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:

-$Se(T_1)$ 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;

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

Nel caso di meccanismi locali, lo stato limite 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:

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

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:

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

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:

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

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).

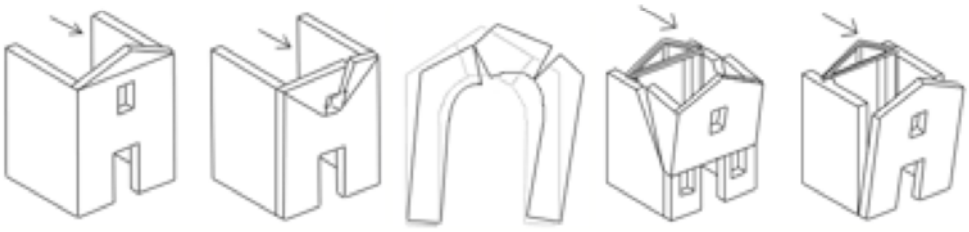


Figura 30 - Alcuni esempi di porzioni labili nelle costruzioni in muratura.

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 cosi 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 α_0 =1

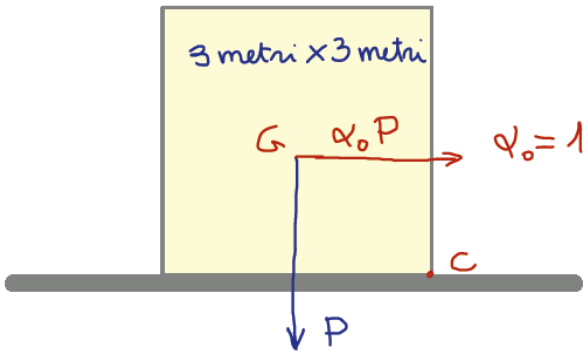


Figura 31 - Parete quadrata.

Si procede come segue:

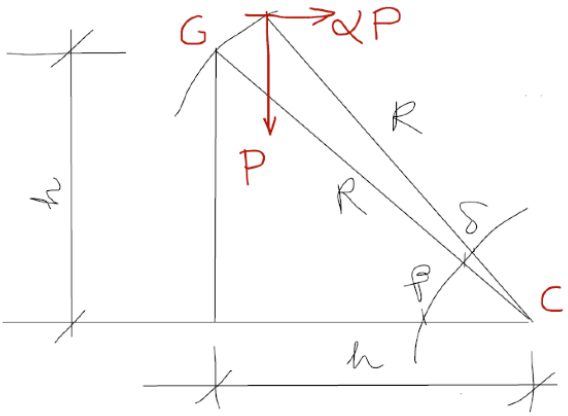


Figura 32- Schema geometrico

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.

$M_{stab} = M_{rov}$ (16

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

$P \cdot R \cdot \cos(\beta + \delta) = \alpha \cdot P \cdot R \cdot sen(\beta + \delta)$ (17 da cui

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

Lo spostamento orizzontale d_k del punto G risulta:

$d_k = R \cdot \lfloor \cos\beta - \cos(\beta + \delta) \rfloor$ (18

$\beta = 45°$

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

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

è evidentemente δ =45° 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

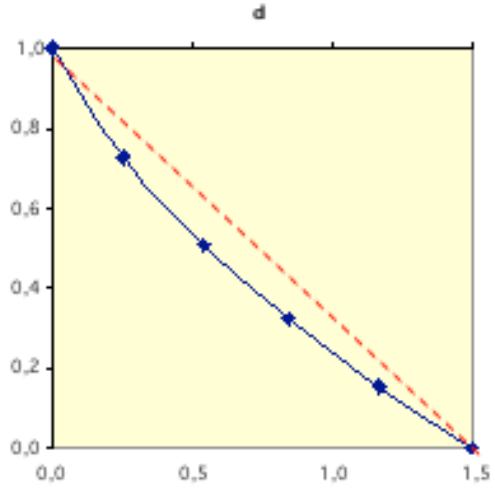


Figura 33 - Diagramma alfa d e in tratteggiato la linearizzazione

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 cosi ottenuta in <u>curva di capacità</u> 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.

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

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

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

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

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:

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

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

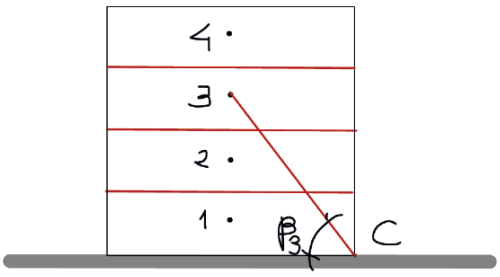


Figura 34 - Muro quadrato. Schema con suddivisione della massa in quattro fasce.

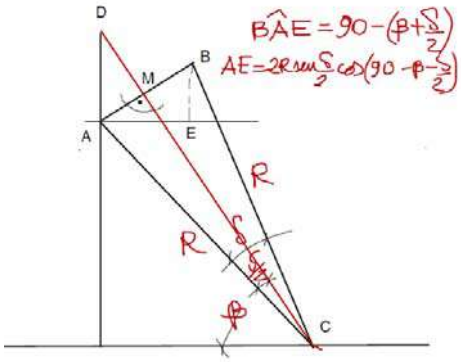


Figura 35 - Costruzione geometrica

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

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

E quindi

$M^* = K \cdot \frac{P}{g}$ (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]
Operativitá	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

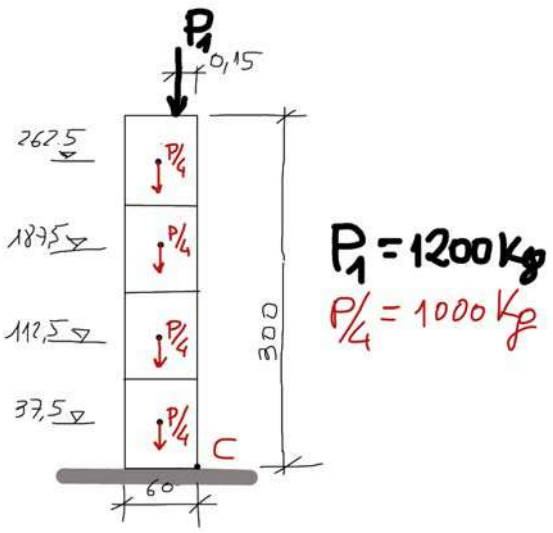


Figura 37 - La parete del secondo esempio con pesi e forza agente.

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:

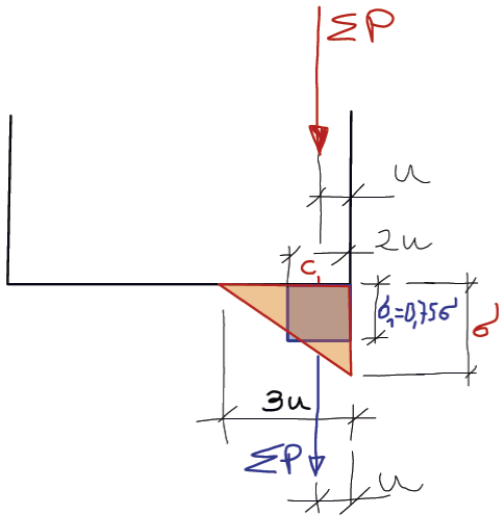


Figura 38 - Schemi dello stato tensionale alla base per definire la posizione della cerniera.

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 σ_{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.

$M_{stab} = M_{rov}$ (26

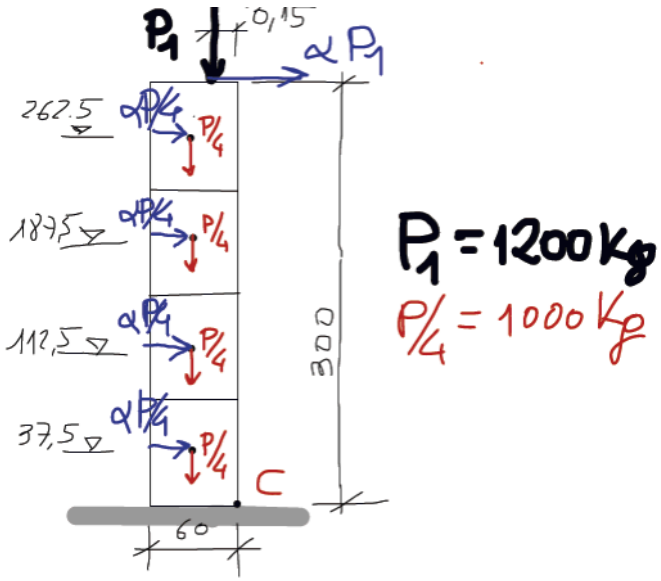


Figura 39 - Parametri e quote muro

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 $\delta = 2°$ valore piccolo

Dalla seguente tabella si ottiene:

P	β	R	$\delta_{x,i} = 2 \cdot R \cdot sen\frac{\delta}{2} \cdot \cos(90 - \beta - \delta/2)$	$P \cdot \delta_{x,i}$	$P \cdot \delta_{x,i}^2$
Kg	deg	cm	cm	Kgcm	Kgcm2
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

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

la frazione di massa partecipante è approssimativamente:

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

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 cinematismo.

Per garantire un ulteriore coefficiente di sicurezza l'accelerazione che attiva il meccanismo si divide ulteriormente per il fattore di confidenza FC[11].

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:

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

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:

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

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

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

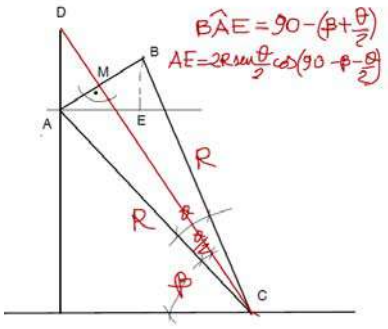


Figura 40 - Relazioni trigonometriche

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)

Con $\beta_k = \arctan(\frac{184,6}{30}) = 80,77$:(37

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

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

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

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

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

Pi	$\delta_{x,i}$	$\delta^2_{x,i}$	$Pi \cdot \delta^2_{x,i}$	$P_i \cdot \delta_{x,i}$
Kg	cm	cm2	Kgcm2	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 $\delta = 2°$ calcoliamo δ_{xk}

Risulta:

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

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

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

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

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

Essendo:

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

[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 circolare applicativa 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 $\Delta d(T_s)$.

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

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.

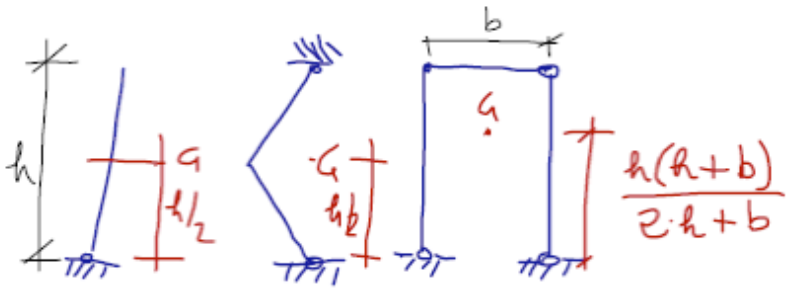


Figura 41 - Baricentro di alcuni cinematismi.

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)

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

$T_B=0{,}103<T_1=0{,}26<T_C=0{,}309$ (55

L'espressione dell'accelerazione è di conseguenza:

$$S_e(T1) = 0{,}067 \cdot 1 \cdot 2{,}373 = 0{,}159 \quad (56$$

La verifica da effettuare è la seguente:

$$a_0^* \geq S_e(T1) \cdot \psi(z) \cdot \gamma \quad (57$$

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

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

la disuguaglianza è verificata.

"In caso di meccanismi locali, lo stato limite 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:

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

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.**

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

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 rigidezza 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:

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

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 cosi 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:

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

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

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

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

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

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

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

$2{,}360 \leq T$

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

Inoltre:

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

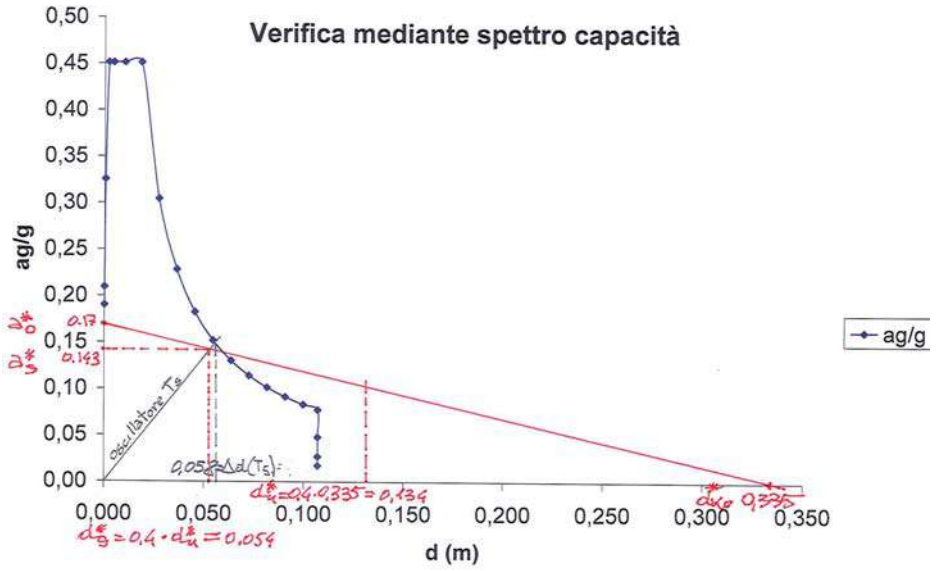


Figura 42 - Rappresentazione grafica della verifica con analisi cinematica non lineare.

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 $d_{u0}^* = 33{,}5$ cm $= 0{,}335$ 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 <u>con il cinematismo a livello del suolo</u> si ha:

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

L'indice di sicurezza sismica risulta:

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

Con il <u>cinematismo in quota considerando sempre un edificio a tre livelli con la catena cinematica al secondo livello.</u>

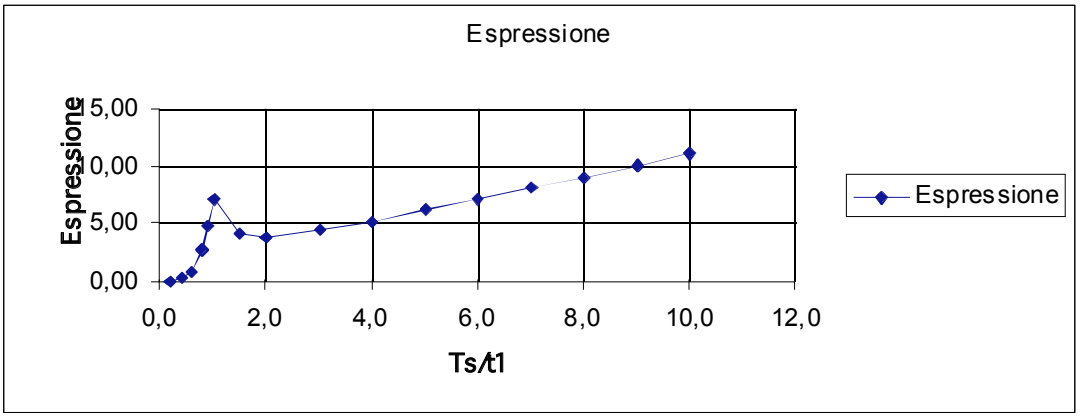
Ricordando che T_1=0,26 sec come gia visto in precedenza, e T_s=1,23 sec la verifica da effettuare è:

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

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 Ts/T1 ma con una cuspide di ordinata 7,07 in corrispondenza a Ts/T1=1. Per i parametri ψ e γ l'andamento è già stato esemplificato nel capitolo 5.1.

Dove[14]:

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

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

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

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

[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:

$d_u^* = 0{,}136 > 0{,}0076 \cdot 0{,}5 \cdot 1{,}29 \cdot 5{,}98 = 0{,}0076 \cdot 1{,}54 = 0{,}029$ 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	Is
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	qa
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.

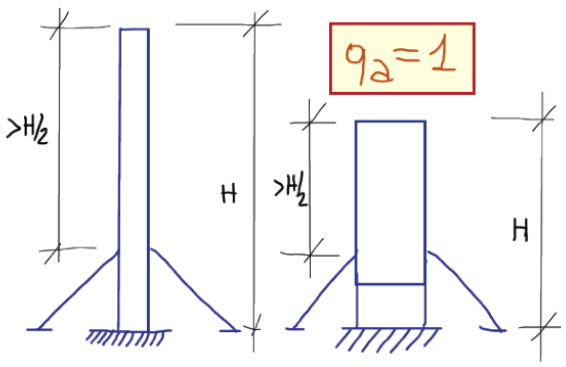


Figura 43 - Camini e serbatoi con q_a=1

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 valutato ……considerando 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.

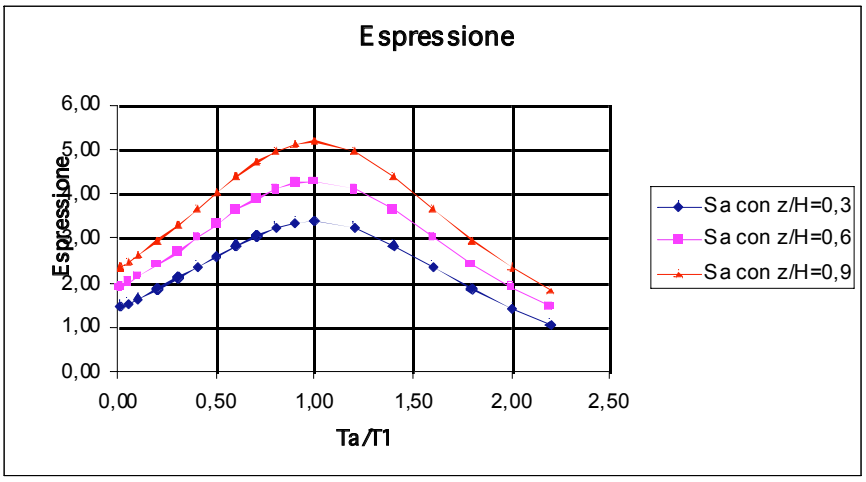


Figura 44 - Grafico dell'espressione $\{[3\ (1+Z/H)]/[1+\ (1-T_a/T_1^2]-0,5\}$

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 $\geq$ 50 anni

Periodo di riferimento V_R =50 anni

"Stato Limite"	T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operativitá	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

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

sei piani

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

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

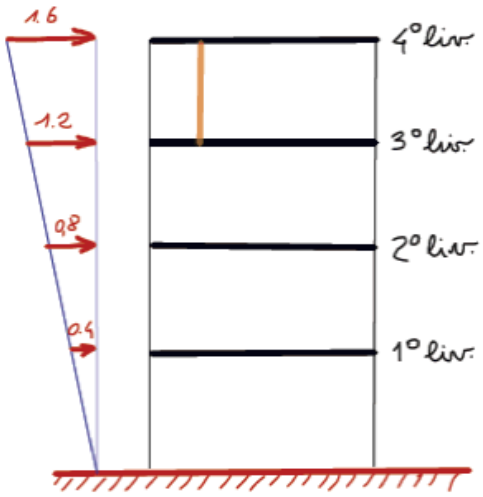


Figura 46 - Analisi statica lineare. Schema distributivo forze sismiche

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

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.

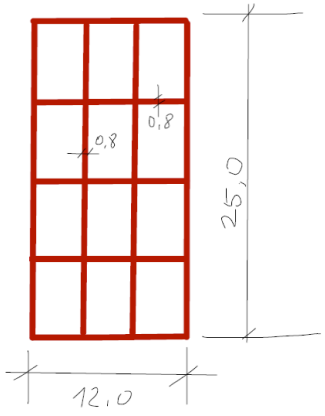


Figura 47 - Foratone per tramezzo

Si ha:

Peso parete (laterizi e malta) 93 Kg/m^2

Peso doppio intonaco $2 \cdot 30$ 60 Kg/m^2

Peso totale 153 Kg/m^2

Peso parete alta 3,5 metri 535 Kg

Caratteristiche geometriche laterizio in sezione orizzontale:

$A = 307$ cm^2/ml

$J = 5354$ cm^4/ml

$W = 892$ cm^3/ml

Caratteristiche geometriche strato di malta tra i foratoni:

$A = 1200$ cm^2/ml

$W = 2400$ Kg/cm^2

Modulo elastico approssimativo muratura tramezzo

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

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

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

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

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

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

per l'edificio a quattro piani

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

per l'edificio a sei piani

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

Si può ora calcolare la forza F_a nei due casi:

Quattro piani:

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

Sei piani

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

$F_a^* = 0{,}24 \cdot 535 = 128$ Kg $\qquad K = \dfrac{F_a}{F_a^*} = 1{,}55$

Sei piani

$F_a^* = 0{,}26 \cdot 535 = 139$ Kg $\qquad K = \dfrac{F_a}{F_a^*} = 1{,}26$

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 peri 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 soprastante 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. $F_a = 198$ 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 cm t=12 cm

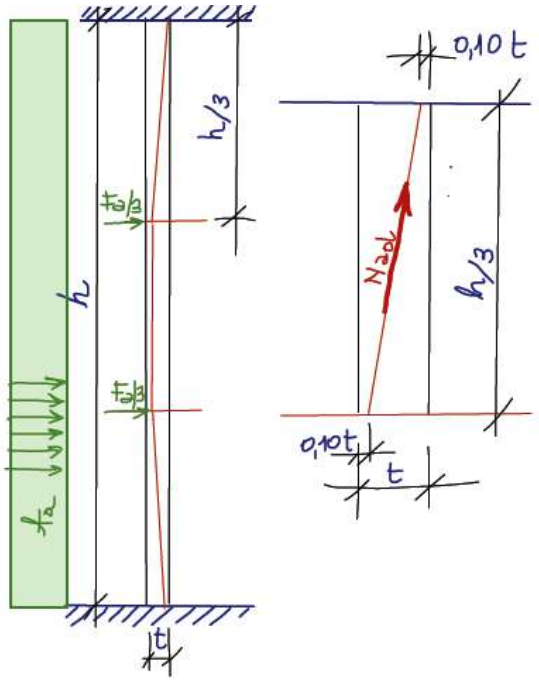


Figura 48 - Schema tramezzo, azione sismica e modello resistente schematico

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:

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

Essendo:

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

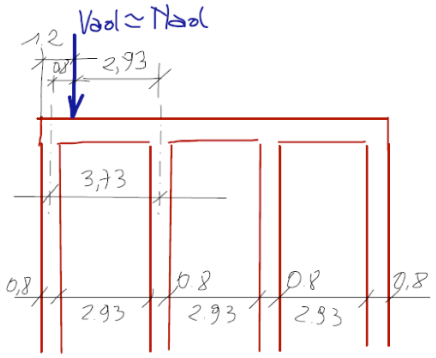


Figura 49 - Schema ripartizione sforzo normale sulle cartelline in laterizio.

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

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:

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

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

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

In alternativa in una banale verifica a flessione

Si avrebbe:

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

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

A flessione risulterebbe una trazione:

$\sigma_{trlat} = \frac{8700}{892} \approx 9{,}7\,Kg/cm^2$ 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."

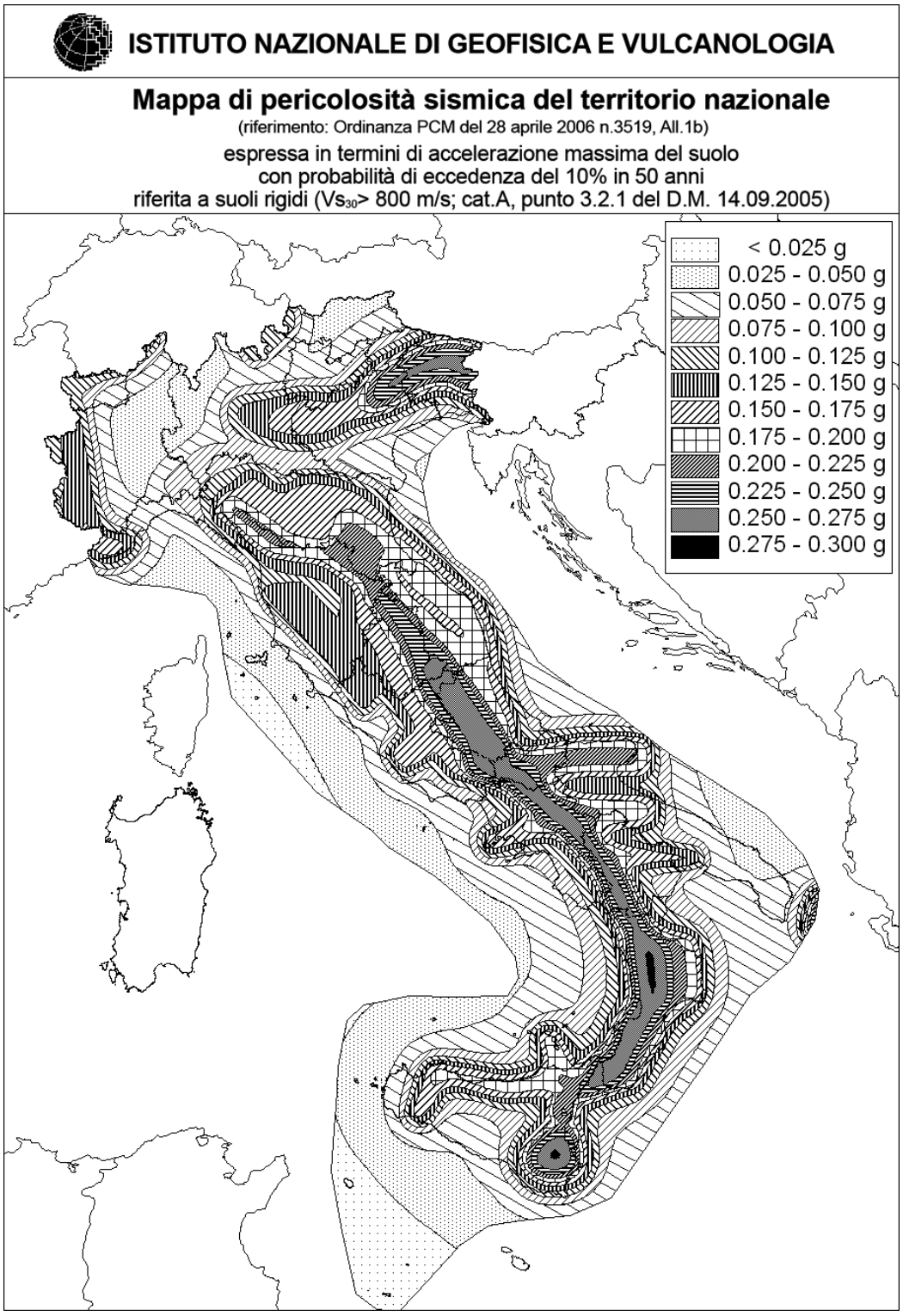
Il carico lineare H_k è spesso prescritto con valore 200 Kg/ml e in alcuni casi anche 300 Kg/ml.

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. 617Istruzioni 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. Bettiol, 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 r 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.



Notiziario dell'Ordine Ingegneri
di Verona e Provincia

Dicembre 2012 - N° 116