse.

Posizione baricentro delle masse:

$$y_k = \frac{960000}{5200} = 184,6 \text{ cm} \quad R_k = \sqrt{184,6^2 + 30^2} = 187 \text{ cm} \quad \beta_k = 80,77^\circ \quad (36)$$

Si deve trovare l'angolo che annulla il momento stabilizzante:

$$M_s = \sum P_i \cdot R_i \cdot \cos(\beta + \theta)$$

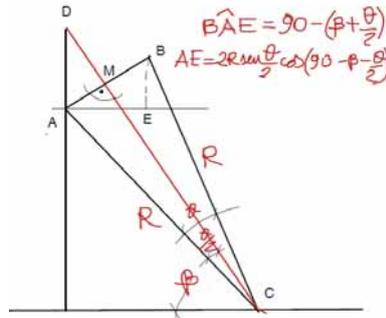


Figura 40 - Relazioni trigonometriche

Per ottenere il risultato si compila una tabella Excel e si varia l'angolo θ fino ad ottenere l'annullamento della somma dei termini dell'ultima colonna della tabella.

P	R	β	$\beta * \theta$	$P \cdot R \cdot \cos(\beta + \theta)$
Kg	cm			
1200	300,37	87,14	95,319	-33.415
1000	264,21	83,48	91,659	-7.650
1000	189,88	80,91	89,089	3.018
1000	116,43	75,07	83,249	13.687
1000	48,02	51,34	59,519	24.358
			Somma	-2

Con $\theta = 8,179$ gradi si ha l'annullamento del momento stabilizzante.

Noto l'angolo si ha anche lo spostamento del punto di controllo d_{k0} .

Nel nostro caso (vedi figura)

$$\text{Con } \beta_k = \arctan\left(\frac{184,6}{30}\right) = 80,77^\circ \quad (37)$$

$$d_{k0} = 2 \cdot y_k \cdot \sin\frac{\theta}{2} \cdot \cos\left(90 - \beta_k - \frac{\theta}{2}\right) \cong y_k \cdot \sin\theta \cong 26,3 \text{ cm} \quad (38)$$

dato che l'angolo è piccolo e la struttura snella.

Di conseguenza si determina d_{k0}^* spostamento spettrale dell'oscillatore equivalente con la formula

$$d_{k0}^* = d_{k0} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}{\delta_{xk} \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}} \quad (39)$$

Abbiamo già calcolato gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze per un angolo piccolo $\delta = 2^\circ$

Pi	$\delta_{x,i}$	$\delta_{x,i}^2$	$P_i \cdot \delta_{x,i}^2$	$P_i \cdot \delta_{x,i}$
Kg	cm	cm ²	Kgcm ²	Kgcm
1200	10,4832	109,90	131.877	12.580
1000	9,1935	84,52	84.520	9.194
1000	6,5771	43,26	43.258	6.577
1000	3,9609	15,69	15.689	3.961
1000	1,3446	1,81	1.808	1.345
		Somma	277.152	33.656

Con lo stesso metodo per lo stesso angolo $\delta = 2^\circ$ calcoliamo δ_{xk}

Risulta:

$$\delta_{xk} = 2 \cdot R_k \cdot \text{sen} \frac{\delta}{2} \cdot \cos(90 - \beta_k - \frac{\delta}{2}) \cong R_k \cdot \text{sen} \delta = 6,46 \text{ cm}^{12} \quad (40)$$

Risulta in definitiva:

$$d_{k0}^* = 26,3 \cdot \frac{277152}{6,46 \cdot 33656} = 33,5 \text{ cm} \quad (41)$$

se il calcolo fosse stato eseguito con la formula dell'Ordinanza il risultato sarebbe diverso

$$d_{k0}^* = 26,3 \cdot \frac{33656}{6,46 \cdot 5200} = 26,3 \text{ cm} \quad (42)$$

In questo secondo caso:

$$\frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}}{\delta_{xk} \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad (43)$$

Il rapporto di cui sopra è uguale a uno.

Infatti:

essendo δ

$$\delta_{xk} \cong R_k \cdot \text{sen} \delta \quad (44)$$

Essendo:

$$\frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} \cong \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot R_i \cdot \text{sen} \delta}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} = \frac{\text{sen} \delta \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot R_i}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad (45)$$

¹² E' stato assunto il valore esatto e non quello approssimato che sarebbe stato 6,52 cm.

$$R_k = \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot R_i}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad (46)$$

In sostanza lo spostamento spettrale dell'oscillatore sarebbe uguale allo spostamento del punto di controllo, operazione che giustificherebbe in senso pratico la scelta di far coincidere il punto di controllo con il baricentro delle masse.

La formulazione delle circolari applicative delle NTC 2008 fornirebbe per l'oscillatore, un valore dello spostamento d_{k0}^* per il quale si annulla il moltiplicatore, più elevato di quello determinato dall'ordinanza 3274. In base alle precedenti considerazioni e valida la formulazione delle NTC 2008.

La curva di capacità linearizzata dell'oscillatore è nel nostro esempio:

$$a^* = a_0^* \cdot (1 - d^* / 33,5) \quad (47)$$

$$a^* = 0,17 \cdot g \cdot (1 - d^* / 33,5) \quad (48)$$

16. Indici di sicurezza sismica

Prima di passare alle verifiche di sicurezza definiamo gli indici di sicurezza sismica.

L'indice di sicurezza sismica fornisce una indicazione sul livello di rischio sismico della costruzione.

Nel caso di analisi cinematica lineare l'indice di sicurezza sismica viene valutato come rapporto tra l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_0^* (capacità) e la domanda di accelerazione a .

$$I_s = \frac{a_0^*}{a} \quad (49)$$

Nel caso di analisi cinematica non lineare l'indice di sicurezza sismica viene valutato come rapporto tra la capacità di spostamento d_u^* e la domanda di spostamento $\Delta d(T_s)$.

$$I_s = \frac{d_u^*}{\Delta d(T_s)} \quad (50)$$

Se il rapporto $I_s > 1$ la verifica è soddisfatta, se $I_s < 1$ il valore indica la quota di domanda che è coperta dal cinematismo.

17. Verifiche di sicurezza:

17.1. Stato limite di danno SLD

L'espressione da verificare è la seguente:

$$a_0^* \geq a_{gSLD} \cdot S \quad (51)$$

In sostanza a livello del suolo la accelerazione di attivazione del meccanismo a_0^* dell'oscillatore equivalente, deve essere maggiore della accelerazione al suolo.

Nel nostro caso

Se il nostro muro ha la cerniera C a livello del suolo

$0,17 \geq 0,067$ **la disuguaglianza è verificata.**

Se il muro (più in generale la catena cinematica) ha il centro di rotazione in quota si deve tenere in conto che in quota, in generale la accelerazione è amplificata.

In questo caso si deve verificare anche la seguente espressione:

$$a_0^* \geq S_e(T1) \cdot \psi(z) \cdot \gamma \quad (52)$$

dove:

$S_e(T1)$ è lo spettro elastico allo SLD calcolato per il periodo T1 dell'intera struttura nella direzione considerata.

$\psi(z)$ è il primo modo di vibrare nella direzione considerata normalizzato ad uno in sommità dell'edificio.

In questo caso la accelerazione di attivazione del meccanismo a_0^* dell'oscillatore equivalente, deve essere maggiore della accelerazione dell'edificio, nel quale è posto il cinematismo corretto in funzione dell'altezza del cinematismo all'interno dell'edificio.

Approssimativamente può essere assunto $\psi(z) = \frac{z}{H}$

H è l'altezza della struttura dal piano di fondazione

Z è l'altezza rispetto alla fondazione dell'edificio del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura.

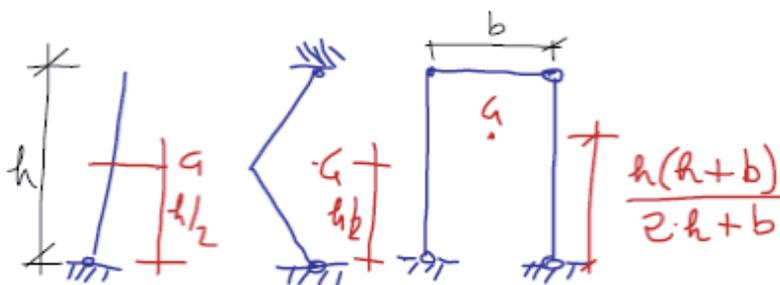


Figura 41 - Baricentro di alcuni cinematismi.

Negli esempi Z si ottiene sommando alla quota del piano sottostante dalla fondazione l'ordinata del baricentro.

γ è il coefficiente di partecipazione modale del primo modo di vibrare nella direzione considerata della struttura dell'edificio. In assenza di valutazioni più accurate può essere assunto:

$$\gamma = 3 \cdot N / (2 \cdot N + 1) \quad (53)$$

dove N è il numero di piani dell'edificio

Si può compilare la tabella che segue:

Dalla tabella si vede orientativamente l'effetto separato e complessivo dei due parametri γ e $\psi(z)$ nell'ipotesi di catena cinematica all'ultimo piano.

La correzione incrementa significativamente con l'altezza e con il numero dei piani.

N	γ	H	z	$\psi(z)$	$\gamma \cdot \psi(z)$
		m	m		
2	1,20	6	4,5	0,75	0,90
3	1,29	9	7,5	0,83	1,07
4	1,33	12	10,5	0,88	1,17
5	1,36	15	13,5	0,90	1,23

Proseguendo con l'esempio e considerando un edificio di tre livelli con la catena cinematica al secondo livello.

Altezza totale dell'edificio:

$$H = 3,00 \cdot 3 = 9m$$

altezza del baricentro del meccanismo

$$z = 3,00 \cdot 2 + 1,5 = 7,5 m$$

Stima del periodo di vibrazione (edificio in muratura 7.3.3.2 NTC 2008)

$$T_1 = 0,05 \cdot 9^{\frac{3}{4}} = 0,26 \text{ sec} \quad (54)$$

$$T_B=0,103 < T_1=0,26 < T_C=0,309 \quad (55)$$

L'espressione dell'accelerazione è di conseguenza:

$$S_e(T_1) = 0,067 \cdot 1 \cdot 2,373 = 0,159 \quad (56)$$

La verifica da effettuare è la seguente:

$$a_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \psi(z) \cdot \gamma \quad (57)$$

nel nostro caso confrontando il valore ricavato dalla (31 con il prodotto delle espressioni precedenti si ha:

$$a_0^* = 0,17 \geq 0,159 \cdot \frac{7,5}{9} \cdot 1,20 = 0,16^{13} \text{ in unità a/g} \quad (58)$$

la disuguaglianza è verificata.

“In caso di meccanismi locali, lo stato limite di danno corrisponde all'insorgere di fessurazioni che non interessano l'intera struttura ma solo una sua parte; pertanto nel caso di edifici esistenti in muratura, anche in considerazione delle giustificate esigenze di conservazione, pur essendo auspicabile il soddisfacimento di questo stato limite, la sua verifica non è richiesta (NTC 2008).

17.2.Stato limite di salvaguardia della vita SLV

17.2.1.VERIFICA SEMPLIFICATA CON FATTORE DI STRUTTURA (ANALISI CINEMATICA LINEARE)

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite di salvaguardia della vita è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S/q \quad (59)$$

¹³ Casualmente nel nostro esempio il prodotto di γ e $\psi(z)$ fornisce risultato 1. Normalmente è maggiore di 1.

in cui a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite di salvaguardia della vita SLV e q è il fattore di struttura, che può essere assunto uguale a 2.0.

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. Una approssimazione accettabile consiste nel verificare, oltre alla precedente, anche la:

$$a_0^* \geq [S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma] / q \quad (60)$$

dove: $S_e(T_1)$, $\psi(Z)$ e γ sono definite come al punto precedente, tenendo conto che lo spettro di risposta è riferito allo stato limite di salvaguardia della vita SLV.

Nel nostro caso a livello del suolo sempre con il valore della (31):

$$a_0^* = 0,17 \geq 0,190 \cdot 1/2,0 = 0,095 \quad \text{in unità a/g} \quad (61)$$

La disuguaglianza è verificata.

In sostanza a livello del suolo la accelerazione di attivazione del meccanismo a_0^* dell'oscillatore equivalente, deve essere maggiore della accelerazione al suolo.

Proseguiamo con il nostro esempio nell'ipotesi invece che il cinematismo sia anche in questo caso posto al secondo piano di un edificio di tre piani.

$$a_0^* = 0,17 \geq (0,19 \cdot 1 \cdot \frac{7,5}{9} \cdot 1,2) / 2 = 0,095 \quad \text{in unità a/g} \quad (62)$$

La disuguaglianza è verificata.

La accelerazione di attivazione del meccanismo a_0^* dell'oscillatore equivalente, deve essere maggiore della accelerazione dell'edificio, nel quale è posto il cinematismo corretto in funzione dell'altezza del cinematismo all'interno dell'edificio.

17.2.2. VERIFICA MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITÀ (ANALISI CINEMATICA NON LINEARE)

Si tratta di una verifica SLV

Si definisce una capacità di spostamento spettrale limite.

L'equilibrio è possibile lungo tutto il ramo della curva di capacità. Si osserva però che la domanda di spostamento si incrementa considerevolmente quando la capacità diminuisce. **Sulla base dei risultati di molte sperimentazioni e analisi dinamiche non lineari effettuate da vari sperimentatori (Doherty ed al. 2002, Griffith ed al. 2003, Restrepo-Vélez e Magenes 2004, Curti 2007) nella circolare applicativa delle NTC 2008 si è assunto come valore ultimo di collasso d_u^* il 40% dello spostamento spettrale d_{u0}^* che corrisponde all'annullamento della accelerazione spettrale della curva (linea) di capacità.**

$$d_u^* = 0,4 \cdot d_{u0}^* \quad (63)$$

Inoltre d_u^* deve anche essere compatibile con la funzionalità del cinematismo (esempio, sfilamento di travi)

Il performance point può essere ottenuto tramite uno spettro elastico (smorzamento 5%) considerando una rigidità secante equivalente.

In funzione di elaborazioni statistiche di studi di analisi dinamiche non-lineari con terremoti differenti è emerso che, al collasso, il periodo secante T_s , utile per la valutazione sullo spettro della domanda di spostamento, può essere definito sulla curva di capacità considerando il punto di coordinate:

$$d_s^* = 0,40 \cdot d_u^* \quad a_s^* = a_0^* \cdot \left(1 - \frac{d_s^*}{d_0^*}\right) \quad (64)$$

dal quale si ricava il periodo secante:

$$T_s = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} \quad (65)$$

Tale procedura risulta verificata sperimentalmente con buona approssimazione da parte di diversi autori.

La verifica di sicurezza del meccanismo locale rispetto allo SLV consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo d_u^* e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante T_s .

Definito lo spostamento $d_s^* = 0,4 \cdot d_u^*$ ed individuata sulla curva di capacità l'accelerazione a_s^* corrispondente allo spostamento d_s^* il periodo secante T_s è calcolato con la (63)

La domanda di spostamento sarà così ottenuta determinando sul prolungamento della secante il valore sull'asse delle d dell'ascissa corrispondente al punto di intersezione con lo spettro di risposta in spostamento.

Nel caso di cinematismi appoggiati a terra la verifica è soddisfatta se:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) \quad (66)$$

dove $S_{De}(T_s)$ è lo spettro elastico in spostamento.

Se invece il cinematismo è posto in quota, deve essere anche effettuata una seconda verifica che approssimativamente è la seguente:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \cdot \frac{T_s}{T_1}}} \quad (67)$$

I simboli sono già stati definiti tutti.

Procedendo con l'esempio:

In un diagramma spostamento accelerazioni le rette che hanno origine all'incrocio degli assi cartesiani rappresentano sistemi a periodo costante in base alla nota relazione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi}\right)^2 \quad (68)$$

Rappresentiamo ora con formule parametriche il nostro spettro di risposta in spostamento delle componenti orizzontali in SLV.

Si ha:

$$0 \leq T < 0,135$$

$$S_{De}(T) = 0,190 \cdot 9,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,373 \cdot \left[\frac{T}{0,135} + \frac{1}{1 \cdot 2,373} \cdot \left(1 - \frac{T}{0,135}\right) \right] \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi}\right)^2 \quad (69)$$

$$0,135 \leq T < 0,405$$

$$S_{De}(T) = 0,190 \cdot 9,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,373 \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi}\right)^2 \quad (70)$$

$$0,405 \leq T < 2,360$$

$$S_{De}(T) = 0,190 \cdot 9,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,373 \cdot \left(\frac{0,405}{T}\right) \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi}\right)^2 \quad (71)$$

$$2,360 \leq T$$

$$S_{De}(T) = 0,190 \cdot 9,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,373 \cdot \left(\frac{0,405 \cdot 2,360}{T^2} \right) \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi} \right)^2 \quad (72)$$

Inoltre:

$$S_e(T)/9,8 = SD_e(T) \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{T} \right)^2 \quad \text{in unità a/g} \quad (73)$$

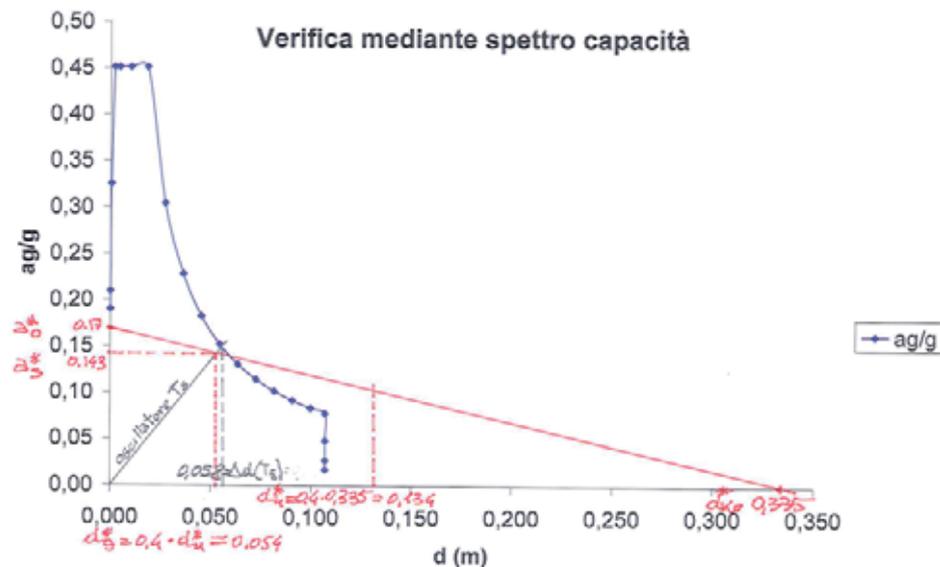


Figura 42 - Rappresentazione grafica della verifica con analisi cinematica non lineare.

La figura è la rappresentazione grafica di quanto espresso in precedenza.

Vanno ricordate la (31, la (41, la (63, la (64 e la (65.

Essendo $d_u^* = 0,4 \cdot d_{u0}^* = 0,4 \cdot 0,335 = 0,134$ con $d_{u0}^* = 33,5 \text{ cm} = 0,335 \text{ m}$ dalla (41.

Dalla figura si ricava:

$$T_s = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{0,054}{0,143 \cdot 9,81}} = 1,23 \text{ sec} \quad (74)$$

Nel nostro caso con il cinematisimo a livello del suolo si ha:

$$d_u^* = 0,134 > \Delta_d(T_s) = 0,058 \text{ m} \quad \text{la disuguaglianza è verificata}$$

L'indice di sicurezza sismica risulta:

$$I_s = \frac{0,134}{0,058} = 2,31 \quad (75)$$

Con il cinematisimo in quota considerando sempre un edificio a tre livelli con la catena cinematica al secondo livello.

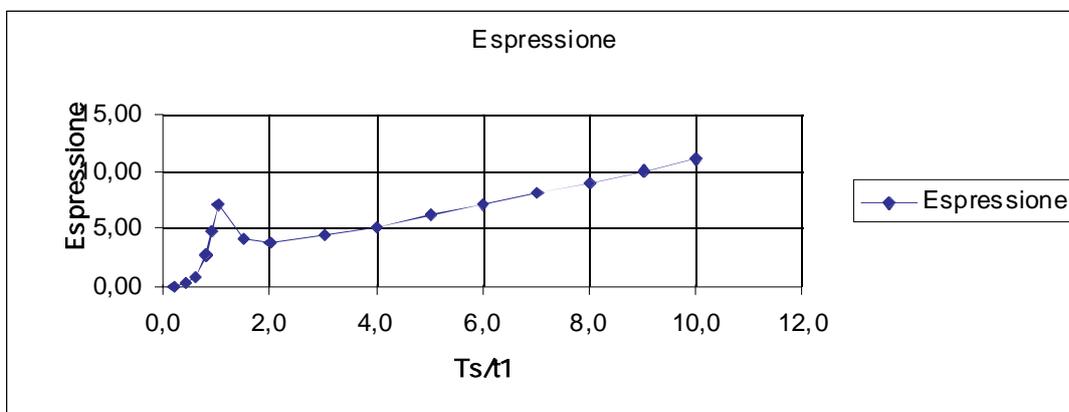
Ricordando che $T_1=0,26$ sec come già visto in precedenza, e $T_s=1,23$ sec la verifica da effettuare è:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \cdot \frac{T_s}{T_1}}} \quad (76)$$

La tabella che segue rappresenta graficamente in ordinate:

$$\text{l'espressione} \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \cdot \frac{T_s}{T_1}}} \quad (77)$$

in ascisse il rapporto T_s/T_1



L'andamento è curioso con una tendenza a crescere con il rapporto T_s/T_1 ma con una cuspidi di ordinata 7,07 in corrispondenza a $T_s/T_1=1$. Per i parametri ψ e γ l'andamento è già stato esemplificato nel capitolo 5.1.

Dove¹⁴:

$$S_{De}(0,26) = (0,190 \cdot 9,8) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,373 \cdot \left(\frac{0,26}{2 \cdot \pi}\right)^2 = 0,0076 \quad (78)$$

$$\psi(z) = \frac{4,5}{9} = 0,5$$

$$\gamma = 9/7 = 1,29$$

$$\frac{T_s}{T_1} = \frac{1,23}{0,26} = 4,73$$

¹⁴ La suddivisione con il calcolo separato dei vari coefficienti correttivi, ha lo scopo di fornire un'idea del diverso peso esercitato dagli stessi.

$$\frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \cdot \frac{T_s}{T_1}}} = 5,98 \quad (79)$$

Quindi:

$$d_U^* = 0,136 > 0,0076 \cdot 0,5 \cdot 1,29 \cdot 5,98 = 0,0076 \cdot 1,54 = 0,029 \text{ m la disuguaglianza è verificata}$$

L'indice di sicurezza sismica resta:

$$I_s = \frac{0,134}{0,058} = 2,31 \quad (80)$$

dato che la seconda verifica è aggiuntiva a quella precedente (circolare applicativa NTC 2008 C8A.4.2.3) che deve comunque essere rispettata e che nel caso specifico è prevalente.

17.3. Confronto dei risultati

Può essere utile effettuare qualche considerazione conclusiva.

Si può compilare la seguente tabella, nella quale l'indice di sicurezza sismica è stato approssimato volutamente, alla prima cifra dopo la virgola.

Verifica	I _s
SLD	2,5
SLV analisi cinematica lineare	1,8
SLV analisi cinematica non lineare	2,3

Nella tabella il raffronto è immediato. Si vede che le verifiche allo SLD e SLV cinematica non lineare sono abbastanza simili pur riferendosi a tipologie di analisi e parametri sismici differenti.

Le due analisi allo SLV presentano risultati differenti in un rapporto K tra loro pari a:

$$K = \frac{2,3}{1,8} = 1,3 \quad (81)$$

In sostanza l'analisi non lineare (più accurata) porta ad un indice di sicurezza sismica più elevato.

Nella pratica se è verificato l'indice della analisi cinematica lineare, non è necessario sviluppare la verifica con l'analisi cinematica non lineare. Se invece l'indice di sicurezza sismica è inferiore ad uno è opportuno effettuare la verifica con l'analisi cinematica non lineare che approssima maggiormente il risultato e quindi fornisce una determinazione dell'indice più accurata.

In altri esempi trattati in diversi articoli sull'argomento i risultati di esempi più articolati forniscono differenze anche molto maggiori di quelle qui riportate. Come considerazione finale si può considerare il risultato utile per effettuare valutazioni di sicurezza, ma l'ingegnere progettista deve considerare che molte condizioni alla base dell'analisi e l'analisi stessa, forniscono dei risultati indicativi ma abbastanza approssimati.

CAPITOLO III – Sismica. Elementi non strutturali.

18. Premessa

In questa nota si sviluppano considerazioni e si esaminano a fini pratici, le prescrizioni di cui al punto 7.2.3 delle NTC 2008 con riferimento alla seconda parte del punto, quello riferito agli elementi non strutturali. Le NTC 2008 riprendono quasi integralmente quanto previsto nell'Eurocodice 8 –1 al punto 4.3.5.2.

Gli elementi non strutturali vengono definiti dall'Eurocodice 8 appendici e vengono esemplificati: parapetti, frontespizi, antenne, appendici e attrezzature meccaniche, facciate continue, tramezzi, ringhiere, specificando ulteriormente che potrebbero in caso di crollo produrre rischi per le persone o influenzare il comportamento della struttura principale, lasciando su questa base discrezionalità al progettista. Per quanto riguarda la parte sottolineata la NTC 2008 fornisce precise istruzioni:

“Qualora la distribuzione dei tamponamenti di spessore superiore a 100 mm, sia fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al paragrafo 7.2.6. (NTC 2008 7.2.6 Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti).

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in altezza deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significativa riduzione del numero di tali elementi rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito si intende soddisfatto incrementando di un fattore 1,4 le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con riduzione dei tamponamenti.”

Questa parte delle NTC 2008 con le integrazioni dell'Eurocodice 8 è sufficientemente chiara.

Nei capitoli seguenti si esaminano le azioni sugli elementi non strutturali.

19. Normativa

“Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando a detti elementi una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = (S_a, W_a)/q_a \quad (82)$$

dove:

F_a è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

W_a è il peso dell'elemento;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (si veda il paragrafo 3.2.1);

q_a è il fattore di struttura dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per q_a si possono assumere i valori riportati nella tabella sottoriportata.

In mancanza di analisi più accurate S_a può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha \cdot S \{ [3 (1+Z/H)] / [1 + (1-T_a/T_1)^2] - 0,5 \} \geq \alpha \cdot S \quad (83)$$

dove:

α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (si veda il paragrafo 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel paragrafo 3.2.3.2.1;

T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (si veda il paragrafo 3.2.2);

H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre $Z = 0$.

Nella tabella sono riportati i valori di q_a per elementi non strutturali.

Elemento non strutturale	q_a
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramezzature e facciate	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggianti sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

E' opportuno confrontare questa tabella con quella dell'Eurocodice 8-1 che si riporta qui di seguito (punto 4.3.5.4).

prospetto 4.4 Valori di q_a per elementi non-strutturali

Tipologia di elementi non-strutturali	q_a
Parapetti a sbalzo o decorazioni; Insegne e cartelloni pubblicitari; Camini, pali e serbatoi su sostegni che si comportano come mensole libere per più di metà della loro altezza totale.	1,0
Muri esterni e interni; Tramezzi e facciate; Camini, pali e serbatoi su sostegni che si comportano come mensole libere per meno di metà della loro altezza totale o vincolate alla struttura in corrispondenza o sopra il loro baricentro; Elementi di ancoraggio per mobili e librerie sostenuti da pavimenti; Elementi di ancoraggio per controsoffitti e dispositivi di illuminazione.	2,0

Come si vede i due elenchi sono simili, con alcune espressioni che sono più corrette nel testo dell'Eurocodice:

Ciminiere (camini di elevata altezza per impianti industriali o navi! Devoto Oli) è mal tradotto.

I camini possono essere quelli di caldaie nel sottotetto o canne di ventilazione e/o di espulsione aria. La descrizione dell' Eurocodice è meglio interpretabile.

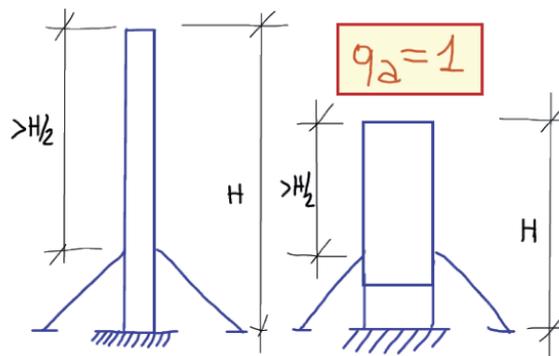


Figura 43 - Camini e serbatoi con $q_a=1$

20. Considerazioni e commenti.

Le prescrizioni prevedono con la formula 82, di applicare una forza orizzontale concentrata al centro di massa dell'elemento non strutturale. Se l'elemento è esteso, può essere suddiviso in conci con masse concentrate parziali. La lettura formale del testo non impedisce tale interpretazione. L'Ordinanza 3274 era esplicita in tal senso, infatti al punto 4.9 "l'effetto della azione sismica potrà essere valutatoconsiderando un sistema di forze proporzionali alle masse (concentrate o distribuite) dell'elemento non strutturale, la cui forza risultante F_a" Dato che il fattore di struttura esiste ed è caratterizzato da valori da 1 a 2, l'analisi si riferisce a SLV ed al corrispondente valore di a_g .

Se esaminiamo la seconda formula si vede che l'accelerazione massima non può essere inferiore al prodotto $a_g \cdot S$, cioè alla accelerazione orizzontale massima del terreno moltiplicata per il coefficiente S che tiene conto delle caratteristiche stratigrafiche e topografiche del suolo.

Dato che il valore $\alpha \cdot S$ è un valore minimo, l'espressione tra parentesi graffa della seconda formula non può essere inferiore ad uno.

E' interessante esaminare l'espressione sviluppando un grafico che consente di individuare la variabilità della funzione.

Dato che i parametri sono due e cioè $\frac{z}{H}$ e $\frac{T_a}{T_1}$ si è sviluppato un grafico con in ordinate il valore dell'espressione ed in ascisse il rapporto $\frac{T_a}{T_1}$. I grafici rappresentati sono tre in funzione di un rapporto $\frac{z}{H}$ pari a 0,3-0,6-0,9. Quindi con l'elemento non strutturale posto a varie altezze all'interno della struttura.

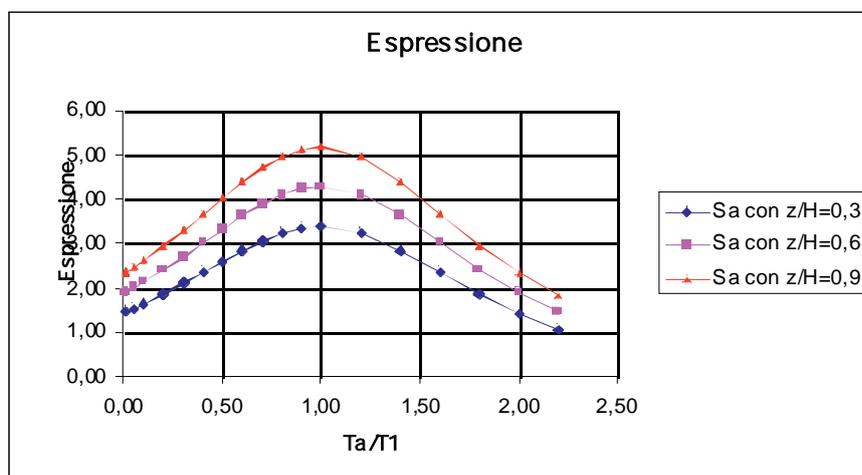


Figura 44 - Grafico dell'espressione $\{[3(1+Z/H)]/[1+(1-T_a/T_1)^2]-0,5\}$

Come si vede il campo dei valori superiori ad uno della espressione è molto vasto, si estende da valori prossimi a zero di $\frac{T_a}{T_1}$ fino a valori superiori a 2. Il valore massimo dell'espressione si ha per $\frac{T_a}{T_1}=1$. I valori più elevati sono quelli per elementi non strutturali prossimi alla sommità dell'edificio.

Consideriamo un edificio in c.a. di 4 e 6 piani, con un interpiano costante di 3,8 metri, con tutti i piani di uguale massa. Supponiamo di dover esaminare un tramezzo all'ultimo piano. Analizzando l'azione sismica con un calcolo statico lineare, si effettua un'analisi che prevede una distribuzione di forze orizzontali ai piani crescente linearmente con l'altezza.

Ipotizziamo che il sito su cui sorge l'edificio con il tramezzo sia a Verona via Albere 25.

Si assumono i dati seguenti:

Classe dell'edificio: II Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti.

Vita nominale della struttura ≥ 50 anni

Periodo di riferimento $V_R = 50$ anni

"Stato Limite"	T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	30	0.052	2.368	0.280
SLD Danno	50	0.067	2.362	0.309
SLV Salvaguardia Vita	475	0.190	2.373	0.405
Prevenzione Collasso	975	0.259	2.358	0.424

Figura 45 - Parametri dell'azione sismica.

Si ipotizza per semplicità

Sottosuolo di categoria A superficie pianeggiante $S = S_s \cdot S_T = 1$; $C_c = 1$ (3.3.2.1 NTC 2008)

Quindi (NTC 2008):

SLD $T_B=0,103$ sec $T_C=0,309$ sec $T_D=1,868$ sec

SLV $T_B=0,135$ sec $T_C=0,405$ sec $T_D=2,360$ sec

Altezze totali degli edifici:

per quattro piani $H=15,2$ m

per sei piani $H=22,8$ m

I corrispondenti periodi di vibrazione risultano circa:

$$T_1 = 0,075 \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

quattro piani

$$T_1 = 0,6 \text{ sec}$$

sei piani

$$T_1 = 0,8 \text{ sec}$$

Nell'ipotesi di calcolo statico lineare in un edificio a quattro piani al quarto piano l'azione orizzontale viene applicata ad una massa pari ad 1,6 volte la massa di piano (sequenza forze 1,6-1,2-0,8-0,4).

In un edificio a sei piani al sesto piano l'azione orizzontale viene applicata ad una massa pari ad 1,71 volte la massa di piano (sequenza forze 1,71-1,43-1,14-0,86-0,57-0,28)

Il periodo T_1 della struttura dell'edificio è compreso tra T_B e T_C con $F_0 = 2,37$ e ipotizzando per il fattore di struttura dell'edificio un valore $q=3$:

L'azione orizzontale da applicare all'ultimo piano è pari al il prodotto dei pesi di piano per l'accelerazione, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità:

$$a_g \cdot S \cdot 2,37 \cdot 1,6 / 3 = a_g \cdot S \cdot 1,26 = 0,19 \cdot 1 \cdot 1,26 = 0,24$$

per l'edificio a quattro piani

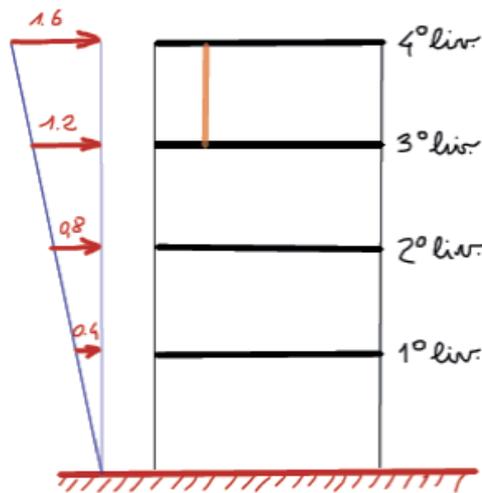


Figura 46 - Analisi statica lineare. Schema distributivo forze sismiche

$$a_g \cdot S \cdot 2,37 \cdot 1,71 / 3 = a_g \cdot S \cdot 1,35 = 0,19 \cdot 1 \cdot 1,35 = 0,26$$

per l'edificio a sei piani.

Si suppone di dover verificare un tramezzo in laterizio all'ultimo piano $h=3,5$ m $s=12$ cm con le seguenti caratteristiche:

Si considera un tramezzo eseguito con foratoni a 12 fori dimensioni $12 \cdot 25 \cdot 25$ cm, spessore nervature $0,8$ cm, come da figura.

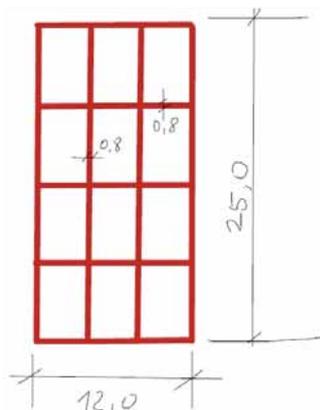


Figura 47 - Foratone per tramezzo

Si ha:

Peso parete (laterizi e malta)	93 Kg/m ²
Peso doppio intonaco 2 · 30	60 Kg/m ²
Peso totale	153 Kg/m ²
Peso parete alta 3,5 metri	535 Kg

Caratteristiche geometriche laterizio in sezione orizzontale:

$$A = 307 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$J = 5354 \text{ cm}^4/\text{ml}$$

$$W = 892 \text{ cm}^3/\text{ml}$$

Caratteristiche geometriche strato di malta tra i foratoni:

$$A = 1200 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$W = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

Modulo elastico approssimativo muratura tramezzo

$$E \cong 30000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vedi circolare applicativa NTC 2008 C8A.2)}$$

Il periodo di vibrazione T_a del tramezzo può essere stimato come segue:

$$\frac{1}{8} \cdot 153 \cdot 3,5^2 \cdot 234 \quad \text{m}$$

$$\delta_{st} = \frac{40}{384} \cdot \frac{23400 \cdot 350^2}{30000 \cdot 5354} = 1,$$

$$T_a = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\delta_{st}}{g}} \cong 0,2 \cdot \sqrt{1,9} = 0,28 \text{ sec}$$

Dalla formula (83) dell'espressione che maggiora il valore $\alpha \cdot S$ si ricava:

per l'edificio a quattro piani

$$\frac{T_a}{T_1} = 0,47 \quad \text{l'espressione con } Z/H=0,9 \text{ risulta } 3,95$$

per l'edificio a sei piani

$$\frac{T_a}{T_1} = 0,35 \quad \text{l'espressione con } Z/H=0,9 \text{ risulta } 3,51$$

Si può ora calcolare la forza F_a nei due casi:

Quattro piani:

$$F_a = 0,19 \cdot 1 \cdot 3,95 \cdot 535 / 2 = 0,37 \cdot 535 = 198 \text{ Kg}$$

Sei piani

$$F_a = 0,19 \cdot 1 \cdot 3,51 \cdot 535 / 2 = 0,33 \cdot 535 = 176 \text{ Kg}$$

Se si considera l'azione sismica applicata al tramezzo corrispondente a quella utilizzata per l'analisi statica dell'edificio al piano immediatamente sovrastante il tramezzo, si ha:

Quattro piani

$$F_a^* = 0,24 \cdot 535 = 128 \text{ Kg}$$

$$K = \frac{F_a}{F_a^*} = 1,55$$

Sei piani

$$F_a^* = 0,26 \cdot 535 = 139 \text{ Kg}$$

$$K = \frac{F_a}{F_a^*} = 1,26$$

In sostanza, in via del tutto indicativa, con un certo grado di approssimazione, si può assumere per le opere non strutturali, in fase di predimensionamento il valore previsto a quel piano per l'azione sismica valutata con il metodo statico lineare, moltiplicata per circa 1,5.

Per completare il calcolo bisogna provvedere a valutare i parametri di sollecitazione del tramezzo prodotti da $\sum \Delta F_a$ e sviluppare le verifiche di stabilità.

Nel caso del tramezzo se non si suddivide la forza nei vari elementi il parametro di sollecitazione flessionale andrebbe incrementato di un ulteriore coefficiente pari a 1,5 con una consistente maggiorazione degli sforzi (circa 2,25) rispetto alle azioni che si applicano alla struttura portante principale. Una maggiorazione rispetto alle azioni di piano relative al piano sovrastante nell'analisi statica lineare è opportuna, perché le strutture secondarie sono soggette a calcoli sommari, e quindi il coefficiente maggiorativi garantisce una maggior sicurezza, che potrebbe essere attenuata da un calcolo semplificato.

Calcolo del tramezzo.

Utilizziamo il valore più sfavorevole. Edificio di quattro piani. $F_a = 198 \text{ Kg}$

Il carico sismico distribuito è:

$$f_a = \frac{198}{3,5} \approx 57 \text{ Kg/cm}^2$$

Dallo schema di figura ricordando che si è assunto per il tramezzo $h=350 \text{ cm}$ $t=12 \text{ cm}$

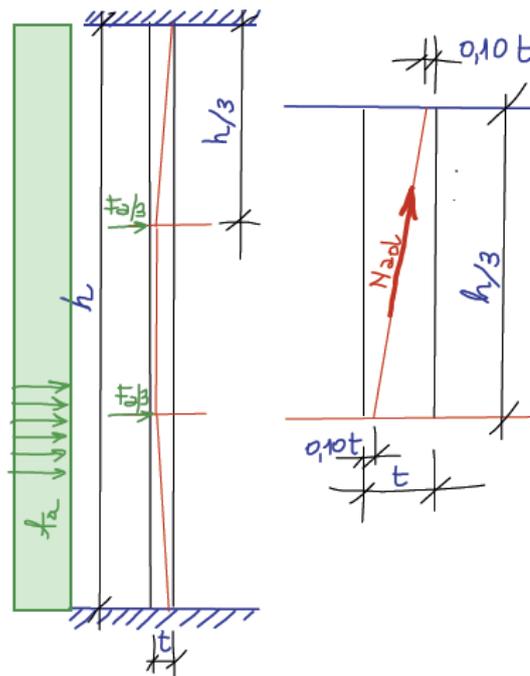


Figura 48 - Schema tramezzo, azione sismica e modello resistente schematico

Risulta uno schema approssimativo di equilibrio ad arco con due carichi concentrati pari a $F_a / 3 = 66 \text{ Kg}$

Lo schema fornisce per N_{ad} il valore:

$$N_{ad} = 66 \cdot \sin 4,7^\circ = 805 \text{ Kg / ml}$$

Essendo:

$$4,7^\circ = \arctan \frac{12 - 2 \cdot 1,2}{\frac{350}{3}}$$

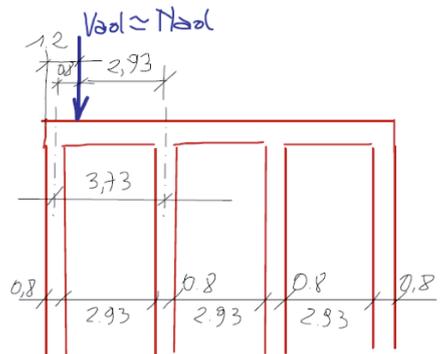


Figura 49 - Schema ripartizione sforzo normale sulle cartelline in laterizio.

$$\frac{2,93}{3,73} = 0,78$$

Nell'ipotesi schematica ad arco circa il 78% di N_{ad} si scarica sulla cartellina esterna del forato, e quindi risulterebbe sul solo laterizio:

Considerando un forato con quattro fori in altezza, la snellezza della cartellina esterna è $\frac{5,2}{0,8} = 6,5$ a cui consegue:

$$\phi = 0,94 \text{ (NTC 2008 4.5.6.2)}$$

Se si assume per il laterizio $f_k = 200 \text{ Kg / cm}^2$

$$\sigma_{dlat} = \frac{0,78 \cdot 805}{100 \cdot 0,8} \approx 7,8 \text{ Kg / cm}^2 \ll \frac{\phi \cdot f_k}{\gamma_M} \approx \frac{0,94 \cdot 200}{3} = 63 \text{ Kg / cm}^2$$

In alternativa in una banale verifica a flessione

Si avrebbe:

$$M = \frac{1}{8} \cdot 57 \cdot 3,5^2 = 87 \text{ Kg/m}$$

$$T = \frac{1}{2} \cdot 198 = 99 \text{ Kg/m}$$

A flessione risulterebbe una trazione:

$$\sigma_{trlat} = \frac{8700}{892} \approx 9,7 \text{ Kg / cm}^2 \text{ che non darebbe garanzie.}$$

La prima verifica è più attendibile e può essere considerata idonea.

Per quanto riguarda l'ancoraggio delle murature in sommità si può provvedere ad esempio con fascette in FRP ancorate al soffitto da disporre approssimativamente a passo di un metro.

L'azione del taglio è più difficilmente valutabile, così come l'azione della componente orizzontale della spinta dell'arco virtuale sulla cartellina di laterizio.

In sostanza i produttori di laterizio dovrebbero fornire prove sperimentali con malte di precisata qualità e sperimentare poche altezze, ad esempio 1,5-2,0-3,0-3,5,-4,0 m fornendo i valori resistenti limite di f_{ad} e/o di F_{ad}

Si ricorda che ai sensi delle NTC 2008 si deve verificare il tramezzo anche secondo il punto 3.1.4.1 Carichi variabili orizzontali:

“I carichi orizzontali lineari H_k , devono essere applicati a pareti - alla quota di 1,20 m dal rispettivo piano di calpestio - ed a parapetti o mancorrenti - alla quota del bordo superiore.

In proposito deve essere precisato che tali verifiche locali riguardano, in relazione alle condizioni d'uso, gli elementi verticali bidimensionali quali tramezzi, pareti, tamponamenti esterni, comunque realizzati, con esclusione di divisori mobili (che comunque devono garantire sufficiente stabilità in esercizio).

Il soddisfacimento della prescrizione può essere documentato anche per via sperimentale, e comunque mettendo in conto i vincoli che il manufatto possiede e tutte le risorse che il tipo costruttivo consente.”

Il carico lineare H_k è spesso prescritto con valore 200 Kg/ml e in alcuni casi anche 300 Kg/ml.

Qui deve essere considerato che le azioni orizzontali da valutare prescritte in normativa (assai eccessive in verità) sono azioni di esercizio e quindi vanno maggiorate nella verifica agli SLU per un coefficiente $\gamma_Q = 1,5$. In questo caso dato che l'azione è prescritta a 1,20 m dal piano di calpestio non esiste alternativa alle prove sperimentali.

Inoltre la condizione di carico di cui al punto 3.1.4.1 delle NTC 2008 potrebbe essere la più sfavorevole.

Riferimenti bibliografici

1. CIRCOLARE MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI 2 febbraio 200 N. 617 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
2. Comportamento fuori piano di tamponamenti in muratura di laterizio. F. da Porto, E. Barbiero, M. Dalla Benetta, C. Modena.
3. DECRETO MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE 14 gennaio 2008 Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.
4. EN 1996-1-1:2005 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata. Resistenza meccanica di blocchi forati a fori orizzontali N. Canal.- Consorzio Poroton.
5. *Allegato alle linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni*. Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematica di analisi a cura di : L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli. 2010.
6. *Circolare 2 febbraio 2009 Istruzioni per l'applicazione delle " Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D. M. 14 gennaio 2008*.
7. *Esempio di calcolo su rafforzamento locale di edifici in muratura con tiranti*. M. Munari, G. Bettioli, F da Porto, L. Milano, C. Modena. 2010.
8. *Eurocodice 8 UNI EN 1998-1*
9. *Eurocodice 8 UNI EN 1998-3*
10. *I livelli di valutazione LV. Analisi territoriale a supporto della programmazione. Sicurezza sismica del manufatto per il progetto di miglioramento e conservazione*. S. Lagomarsino. 2008
11. *Impiego di metodi semplificati per la valutazione della risposta non lineare di edifici in c.a.* A.M. Avossa. M. Ferraioli, P. Marangone. Congresso CTE Mantova 2002
12. *Manuale d'uso del Programma c-Sisma 3.0 PRO. Procedura automatica per il calcolo e la verifica di meccanismi di pareti in muratura* Novembre 2009
13. *Università degli studi di Padova. Sviluppo di procedure per valutazioni sistematiche di vulnerabilità sismica di edifici esistenti in muratura*. G. Leonardi, M. R. Valluzzi. Dottorando M. Munari
14. *Valutazione del livello di rischio sismico di edifici storici tramite analisi globale e locale*. C. Demoni, B. Belletti 2009
15. *Analisi statica non lineare*. T. Albanesi, C. Nuti 2007
16. *Criteri di Progettazione Antisismica degli Edifici*. L. Petrini, R. Pinho, G. M. Calvi. 2004.
17. *Elementi di costruzioni antisismiche*. M Como, G. Landi. 1982
18. *Ingegneria delle strutture*. Elio Giancreco. 2002
19. *Una più semplice procedura per la valutazione della risposta sismica delle strutture attraverso analisi statica non lineare*. M. Bosco, A. Ghersi, E. M. Marino. 2007.



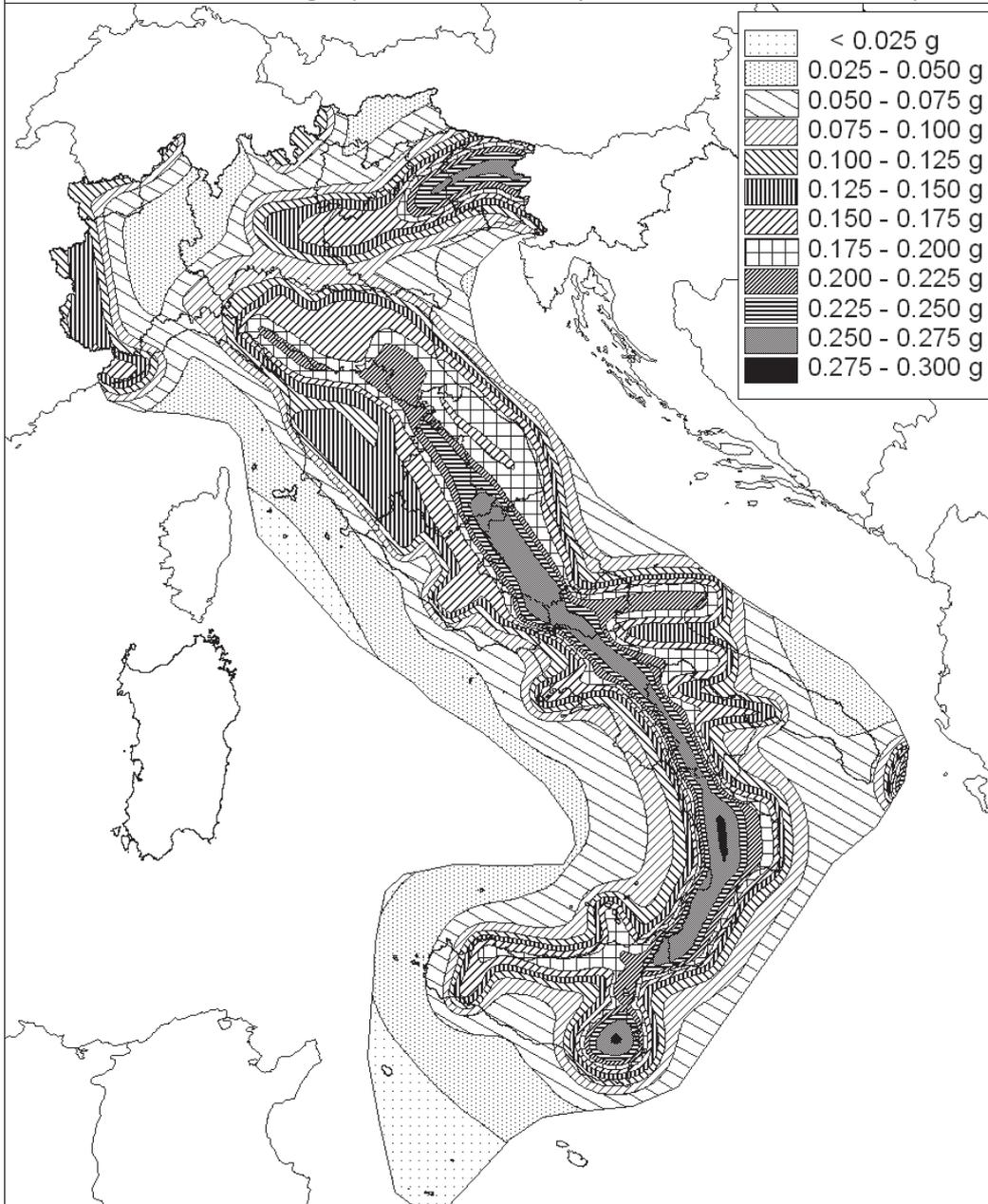
ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Mapa di pericolosità sismica del territorio nazionale

(riferimento: Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n.3519, All.1b)

espressa in termini di accelerazione massima del suolo
con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni

riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s; cat.A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005)



Notiziario dell'Ordine Ingegneri
di Verona e Provincia

Dicembre 2012 - N° 116