



Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 2246A

ANNO: 2017

A P P U N T I

STUDENTE: Aimar Mauro

MATERIA: Sismica - Esercizi - Prof. Ceravolo

Il presente lavoro nasce dall'impegno dell'autore ed è distribuito in accordo con il Centro Appunti.

Tutti i diritti sono riservati. È vietata qualsiasi riproduzione, copia totale o parziale, dei contenuti inseriti nel presente volume, ivi inclusa la memorizzazione, rielaborazione, diffusione o distribuzione dei contenuti stessi mediante qualunque supporto magnetico o cartaceo, piattaforma tecnologica o rete telematica, senza previa autorizzazione scritta dell'autore.

ATTENZIONE: QUESTI APPUNTI SONO FATTI DA STUDENTIE NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.

APPUNTI DELL'ESERCITAZIONE PROGETTUALE: ANALISI
SISMICA DI UN EDIFICIO ESISTENTE SECONDO NORMATIVA
*Con la descrizione delle verifiche strutturali per gli edifici in
muratura*

- *Stato limite di vita (SLV)*, corrispondente a danni importanti negli elementi strutturali e non, con perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Per il calcolo delle capacità degli elementi si utilizzano i valori medi delle proprietà dei materiali esistenti, ottenuti dalle prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive e divisi per il Fattore di Confidenza, che è definito in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Il calcolo delle sollecitazioni indotte dall'azione sismica è eseguito secondo il metodo dell'analisi dinamica modale.

Il rilievo valuta la presenza o meno di elementi di collegamento trasversali, la forma, tipologia e dimensione degli elementi, la tessitura, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la qualità e consistenza della malta.

A questi, si aggiungono la caratterizzazione di malte e di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) mediante prove sperimentali.

A seconda del livello di approfondimento dell'indagine, si distinguono due tipi di verifiche.

3. *Indagini in-situ limitate*, basate su rilievi superficiali di tipo visivo che si integrano a informazioni di letteratura sulle proprietà dei materiali.
4. *Indagini in-situ estese*, basate su rilievi di tipo visivo applicati in modo sistematico all'intero edificio, integrati con prove non distruttive eseguite su ogni tipologia di muratura nell'edificio.
5. *Indagini in-situ esaustive*, basate su rilievi di tipo visivo applicati in modo sistematico all'intero edificio, integrati con prove non distruttive e prove distruttive eseguite su ogni tipologia di muratura nell'edificio, in modo da ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale.

Definizione del livello di conoscenza

Con riferimento al livello di indagine effettuato, si può dedurre il livello di conoscenza acquisito (tratto da (Circolare 02/02/2009 n.617, Appendice C8A.1.A.4).

Rilievo geometrico	Rilievo dei dettagli costruttivi	Rilievo delle proprietà dei materiali	Livello di conoscenza
Rilievo strutturale	Verifiche in-situ limitate	Indagini in-situ limitate	LC1
	Verifiche in-situ estese ed esaustive	Indagini in-situ estese	LC2
		Indagini in-situ esaustive	LC3

A partire dal livello di conoscenza, si possono definire una serie di aspetti fondamentali nell'analisi di sicurezza (Ordinanza n. 3431/2005, par. 11.5.3).

- *Metodo di analisi.*
- *Fattore di confidenza FC.*
- *Valori di riferimento dei parametri meccanici* di resistenza e deformabilità della muratura, definiti in riferimento alla Tabella C8A.1.1 della Circolare 02/02/2009 n.617.

Livello di conoscenza	Metodi di analisi	Fattore di confidenza	Rilievo delle proprietà dei materiali	
			Resistenza	Modulo elastico
LC1	Tutti	1,35	Valore minimo di norma	Valore medio di norma
LC2		1,20	Valore medio di norma	Valore medio di norma o media delle prove
LC3		1,00	-	Valore medio di norma o media delle prove

Rilievo dell'esistente per le strutture in calcestruzzo armato

La valutazione è svolta sulla base di tre aspetti fondamentali.

- Rilievo della geometria dell'edificio.
- Rilievo dei dettagli costruttivi.
- Definizione delle proprietà meccaniche dei materiali.

Le fonti da considerare per la acquisizione dei dati necessari sono documenti di progetto, elaborati grafici strutturali, rilievo strutturale geometrico e dei dettagli esecutivi e prove in-situ e in laboratorio.

Rilievo geometrico

Il rilievo geometrico studia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, secondo diversi aspetti (Circolare 02/02/2009 n.617, Appendice C8A.1.B.1).

- Identificazione dell'organismo strutturale e verifica del rispetto dei criteri di regolarità (DM 14/01/2008, par. 7.2.2).
- Identificazione delle strutture di fondazione.
- Informazione sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi delle armature, delle proprietà meccaniche dei materiali e dei collegamenti.

Rilievo dei dettagli strutturali

I dettagli strutturali sono i seguenti (Circolare 02/02/2009 n.617, Appendice C8A.1.B.1).

- Quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura, i collegamenti tra elementi strutturali diversi e la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti.
- Informazioni su possibili difetti nei particolari costruttivi (dettagli delle armature, eccentricità travi-pilastro, eccentricità pilastro-pilastro, collegamenti trave-colonna e colonna-fondazione, etc.).
- Informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale incluso il valore delle eventuali azioni sismiche di progetto.
- Informazione sulla natura e l'entità di eventuali danni subiti in precedenza e sulle riparazioni effettuate.

A seconda del livello di approfondimento dell'indagine, si distinguono tre casi (Circolare 02/02/2009 n.617, Appendice C8A.1.B.3).

1. I dettagli non sono disponibili da disegni costruttivi e sono ricavati sulla base di un progetto simulato eseguito secondo la pratica dell'epoca della costruzione. È richiesta una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti.
I dati raccolti saranno tali da consentire verifiche locali di resistenza.
2. I dettagli sono noti da un'estesa verifica in-situ oppure parzialmente noti dai disegni costruttivi originali incompleti. In quest'ultimo caso viene effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti.
I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.
3. I dettagli sono noti o da un'esaustiva verifica in-situ oppure dai disegni costruttivi originali. In quest'ultimo caso è effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti.

Rilievo geometrico	Rilievo dei dettagli costruttivi	Rilievo delle proprietà dei materiali	Livello di conoscenza
Rilievo strutturale	1	1	LC1
	2	2	LC2
	3	3	LC3

A partire dal livello di conoscenza, si può definire una serie di aspetti fondamentali nell'analisi di sicurezza.

- *Metodo di analisi.*
- *Fattore di confidenza FC.*

Livello di conoscenza	Metodi di analisi	Fattore di confidenza
LC1	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2	Tutti	1,20
LC3		1,00

Le proprietà meccaniche dei materiali sono derivate direttamente dalle prove in sito.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
13.3944

LATTITUDINE
42.366

Ricerca per comune

REGIONE
Abruzzo

PROVINCIA
L'Aquila

COMUNE
L'Aquila

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

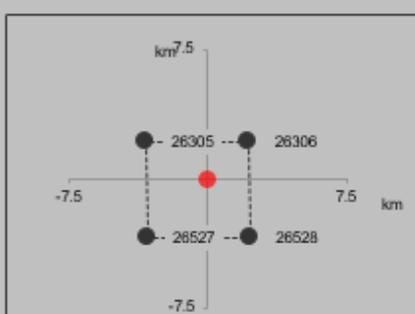
Interpolazione

superficie rigata



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Fase 2: Scelta della strategia di progettazione

Nella seconda fase, si impostano i parametri necessari alla definizione del periodo di ritorno dell'azione sismica di progetto, che consente la selezione dei parametri di pericolosità nel sito di interesse (a_g , F_0 e T_c^*).

- *Vita nominale della costruzione* V_N , corrispondente a 50 anni per le strutture ordinarie.
- *Coefficiente d'uso* della costruzione c_U , che dipende dal tipo d'uso. Per gli edifici a uso civile, esso è pari a 1.

Tali parametri sono descritti nel par. 2.4 del DM 14/01/2008.

In questo modo, il foglio di calcolo restituisce i periodi di ritorno dell'azione sismica per i vari stati limite di esercizio e stati limite ultimo.

In particolare, a ciascuno stato limite si associa una probabilità di superamento P_{V_R} dell'azione sismica di progetto nel periodo di riferimento V_R (SLO: 81%; SLD: 63%; SLV: 10%; SLC: 5%). Il periodo di riferimento V_R è definito come prodotto tra la vita nominale V_N e il coefficiente d'uso c_U (Circolare 02/02/2009 n.617, par. C3.2.1).

$$V_R = V_N c_U$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica è in seguito calcolato attraverso la seguente relazione.

- **Componente orizzontale**, in cui si può impostare la definizione dello spettro di risposta di progetto come spettro di risposta elastico (impiegato per le verifiche a SLO e SLD) o lo spettro di risposta inelastico (impiegato per le verifiche a SLV e SLC).

Nel caso di spettro inelastico, è richiesta l'introduzione del *Fattore q_0* , ossia del *fattore di struttura* (di seguito, sono date alcune indicazioni per la sua stima).

Inoltre, la voce *Regol. in altezza* richiede di specificare se l'edificio sia regolare o meno in altezza. Tale condizione consente di definire un coefficiente K_R che trasforma il valore iniziale del fattore di struttura in un valore di progetto (DM 14/01/2008, par. 7.3.1).

$$q = K_R q_0$$

Il coefficiente K_R è pari a 1 negli edifici regolari in altezza; pari a 0,8 altrimenti.

La condizione di regolarità è specificata nel par. 7.2.2 del DM 14/01/2008. In breve, un edificio si può ritenere regolare in altezza se tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (le pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio, massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente dalla base alla cima dell'edificio e non si osservano restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio da un piano al successivo.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato SLV ▼ info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo A ▼ info	S _s = 1.000	C _c = 1.000 ▼ info
Categoria topografica T1 ▼ info	h/H = 0.000	S _T = 1.000 ▼ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 η = 1.000 ▼ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 3 Regol. in altezza sì ▼ info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q 1.5 η = 0.667 ▼ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

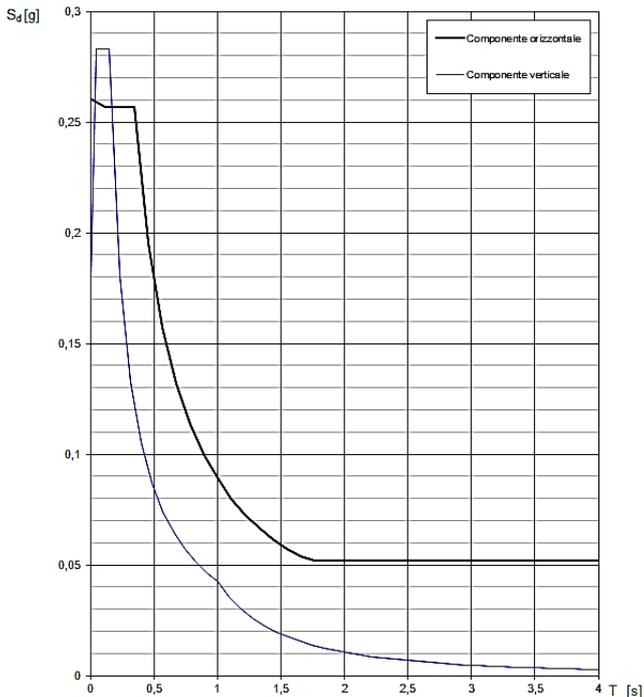
INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

I punti dello spettro possono poi essere esportati.

Stima del fattore di struttura per gli edifici in muratura

Il valore massimo q_0 del fattore di struttura è valutato secondo una formulazione dipendente dalla tipologia strutturale.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,261 g
F_0	2,364
T_C	0,347 s
S_S	1,000
C_C	1,000
S_T	1,000
q	2,400

Parametri dipendenti

S	1,000
η	0,417
T_B	0,116 s
T_C	0,347 s
T_D	2,643 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6, §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,261
0,116	0,257
0,347	0,257
0,456	0,195
0,565	0,157
0,675	0,132
0,784	0,113
0,893	0,100
1,003	0,089
1,112	0,080
1,221	0,073
1,331	0,067
1,440	0,062
1,549	0,057
1,659	0,054
1,768	0,052
1,877	0,052
1,987	0,052
2,096	0,052
2,205	0,052
2,315	0,052
2,424	0,052
2,533	0,052
2,643	0,052
2,707	0,052
2,772	0,052
2,836	0,052
2,901	0,052
2,966	0,052
3,030	0,052
3,095	0,052
3,160	0,052
3,224	0,052
3,289	0,052
3,354	0,052
3,418	0,052
3,483	0,052
3,548	0,052
3,612	0,052
3,677	0,052
3,741	0,052
3,806	0,052
3,871	0,052
3,935	0,052
4,000	0,052

Passo 4: Modellazione della struttura e valutazione delle caratteristiche dinamiche

Il primo passo dell'analisi modale consiste nel calcolo delle caratteristiche dinamiche, ossia delle frequenze e delle caratteristiche modali. Per fare questo, è necessario calcolare la matrice di massa e la matrice di rigidità.

Le ipotesi tipicamente assunte sono le seguenti.

- Si assume un *comportamento diaframmatico dei solai*, in cui i piani possono subire delle traslazioni senza deformazioni, quando è presente un getto di calcestruzzo avente uno spessore adeguato. Tale ipotesi è valida in caso di *edificio sufficientemente regolare*.
Ad esempio, un edificio con pianta a L non è regolare perché non è possibile associare un solo spostamento per piano e quindi non vale l'ipotesi di comportamento diaframmatico. D'altra parte, se la L è poco pronunciata, l'ipotesi è ancora accettabile.
- Le masse si assumono concentrate a livello dei piani. In altri termini, si assume che le membrature siano elementi dotati di sola rigidità e privi di massa e la loro massa è tenuta conto nella massa di piano.

Alla luce di queste ipotesi, ciascun piano ha 3 gradi di libertà, cioè lo spostamento in direzione x , lo spostamento in direzione y e la rotazione nel piano φ . Di fatto, ciascun piano può assumere soltanto un moto di rototraslazione nel piano.

Ciò si traduce, per un edificio a 3 piani che soddisfa tali requisiti, in un totale di 9 gradi di libertà e dunque in 9 forme modali e 9 frequenze.

Modellazione della struttura per edifici in calcestruzzo armato

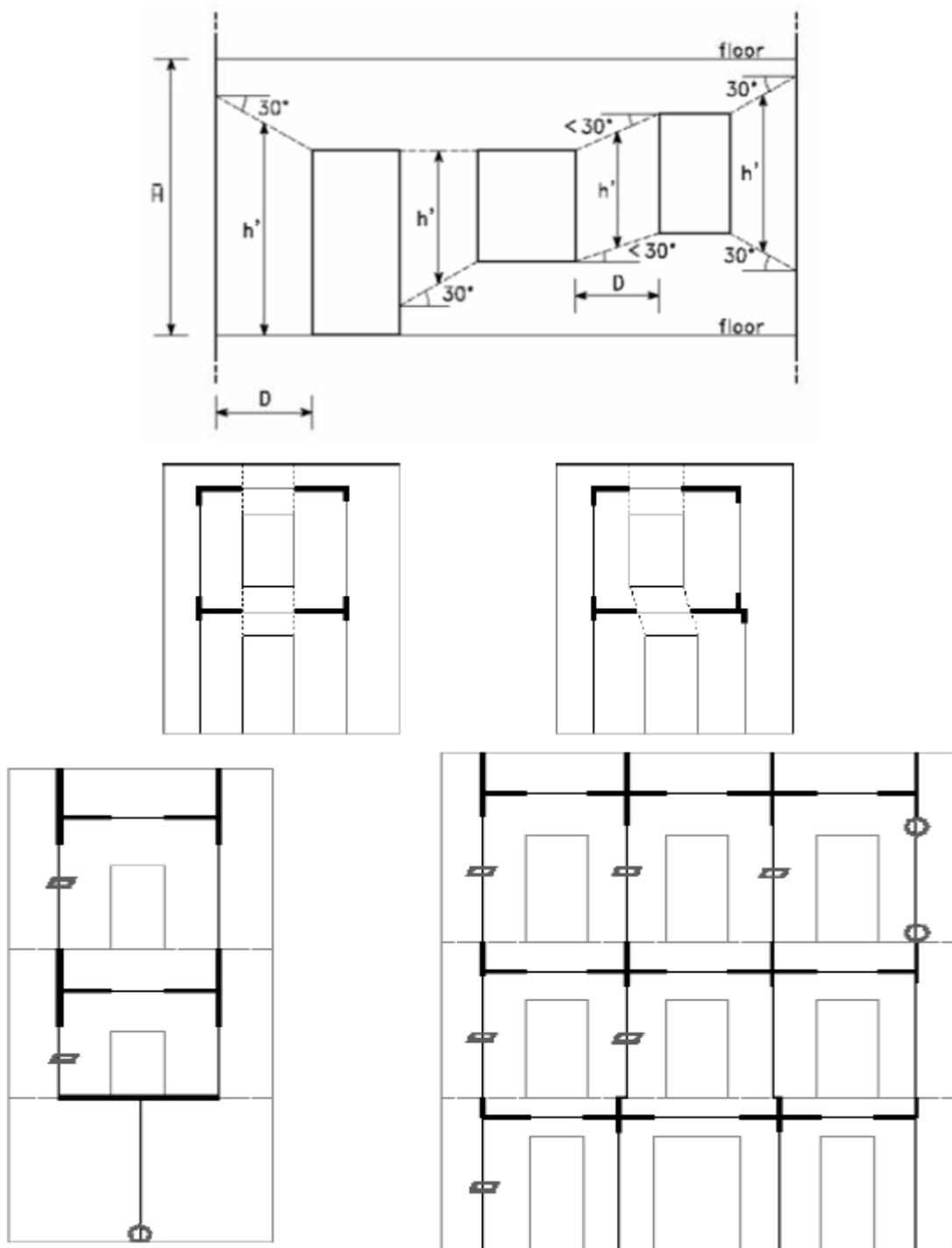
Negli edifici in calcestruzzo armato, si può impiegare una modellazione secondo un *telaio* e la costruzione del telaio è immediata, poiché gli elementi trave e pilastro coincidono con le travi reali e i pilastri reali.

Modellazione della struttura per edifici in muratura

Negli edifici in muratura, il comportamento di ciascun pannello nel piano è schematizzato secondo un modello di *telaio equivalente con "off-set" rigidi*, che interpreta il pannello in muratura come un insieme di più elementi.

- *Maschi murari*, ossia gli elementi verticali, che sono assimilabili ai pilastri di un telaio.
- *Fasce di piano*, ossia gli elementi orizzontali, che sono assimilabili alle travi di un telaio.
- *Off-sets rigidi* (o nodi rigidi), che sono regioni di intersezione tra gli elementi strutturali, assunti indeformabili. Nel codice a elementi finiti, questi sono descritti con un elevato modulo elastico, di diversi ordini di grandezza maggiore rispetto alla muratura. Tipicamente, detto E_d il modulo di Young della muratura, a tali zone si assegna il seguente valore di modulo di Young.

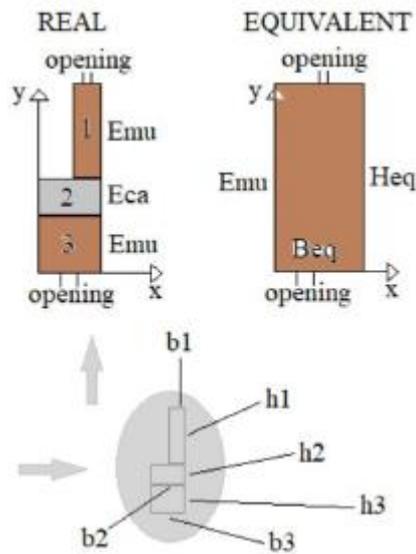
$$E_r = 10^4 E_d$$



Imponendo la condizione di uguaglianza tra le caratteristiche geometriche della sezione effettiva e le caratteristiche geometriche della sezione rettangolare equivalente, si trovano le dimensioni di quest'ultima.

$$h_{eq} = \sqrt{\frac{12I_{xG}}{A}}$$

$$B_{eq} = \frac{A}{h_{eq}}$$



OSSERVAZIONE: nella stima delle masse occorre riferirsi alle dimensioni reali della sezione e non alla sezione omogenea equivalente.

Calcolo delle masse

Il calcolo delle masse avviene mediante valutazione delle masse corrispondenti ai carichi imposti dalla formula 3.2.17 delle Norme Tecniche delle Costruzioni: essa deriva dai carichi permanenti e dai carichi variabili (folla, neve, etc.) in combinazione quasi permanente.

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2,j} Q_{k,j}$$

Il termine G_1 indica le *masse strutturali*. La componente strutturale si costituisce della soletta, delle pareti portanti in muratura o delle travi e pilastri in cemento armato, della copertura e della scala. Per quanto riguarda la scala, si assume che a ogni piano competa la massa di metà rampa inferiore e metà rampa superiore, se presente.

La copertura è tipicamente inclusa come parte integrante della soletta dell'ultimo piano.

Per quanto riguarda i pannelli (sia pannelli portanti in muratura sia i tamponamenti), a ciascun piano si assegna metà parete sopra, se presente, e metà parete sotto. La metà a contatto con il piano campagna è ignorata in quanto si assume che la corrispondente azione sismica si scarichi direttamente al suolo, senza indurre sollecitazioni nella struttura. Questo è un approccio semplificato che si applica sia in presenza di azioni sismiche che azioni orizzontali in generale.

Questo metodo comporta l'intervento di componenti di diverso peso nella definizione della massa di piano e delle grandezze a essa connesse, specialmente nelle strutture in muratura, dove i pannelli murari costituiscono delle masse concentrate significative rispetto alla soletta. In questa situazione, è sconsigliato seguire l'approccio di omogeneizzare le masse di piano a una massa equivalenti e a considerare separatamente i singoli contributi, pena anomalie nella dinamica della struttura.

$$m_i = \sum_k \mu_k A_k$$

$$m_i x_{G,i} = \sum_k \mu_k A_k x_{G,k}, \quad m_i y_{G,i} = \sum_k \mu_k A_k y_{G,k}$$

$$J_{O,i} = \sum_k \mu_k (J_{xx,G,k} + J_{yy,G,k} + A_k d_{OG,k}^2)$$

μ_k	Densità di massa del k -esimo componente della massa di piano
A_k	Area del k -esimo componente della massa di piano
$J_{xx,G,k}$	Momento di inerzia delle masse del k -esimo componente rispetto all'asse x passante per il baricentro G_k di tale componente
$J_{yy,G,k}$	Momento di inerzia delle masse del k -esimo componente rispetto all'asse y passante per il baricentro G_k di tale componente
$d_{OG,k}$	Distanza tra l'origine O e il baricentro G_k del k -esimo componente

Nelle strutture in cemento armato, gli elementi strutturali presentano masse tra loro confrontabili e si può dunque effettuare il calcolo assumendo massa uniforme.

$$m_i = \mu \sum_k A_k$$

$$m_i x_{G,i} = \mu \sum_k A_k x_{G,k}, \quad m_i y_{G,i} = \mu \sum_k A_k y_{G,k}$$

	$J_{xx,G} = \frac{BH^3 - bh^3}{3} - \frac{(BH^2 - bh^2)^2}{4(BH - bh)}$	$J_{yy,G} = \frac{BH^3 - bh^3}{3}$
--	---	------------------------------------

Se una sezione ha forma irregolare, la si decompone in rettangoli e si sommano i relativi contributi di momento di inerzia.

Il termine G_2 indica le *masse permanenti non strutturali*. I carichi permanenti portati sono costituiti dal massetto posato al di sopra della soletta, dal pavimento e dai serramenti. Il contributo degli ultimi due elementi può essere ignorato perché la corrispondente massa è poco significativa.

Il termine $Q_{k,j}$ indica la massa corrispondente alla j -esima *azione variabile* applicata alla struttura. I carichi variabili sono derivati dalla Norme Tecniche delle Costruzioni (Tabella 3.1.II) e sono moltiplicati per il coefficiente di combinazione quasi permanente $\psi_{2,j}$, disponibile in Tabella 2.5.I delle Norme Tecniche delle Costruzioni.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{01}	Ψ_{11}	Ψ_{21}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

La struttura è un edificio a uso residenziale, nel quale il carico variabile di esercizio è un carico dovuto all'affollamento dei piani. La normativa fornisce il valore caratteristico di tale carico (DM 14/01/2008, "Norme Tecniche delle Costruzioni", Tabella 3.1.II).

$$q_k = 2,00 \text{ kNm}^{-2}$$

Il carico verticale conseguente è calcolato tenendo conto che l'affollamento interessa esclusivamente l'area della soletta e non le pareti. All'ultimo piano, talvolta, è possibile ignorare la presenza del carico di esercizio qualora l'elevazione sia molto bassa (meno di $1,5 \div 2$ m), in quanto non è suscettibile ad affollamento.

Per le scale, siccome sono classificate come ambiente suscettibile di affollamento (cat. C, Tabella 3.1.II del DM 14/01/2008), il valore caratteristico del carico variabile di esercizio è il seguente.

$$q_k = 4,00 \text{ kNm}^{-2}$$

Il carico verticale conseguente è calcolato tenendo conto che l'affollamento interessa esclusivamente l'area della scala.

Applicazione dell'eccentricità del baricentro delle masse

La norma prevede di eseguire una valutazione della matrice delle masse assumendo un' eccentricità del baricentro, secondo gli scostamenti e_x e e_y lungo le direzioni principali della struttura di una quantità pari al 5% della dimensione corrispondente della struttura e di considerare poi la configurazione più sfavorevole.

$$e_x = \pm 0,05L_x$$

$$e_y = \pm 0,05L_y$$

La posizione originaria del baricentro si deduce a partire dai momenti statici delle masse di piano calcolati in precedenza.

$$\{x_{G0}\} = \begin{pmatrix} x_{G0,1} \\ x_{G0,2} \\ x_{G0,3} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{M_{yy,1}}{M_1} \\ \frac{M_{yy,2}}{M_2} \\ \frac{M_{yy,3}}{M_3} \end{pmatrix}$$

$$\{y_{G0}\} = \begin{pmatrix} y_{G0,1} \\ y_{G0,2} \\ y_{G0,3} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\frac{M_{xy,1}}{M_1} \\ -\frac{M_{xy,2}}{M_2} \\ -\frac{M_{xy,3}}{M_3} \end{pmatrix}$$

Si applica dunque la correzione di eccentricità.

$$\{x_G\} = \begin{pmatrix} x_{G0,1} + e_x \\ x_{G0,2} + e_x \\ x_{G0,3} + e_x \end{pmatrix}$$

$$\{y_G\} = \begin{pmatrix} y_{G0,1} + e_y \\ y_{G0,2} + e_y \\ y_{G0,3} + e_y \end{pmatrix}$$

A livello delle sottomatrici, si applicano le seguenti correzioni.

- Le matrici delle masse di piano $[M_{xx}]$ e $[M_{yy}]$ non risentono dell' eccentricità, siccome la massa di piano non dipende dalla posizione del baricentro.
- Le matrici dei momenti statici delle masse di piano rispetto agli assi $[M_{xy}]$ e $[M_{yy}]$ risentono dell' eccentricità e si ricalcolano i nuovi valori di momento statico moltiplicando le masse di piano per le coordinate del corrispondente baricentro.

$$[M_{xy}] = \begin{bmatrix} -m_1 y_{G,1} & 0 & 0 \\ 0 & -m_2 y_{G,2} & 0 \\ 0 & 0 & -m_3 y_{G,3} \end{bmatrix}$$

Definizione delle caratteristiche dinamiche della struttura: rigidezza

Matrice delle rigidzze

La rigidezza è descritta attraverso la *matrice di rigidezza*, che contiene le rigidzze degli elementi verticali che costituiscono il telaio reale o equivalente.

In un telaio tridimensionale, la matrice di rigidezza si ottiene tramite composizione di alcune sottomatrici.

$$[H] = \begin{bmatrix} [H_{xx}] & [0] & [H_{xy}] \\ [0] & [H_{yy}] & [H_{yy}] \\ [H_{xy}] & [H_{yy}] & [H_{yy}] \end{bmatrix}$$

- Matrice di rigidezza complessiva in direzione x H_{xx} .
Essa si calcola come somma delle matrici di rigidezza dei telai piani equivalenti ai setti murari paralleli alla direzione x .

$$[H_{xx}] = \sum_l [H_{xx}^l]$$

- Matrice di rigidezza complessiva in direzione y H_{yy} .
Essa si calcola come somma delle matrici di rigidezza dei telai piani equivalenti ai setti murari paralleli alla direzione y .

$$[H_{yy}] = \sum_j [H_{yy}^j]$$

- Matrice dei momenti statici delle rigidzze rispetto all'asse x H_{xy} .
Essa si calcola come somma delle rigidzze dei telai piani equivalenti ai setti murari paralleli alla direzione x moltiplicate per i rispettivi bracci, a meno del segno.

$$[H_{xy}] = [H_{yx}] = - \sum_l [H_{xx}^l] y_l$$

- Matrice dei momenti statici delle rigidzze rispetto all'asse y H_{yy} .
Essa si calcola come somma delle rigidzze dei telai piani equivalenti ai setti murari paralleli alla direzione y moltiplicate per i rispettivi bracci.

$$[H_{yy}] = [H_{yy}] = \sum_j [H_{yy}^j] x_j$$

- Matrice dei momenti polari d'inerzia delle rigidzze rispetto all'origine degli assi O H_{yy} .
Essa si calcola come somma delle rigidzze dei telai piani equivalenti ai setti murari moltiplicate per il quadrato dei rispettivi bracci.

$$[H_{yy}] = \sum_j [H_{yy}^j] x_j^2 + \sum_l [H_{xx}^l] y_l^2$$

$$[c^k] = \begin{bmatrix} u_{1,1}^k & u_{1,2}^k & u_{1,3}^k \\ u_{2,1}^k & u_{2,2}^k & u_{2,3}^k \\ u_{3,1}^k & u_{3,2}^k & u_{3,3}^k \end{bmatrix}$$

La corrispondente matrice di rigidezza si ottiene mediante inversione della matrice di cedevolezza.

$$[H^k] = [c^k]^{-1}$$

Definizione delle caratteristiche dinamiche della struttura: smorzamento

In assenza di specifiche informazioni, si assume il valore tipico di smorzamento viscoso per l'intera struttura.

$$\zeta = 5\%$$

Normalizzazione rispetto alla matrice delle masse

Essendo le forme modali definite a meno di una costante, esse sono tipicamente normalizzate rispetto alla matrice delle masse.

La *normalizzazione rispetto alla matrice delle masse* permette in genere il disaccoppiamento delle equazioni del moto perché la nuova matrice di massa che si ottiene è una matrice identica. Si ottiene così una matrice di autovettori normalizzati, indicata come U .

Questo tipo di normalizzazione è fatto in automatico da MATLAB se la matrice di massa è diagonale, mentre l'operazione non è garantita in caso di matrice delle masse simmetrica ma non diagonale. A titolo cautelativo, si può effettuare manualmente l'operazione di normalizzazione: ogni singolo autovettore $\{\phi_k\}$ è diviso per una costante dipendente dall'autovettore stesso e dalla matrice delle masse, ricavando così l'autovettore normalizzato $\{U_k\}$.

$$\{U_k\} = \frac{\{\phi_k\}}{\sqrt{\{\phi_k\}^T [M] \{\phi_k\}}}$$

È possibile anche effettuare un controllo della normalizzazione, che è realizzata quando è soddisfatta la seguente relazione (a meno di piccoli errori di natura computazionale).

$$[\Phi]^T [M] [\Phi] = [I]$$

Esempio di calcolo su MATLAB

```
[F, E]=eig(K, m);
M=F'*m*F;

U=ones(size(F,1)); %inizializzazione di U
for k=1:size(F,1)
    ck=sqrt(F(:,k)'*M*F(:,k));
    U(:,k)=F(:,k)/ck;
end

T_prop=2*pi()./sqrt(diag(E)); %periodi propri dei modi di vibrare
puls_prop=sqrt(diag(E));
freq_prop=1./T_prop;
```

Analisi delle forme modali

A questo punto, si possono rappresentare in forma grafica le diverse forme modali. In questo modo, si ha un'idea di come tenda a vibrare la struttura.

L'operazione è effettuata rappresentando rispetto alle altezze di piano le diverse colonne della matrice degli autovettori, i cui elementi rappresentano lo spostamento modale relativo a ogni piano per il modo di vibrare in esame.

Per ciascun modo di vibrare, si ottiene una terna di grafici, che descrivono la traslazione in direzione x , la traslazione in direzione y e la rotazione di ogni piano. Ciascuna componente del moto corrisponde a una terna di valori all'interno di una colonna: la traslazione in direzione x corrisponde agli elementi 1 ÷ 3, la traslazione in direzione y corrisponde agli elementi 4 ÷ 6 e la rotazione corrisponde agli elementi 7 ÷ 9.

Per ottenere una rappresentazione significativa, si applica un vettore di zeri all'inizio di ogni terna, in modo da simulare la presenza del piano terra.

Calcolo delle masse modali e selezione dei modi principali

Dei diversi modi di vibrare, soltanto alcuni contribuiscono in modo significativo alla sollecitazione globale nella struttura e il grado di importanza di ciascun modo è descritto dalla cosiddetta massa modale.

$$m_{mod,k} = (\{U_k\}^T [m] \{t\})^2$$

La massa modale dipende dalla direzione di applicazione dell'input sismico e le Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 14/01/2008, par. 7.3.5) prevedono di applicare l'accelerogramma simultaneamente nelle due direzioni principali del piano, con intensità pari al 100% dell'accelerogramma in una direzione e intensità pari al 30% nell'altra direzione.

La direzione di applicazione è definita attraverso il *vettore di trascinamento* $\{t\}$, che tiene conto del fatto che, in un problema spaziale, esistono tre componenti di eccitazione sismica secondo le tre direzioni spaziali. Siccome l'accelerogramma a disposizione presenta una sola componente di moto, il vettore di trascinamento compensa le differenze tra le componenti, consentendo così di applicare l'accelerogramma in tutte e tre le direzioni.

Tenendo conto che la componente verticale è trascurata negli edifici intelaiati con piccole luci, si individuano due condizioni di riferimento.

- *Azione sismica 100% in direzione x, 30% in direzione y.*

Si massimizza l'azione sismica in direzione x , in questo caso. Tale operazione corrisponde alla definizione di un *vettore di trascinamento* $\{t\}$, avente la seguente forma.

$$\{t_1\} = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0,3 \\ 0,3 \\ 0,3 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

- *Azione sismica 30% in direzione x, 100% in direzione y.*

Si massimizza l'azione sismica in direzione y , mediante applicazione di un vettore di trascinamento avente la seguente forma.

$$\{t_2\} = \begin{pmatrix} 0,3 \\ 0,3 \\ 0,3 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

Calcolo degli effetti dell'azione sismica: spostamenti di piano

L'analisi dinamica modale prevede di calcolare gli effetti (spostamenti, accelerazioni, etc.) di ciascun modo, estraendo dallo spettro di progetto il valore di pseudo-accelerazione corrispondente al periodo di vibrazione di interesse.

La struttura presenta 9 modi di vibrare, ciascuno dei quali è caratterizzato da un valore di pulsazione ω_k , cui corrispondono 9 valori di periodo proprio T_k , calcolati in precedenza.

Entrando con tali valori nello spettro di progetto, si legge la pseudo-accelerazione spettrale $S_{a,k}$ correlata a ogni modo.

Essendo i periodi propri di interesse collocati nella regione iniziale, contenente il tratto lineare e il plateau, il calcolo dell'accelerazione spettrale si può effettuare mediante interpolazione lineare dei valori ottenuti dal foglio di calcolo.

In seguito, si deriva da essa lo spostamento spettrale, attraverso la seguente relazione.

$$D_k = \frac{S_{a,k}}{\omega_k^2}$$

Questo spostamento spettrale è riferito a un oscillatore a un grado di libertà avente uguale periodo proprio rispetto al modo in esame ma, per passare al valore spettrale relativo all'oscillatore ideale avente lo stesso comportamento del modo di vibrare, è necessario moltiplicare per il fattore di partecipazione modale Γ_k .

$$p_{k,max} = \Gamma_k D_k$$

Il termine $p_{k,max}$ indica la coordinata modale massima assunta dal k -esimo modo.

$$\{u_{k,max}\} = \{U_k\} \Gamma_k D_k$$

Il fattore di partecipazione modale Γ_k indica quanto sia importante la partecipazione di un modo all'interno del moto complessivo della struttura e si definisce nel seguente modo.

$$\Gamma_k = \{U\}_k^T [m] \{t\} = \sum_{i=1}^n U_{i,k} m_i t_i$$

Infine, si ricava lo spostamento spettrale in termini di coordinate geometriche.

L'operazione prevede di calcolare lo spostamento massimo nel piano di interesse per effetto di ciascun modo di vibrare in maniera separata, mediante applicazione della trasformazione modale a ciascuna coordinata massima presa singolarmente.

$$\{q_{k,max}\} = \{U_k\} p_{k,max}$$

Da qui, si individuano 9 vettori $\{q_{k,max}\}$, che rappresentano i massimi spostamenti ai piani (spostamento in direzione x , spostamento in direzione y e rotazione) in coordinate geometriche, per un'assegnata direzione di applicazione dell'input sismico.

$$\{q_{k,max}\} = \begin{Bmatrix} \{u_{k,max}\} \\ \{v_{k,max}\} \\ \{\gamma_{k,max}\} \end{Bmatrix}$$

Le forze statiche equivalenti sono in seguito applicate singolarmente su ciascun piano del telaio e si esegue l'analisi strutturale dell'edificio, attraverso il codice agli elementi finiti, in modo da individuare le caratteristiche della sollecitazione agenti in ogni punto della struttura.

$$f_{k,max} \rightarrow M_k, N_k, V_k$$

Calcolo degli effetti dell'azione sismica: combinazione statistica degli effetti indotti dai singoli modi

Una volta ottenute le sollecitazioni dovute ai diversi modi, per effetto di azioni applicate con diverse entità nelle diverse direzioni, è necessario passare agli *effetti globali* dovuti all'azione sismica.

Siccome ciascuna di queste grandezze rappresenta il valore massimo che ciascun modo raggiungerebbe sotto quell'azione, è lecito assumere che il massimo non sia raggiunto da tutti i modi contemporaneamente e, pertanto, la combinazione dei contributi da parte dei diversi modi si esegue secondo una regola di combinazione statistica.

La combinazione avviene secondo la formulazione SRSS o CQC, a seconda dello scarto esistente tra i periodi della struttura (UNI EN 1998-1-2005).

$$E_d = \begin{cases} SRSS: & \sqrt{\sum_{k=1}^n E_k^2}, & se \frac{\Delta T_{0k}}{T_0} > 0,1 \\ CQC: & \sqrt{\sum_{k=1}^n \rho_{kj} E_k E_j}, & se \frac{\Delta T_{0k}}{T_0} \leq 0,1 \end{cases}$$

La combinazione è applicata alle grandezze di interesse.

- Caratteristiche della sollecitazione per le verifiche allo SLV.
- Spostamenti per le verifiche allo SLD.

Inoltre, una volta eseguita la combinazione degli effetti dei singoli modi, si procede alla combinazione degli effetti dovuti alle due configurazioni spaziali di applicazione dell'azione sismica (100% in direzione x, 30% in direzione y; 30% in direzione x, 100% in direzione y).

In questo caso, si considera l'effetto più gravoso che si viene a produrre in ciascuna sezione, effettuando un inviluppo delle sollecitazioni.

Il risultato è un sistema di sollecitazioni interne, che sono considerate prive di segno in quanto possono essere positive o negative a seconda del verso di applicazione dell'input sismico.

$$M^E, N^E, V^E$$

A questi si accompagna il sistema di spostamenti di piano, necessari per le verifiche allo SLD.

Passo 7: Verifiche di sicurezza per lo SLV

La verifica di sicurezza sismica a SLV consiste nel confrontare le sollecitazioni agenti con i valori resistenti relativi a ciascun elemento costituente la struttura.

Definizione delle sollecitazioni di calcolo

Le caratteristiche della sollecitazione derivanti dall'azione sismica sono combinate insieme a quelle conseguenti ai carichi verticali, in accordo con la regola di combinazione sismica delle azioni della normativa.

$$E + G_1 + G_2 + \sum \psi_{2,j} Q_{k,j}$$

La combinazione delle sollecitazioni può avvenire mediante addizione o sottrazione, a seconda dei casi, in modo da massimizzare gli effetti, ottenendo le azioni di riferimento per le verifiche strutturali.

$$M = M_{stat} \pm M^E$$

$$N = N_{stat} \pm N^E$$

$$V = V_{stat} \pm V^E$$

Verifiche di sicurezza nelle strutture in muratura

La verifica è condotta sia sui meccanismi di tipo globale, per le azioni di pressoflessione e taglio nel piano di ciascun pannello murario, sia sui meccanismi di tipo locale, per le azioni di pressoflessione fuori dal piano dei maschi in muratura.

Verifiche nel piano: verifica a pressoflessione dei maschi murari

La verifica si esegue valutando preliminarmente il momento resistente del singolo maschio murario.

Il modello assume la muratura non reagente a trazione ed un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni (Ordinanza n.3431/2005, par. 8.2.2.1). Nel caso di una sezione rettangolare, il momento ultimo può essere calcolato attraverso la seguente relazione.

$$M_r = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d} \right)$$

Simbolo	Descrizione	Valore
l	Larghezza complessiva della parete	<i>(Dal rilievo geometrico)</i>
t	Spessore della zona compressa della parete	<i>(Dal rilievo geometrico)</i>
f_d	Resistenza a compressione di calcolo della muratura	$f_d = \frac{f_k}{FC \gamma_m}$
f_k	Resistenza a compressione caratteristica della muratura	<i>(Dal rilievo materico)</i>
FC	Fattore di confidenza	<i>(Dal rilievo)</i>
γ_m	Coefficiente parziale di sicurezza proprio delle murature (Ordinanza n.3431/2005, par. 8.1.1)	2
σ_0	Tensione normale media	$\sigma_0 = \frac{N}{lt}$

Verifiche nel piano: verifica a taglio delle fasce di piano

La verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria è limitata ai soli architravi in calcestruzzo armato, usando l'armatura presente.

In sede preliminare, occorre verificare che l'armatura presente soddisfi i requisiti minimi imposti dalla normativa (DM 14/01/2008, par. 4.1.6.1.1).

$$A_{s0,min1} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd$$

$$A_{s0,min2} = 0,0013bd$$

Simbolo	Descrizione	Valore
b	Larghezza della sezione del cordolo	(Dal rilievo geometrico)
d	Altezza utile della sezione del cordolo	(Dal rilievo geometrico)
f_{ctm}	Resistenza a trazione di calcolo del calcestruzzo	(Dal rilievo materico)
f_{yk}	Resistenza a snervamento caratteristica dell'acciaio	(Dal rilievo materico)
FC	Fattore di confidenza	(Dal rilievo)
γ_m	Coefficiente parziale di sicurezza proprio delle murature (Ordinanza n.3431/2005, par. 8.1.1)	2
σ_0	Tensione normale media	$\sigma_0 = \frac{N}{lt}$
b	Coefficiente legato alla snellezza della parete	$b = \frac{h}{l} = 1 \div 1,5$

Una volta verificato che l'armatura presente soddisfi i quantitativi minimi prescritti dalla normativa, si calcola il taglio resistente.

Il taglio resistente è calcolato in assenza di apposita armatura trasversale, secondo la relazione proposta dalla norma tecnica italiana (DM 14/01/2008, par. 4.1.2.1.3.1).

$$V_{Rd} = \left[\frac{0,18k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0,15\sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{min} + 0,15\sigma_{cp}) b_w d$$

Simbolo	Descrizione	Valore
k	Coefficiente	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d [mm]}} \leq 2$
$d [mm]$	Altezza utile della sezione del cordolo	(Dal rilievo geometrico)
ρ_l	Percentuale geometrica dell'armatura longitudinale	$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$

L'effetto dell'azione sismica sulla trave può essere valutato considerando un sistema di forze proporzionali alle masse (concentrate o distribuite) dell'elemento non strutturale, la cui forza risultante F_a (valutata al baricentro dell'elemento) assume il seguente valore (Ordinanza n. 3431/2005, par. 4.9).

$$F_a = \frac{W_a S_a \gamma_1}{q_a}$$

Simbolo	Descrizione	Valore
W_a	Peso agente sull'elemento in esame	<i>(Dal rilievo geometrico)</i>
γ_1	Fattore di importanza della struttura	1
q_a	Fattore di struttura dell'elemento	<i>(Ordinanza n. 3431/2005, par. 4.9)</i>
S_a	Coefficiente sismico	$S_a = \frac{a_g S}{g} \left[\frac{3 \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] \geq \frac{a_g S}{g}$
$\frac{a_g S}{g}$	Accelerazione di progetto al terreno normalizzata rispetto alla gravità (PGA)	<i>(Dallo spettro di progetto, per $T = 0$)</i>
Z	Altezza del baricentro del maschio murario rispetto alla fondazione	<i>(Dal rilievo geometrico)</i>
H	Altezza complessiva della struttura	<i>(Dal rilievo geometrico)</i>
T_1	Periodo fondamentale di vibrazione della struttura	<i>(Dall'analisi dei modi di vibrare)</i>
T_a	Periodo proprio di vibrazione del pannello fuori dal suo piano	$T_a = \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{\mu_0 h^4}{EJ}}$ <i>(Schema in semplice appoggio)</i>
μ_0	Massa per unità di lunghezza dell'elemento	<i>(Dal rilievo materico)</i>
h	Altezza del pannello	<i>(Dal rilievo materico)</i>
EJ	Rigidezza flessionale del pannello	<i>(Dal rilievo geometrico e materico)</i>

Il momento sollecitante M_{sd} si calcola come momento agente nella sezione in mezzzeria della trave semplicemente appoggiata che rappresenta il maschio murario.

$$M_{sd} = \frac{1}{4} F_a H_{piano}$$

