



LINEE GUIDA PER LA PROGETTAZIONE DI EDIFICI ISOLATI ALLA BASE (secondo Ordinanza P.C.M. 3274 e s.m.i.)

Luigino Dezi , Roberto Giacchetti, Graziano Leoni, Pierluigi Bonfitto

1. APPROCCIO ENERGETICO ALLA PROGETTAZIONE IN ZONA SISMICA

Premessa

Nella filosofia tradizionale di progettazione antisismica, a cui si ispirano i codici di pratica come la nuova Ordinanza n. 3274/03 e l'Eurocodice 8, i terremoti di forte intensità vengono fronteggiati grazie alla formazione di meccanismi dissipativi endogeni. L'energia d'input fornita dal sisma viene cioè dissipata dal comportamento isteretico che si sviluppa in zone critiche della struttura. Tali zone devono possedere duttilità sufficiente per assorbire elevate deformazioni plastiche ed essere poco sensibili al danneggiamento dovuto a cicli ripetuti di carico e scarico. L'energia dissipabile deve essere massimizzata assicurando che il meccanismo dissipativo coinvolga il maggior numero di zone critiche. Ad esempio, per strutture in cemento armato, il meccanismo ottimale è quello che comporta la plasticizzazione delle estremità di tutte le travi, evitando le rotture a taglio, e preserva l'integrità dei nodi e delle colonne che potranno plasticizzarsi solo nella zona critica di attacco con la fondazione. La formazione del meccanismo globale può essere pilotata imponendo in fase di progetto un'appropriata gerarchia di resistenze per cui le parti che non devono plasticizzarsi dovranno essere dimensionate con opportuni rapporti di sovrarresistenza rispetto alle zone critiche. Dalla formazione del meccanismo dissipativo globale e dalle caratteristiche di dissipazione delle zone critiche, scaturisce il comportamento duttile dell'intera struttura grazie al quale questa è in grado di fronteggiare i sismi più severi. La progettazione avviene considerando spettri di progetto ridotti rispetto allo spettro di risposta elastico tenendo conto di una duttilità presunta sulla base della tipologia costruttiva e



della regolarità strutturale. Il comportamento duttile della struttura è inoltre subordinato all'osservanza di rigide regole costruttive e non viene direttamente verificato a meno che non si adottino analisi statiche o dinamiche non lineari.

A questo metodo di progettazione possono formularsi alcune riserve che riguardano sostanzialmente:

1. L'efficacia dei fattori di struttura q a descrivere il comportamento duttile del sistema nella sua globalità;
2. Difficoltà di tradurre il complesso comportamento post-elastico del sistema che si determina sperimentalmente, in un modello ideale (ad esempio elastico – perfettamente plastico) e quindi la necessità di ricorrere a modellazioni molto sofisticate che tengano anche conto del degrado e di meccanismi di interazione interna alle cerniere come, ad esempio, lo scorrimento della barre d'armatura;
3. Incertezza sull'effettivo sviluppo della formazione delle cerniere plastiche e sul grado di influenza nel processo di formazione delle cerniere di elementi “non strutturali” quali partizioni e tamponature e di eventuali “scostamenti” tra quanto progettato nello studio professionale e quanto effettivamente realizzato in cantiere;
4. Necessità di prevedere interventi di riabilitazione strutturale molto impegnativi sia sotto il profilo tecnico sia dal punto di vista economico in caso di evento sismico severo. La formazione di cerniere plastiche infatti comporta un danneggiamento irreversibile degli elementi strutturali e, paradossalmente, quanto più la struttura è fornita di capacità dissipativa (struttura definita in classe di duttilità “alta” secondo l'ordinanza 3274/03) tanto più esteso risulterà il danno e tanto più verosimile diverrà l'ipotesi di demolizione e ricostruzione dell'edificio.

Per tutti questi motivi un approccio non convenzionale alla progettazione sismica merita di essere preso in seria considerazione e, come riferimento per la scelta di un criterio di progetto strutturale alternativo a quello basato sulla duttilità, può essere assunto un approccio

energetico. Gli obiettivi che è tecnicamente possibile perseguire con questo approccio sono i seguenti:

1. Evitare la formazione di cerniere plastiche negli elementi strutturali dell'ossatura principale che devono rimanere "sostanzialmente elastici".
2. Ridurre la quantità di energia totale del sistema in modo da rendere l'effetto dello scuotimento sismico meno percepibile alle persone ed alle cose.

Questi obiettivi possono essere perseguiti attraverso due percorsi alternativi:

1. Diminuzione dell'energia di ingresso con contemporaneo aumento della capacità dissipativa mediante un meccanismo viscoso equivalente;
2. Modifica del meccanismo dissipativo *endogeno*, conseguente alla formazione di cerniere plastiche nelle membrature principali, a meccanismo dissipativo *esogeno* con trasferimento della capacità dissipativa ad elementi progettati ad hoc.

Il primo percorso si concretizza nell'applicazione delle tecniche di isolamento alla base; il secondo approccio conduce alla progettazione ed implementazione di sistemi per la dissipazione di energia basati sull'impiego di dispositivi spostamento-dipendenti, velocità-dipendenti o entrambi.

Bilancio energetico

La capacità dissipativa di una struttura a comportamento lineare elastico si deve allo smorzamento viscoso. Lo smorzamento viscoso sembra essere fondamentalmente di natura termica: si osserva infatti che, pur manifestando il materiale un comportamento elastico se sottoposto ad una prova ciclica quasi statica, all'aumentare della velocità con la quale i cicli vengono ripetuti, la deformazione avviene in condizioni "adiabatiche", cioè senza che il calore sviluppato per attrito interno possa essere trasmesso all'esterno. In tali condizioni i cicli carico-deformazione divengono di tipo isteretico; essendo l'effetto termico associato alla frequenza con la quale i cicli vengono ripetuti questo è il motivo per il quale la capacità dissipativa dipende dalla velocità di vibrazione. Naturalmente a questo meccanismo

“primario”, che si può controllare in laboratorio su provette di materiale specializzate, nei casi reali si aggiungono altri tipi di meccanismi dissipativi che, combinati tra loro, concorrono ad aumentare la capacità di dissipare energia del sistema conferendo uno *smorzamento viscoso equivalente*. Tra questi ultimi rivestono particolare importanza i meccanismi attritivi a micro e meso livello (microfessurazione del calcestruzzo, unioni bullonate, micro-scorrimenti barre-calcestruzzo) e tra elementi strutturali e non strutturali (tamponature, massetti, impianti, ...). Durante un evento sismico le strutture subiscono scuotimenti dalla fondazione. Indicando con:

$$x_i(t) = x(t) + x_g(t) \quad [1.1]$$

lo spostamento totale (assoluto) della massa di un oscillatore semplice smorzato (SDOF) mostrato nella Figura n. 1.1, l'equazione di equilibrio dinamico assume l'espressione:

$$m\ddot{x}_i(t) + f_D(t) + f_S(t) = 0 \quad [1.2]$$

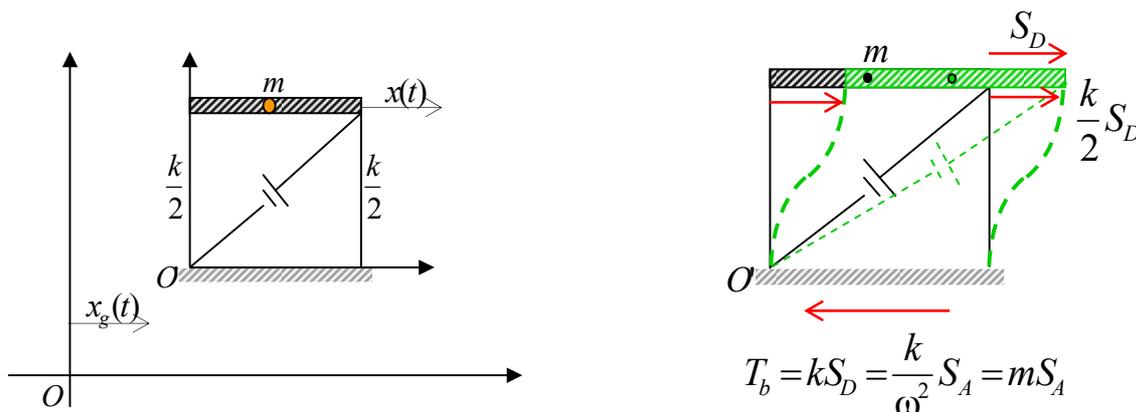


Figura n. 1.1 – Risposta sismica di un sistema SDOF elastico

La forza di inerzia $m\ddot{x}_i(t)$ e le reazioni dissipativa $f_D(t)$ ed elastica $f_S(t)$ presenti nella [1.2] compiono lavoro per effetto dello spostamento istantaneo della massa. Per uno spostamento infinitesimo:

$$dx = \dot{x}dt$$



si ottiene:

$$m\ddot{x}_t \dot{x}_t dt + f_D \dot{x}_t dt + f_S \dot{x}_t dt = 0 \quad [1.3]$$

Integrando la [1.3] tra due istanti t_1 e t_2 , ricordando che, per la [1.1] $x(t) = x_t(t) - x_g(t)$ si ha:

$$\int_{t_1}^{t_2} m\ddot{x}_t \dot{x}_t dt + \int_{t_1}^{t_2} f_D \dot{x}_t dt + \int_{t_1}^{t_2} f_S \dot{x}_t dt = \int_{t_1}^{t_2} m\ddot{x}_t \dot{x}_g dt \quad [1.4]$$

La [1.4] è l'equazione di bilancio energetico; infatti si osserva che:

$$\int_{t_1}^{t_2} m\ddot{x}_t \dot{x}_t dt = \frac{1}{2} m \int_{t_1}^{t_2} d\dot{x}_t^2 = \frac{1}{2} m \dot{x}_t^2(t_2) - \frac{1}{2} m \dot{x}_t^2(t_1) \text{ rappresenta la variazione di } \textit{energia cinetica};$$

$$\int_{t_1}^{t_2} f_D \dot{x}_t dt = \int_{t_1}^{t_2} c\dot{x}_t dt \text{ rappresenta l'} \textit{energia dissipata} \text{ per effetto dello smorzamento viscoso};$$

$$\int_{t_1}^{t_2} f_S \dot{x}_t dt = \int_{t_1}^{t_2} kx \dot{x}_t dt = \frac{1}{2} k \int_{t_1}^{t_2} dx^2 = \frac{1}{2} kx^2(t_2) - \frac{1}{2} kx^2(t_1) \text{ rappresenta la variazione di } \textit{energia di}$$

deformazione (o potenziale elastica).

Il termine:

$$\int_{t_1}^{t_2} m\ddot{x}_t \dot{x}_g dt = \int_{t_1}^{t_2} m\ddot{x}_t dx_g \quad [1.5]$$

rappresenta l'*energia di ingresso*. Dalla [1.2] si evince che:

$$m\ddot{x}_t(t) = -(f_D(t) + f_S(t))$$

ma, essendo:

$f_D(t) = c\dot{x}(t) = 2\xi\sqrt{km} \cdot \dot{x}(t)$ generalmente piccola rispetto a $f_S(t)$ ed essendo $f_S(t)$ il valore istantaneo del taglio alla base T_b , si trova che:

$$\int_{x_g(t_1)}^{x_g(t_2)} m\ddot{x}_t dx_g = \int_{x_g(t_1)}^{x_g(t_2)} T_b dx_g \quad [1.6]$$



La [1.6] esprime il fatto che l'energia di ingresso è il lavoro compiuto dall'azione sismica (taglio alla base) per effetto dello spostamento del terreno. Pertanto, essa dipende non solo, come è ovvio, dall'input sismico, cioè dall'accelerogramma applicato, ma anche dalla risposta dinamica del sistema, perché il taglio alla base dipende fundamentalmente dal periodo naturale ed anche dal fattore di smorzamento viscoso.

L'energia di ingresso alla fine del terremoto è espressa da:

$$E_i = \int_0^{t_e} m\ddot{x}_t \dot{x}_g dt \quad \text{dove } t_e \text{ è la durata dell'evento.}$$

Se il comportamento del sistema è di tipo isteretico, l'energia di deformazione è in parte elastica (e quindi, essendo di natura conservativa, viene istantaneamente trasformata in energia cinetica) ed in parte dissipativa (quindi non restituibile), sicché si può sostituire il termine $f_S(t)$ con $f_{SH}(t)$ e, quindi, scrivere:

$$\int_{t_1}^{t_2} f_{SH} \dot{x} dt = \int_{t_1}^{t_2} kx \dot{x} dt + \int_{t_1}^{t_2} f_H \dot{x} dt \quad \text{distinguendo l'energia potenziale elastica dall'energia dissipata}$$

per isteresi meccanica.

Se si fa coincidere t_1 con l'inizio dell'evento sismico ($t_1=0$) e con t_2 un generico istante successivo ($t_2=t$), indicando con:

$E_K(t)$ l'energia cinetica;

$E_\xi(t)$ l'energia dissipata per meccanismo viscoso;

$E_S(t)$ l'energia potenziale elastica;

$E_H(t)$ l'energia dissipata per isteresi meccanica;

$E_I(t)$ l'energia di ingresso;

si ottiene l'equazione di bilancio energetico per un generico sistema a comportamento inelastico:

$$(E_K(t) + E_S(t)) + E_\xi(t) + E_H(t) = E_I(t) \quad [1.7]$$

Il termine tra parentesi nella [1.7] rappresenta l'energia totale del sistema responsabile della parte "percepibile" del moto del sistema.

La capacità dissipativa di una struttura a comportamento inelastico risiede soprattutto su meccanismi di tipo isteretico quando viene raggiunta e superata la soglia elastica e diventano quindi importanti le escursioni in campo plastico. In termini energetici:

$$E_{\xi}(t) \ll E_H(t)$$

Nell'istante t_r in cui si ripristinano le condizioni di quiete, l'energia totale del sistema si annulla e dalla [1.7] si ricava che:

$$E_{\xi}(t_r) + E_H(t_r) = E_I(t_r) \quad [1.8]$$

che esprime il fatto che l'energia di ingresso viene completamente trasformata in energia di natura viscosa e di natura plastica. Se il comportamento del sistema rimane elastico, cioè $E_H(t_r) = 0$, allora tutta l'energia di ingresso è dissipata dal meccanismo viscoso.

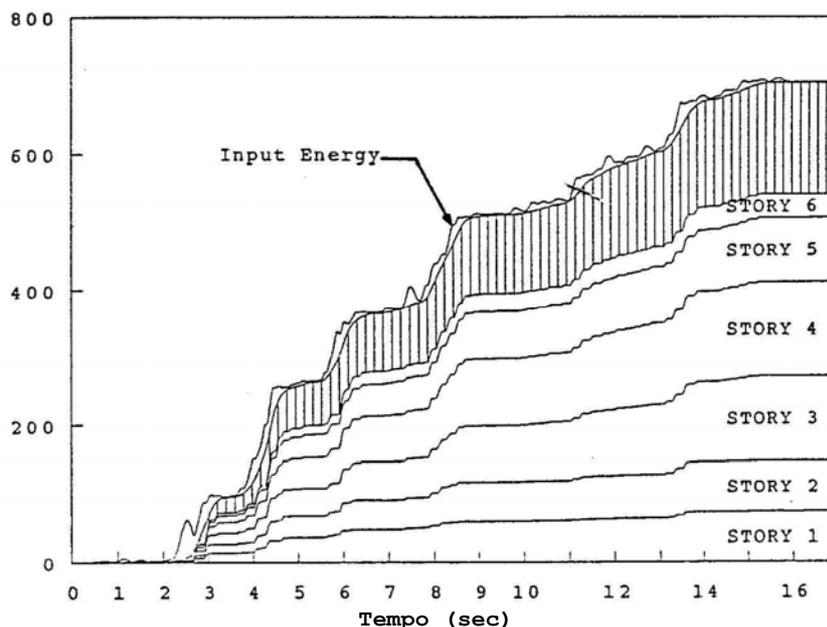


Figura n. 1.2 – Bilancio energetico istantaneo



In un sistema a molti gradi di libertà (MDOF) a comportamento inelastico, che schematizza un edificio multipiano, dell'energia introdotta dal terremoto (input energy) una parte è trasformata in energia totale, che è necessaria per tenere in moto le masse di piano, e della restante parte una frazione è dissipata per meccanismo viscoso ed una aliquota rilevante viene dissipata da meccanismi isteretici di piano che possono essere attivati in zone appartenenti alla struttura principale o in dispositivi appositamente predisposti. La Figura n. 1.2 mostra proprio il diagramma temporale del bilancio energetico per un edificio a sei piani dotato di un sistema di controventi dissipativi ausiliari. L'area tratteggiata rappresenta l'energia istantanea dissipata per smorzamento viscoso e per isteresi plastica all'interno della struttura principale; il resto dell'energia di ingresso è dissipata dai dispositivi ausiliari.

Isolamento alla base

A seguito dell'emanazione dell'Ordinanza P.C.M. 3274/03 l'isolamento alla base è stato inserito tra i sistemi costruttivi che possono essere adottati per la protezione sismica degli edifici. A questa tecnica la nuova normativa dedica un intero capitolo (Capitolo n. 10) nel quale viene fornito al progettista un quadro esauriente che consente di procedere alla scelta del sistema di isolamento, al dimensionamento degli apparecchi di isolamento, all'analisi ed alla verifica della struttura isolata ed infine al controllo ed al collaudo della fornitura dei dispositivi.

Nelle sue applicazioni "primitive", che risalgono agli inizi del '900, questa tecnica consisteva nell'interporre tra la struttura ed il suolo uno strato "soffice", in grado di "disaccoppiare", il movimento della fondazione da quello del terreno in caso di evento sismico cioè di permettere lo spostamento relativo tra la fondazione ed il suolo sottostante. Si dice, in questo caso, che la struttura è *a base mobile*, per distinguerla dalla situazione normale nella quale la struttura è vincolata rigidamente a terra ed è detta per questo *a base fissa*. Se una struttura a base fissa è resa idealmente di rigidità laterale infinita, l'accelerazione che essa sperimenterà sarà in tutti i piani uguale all'accelerazione alla base, coincidente con l'accelerazione del terreno. In



	<p>DIPARTIMENTO PER LE POLITICHE INTEGRATE DI SICUREZZA E PER LA PROTEZIONE CIVILE</p> <p>P.F. RISCHIO SISMICO ED OPERE PUBBLICHE D'EMERGENZA</p>	<p>LINEE GUIDA PER LA PROGETTAZIONE DI EDIFICI ISOLATI ALLA BASE</p>
---	---	--

pratica, la distribuzione delle accelerazioni ai vari livelli e , di conseguenza, il taglio alla base dipende dall'entità e dalla distribuzione delle rigidità di piano e , quindi dai periodi di vibrazione del sistema. L'osservazione della "forma" degli spettri di risposta elastica suggerisce che è possibile ottenere una riduzione anche sostanziale dell'accelerazione spettrale se si aumenta il periodo naturale del sistema ad un grado di libertà. Nel caso di sistemi a molti gradi di libertà l'obiettivo viene raggiunto se si opera in maniera tale da:

- a) concentrare la massima aliquota di massa partecipante sul primo modo o , comunque, su un numero molto limitato di modi;
- b) conferire al primo modo e , possibilmente, anche ai modi superiori con alti fattori di partecipazione, periodi naturali elevati.

Nella Figura n. 1.3 viene mostrato, a titolo di esempio, il vantaggio, in termini di pseudo-accellerazione, che si ottiene aumentando il periodo naturale di un sistema ad un grado di libertà (SDOF) da 0,5 secondi a 2,5 secondi per suoli di categoria D e A, rispettivamente. Tuttavia, il vantaggio che si ottiene abbattendo drasticamente le accelerazioni spettrali avviene a scapito degli spostamenti orizzontali. La Figura n. 1.4 mostra infatti l'aumento di spostamento che la massa di un sistema SDOF subirebbe per effetto dello spostamento verso un periodo naturale di vibrazione più elevato.



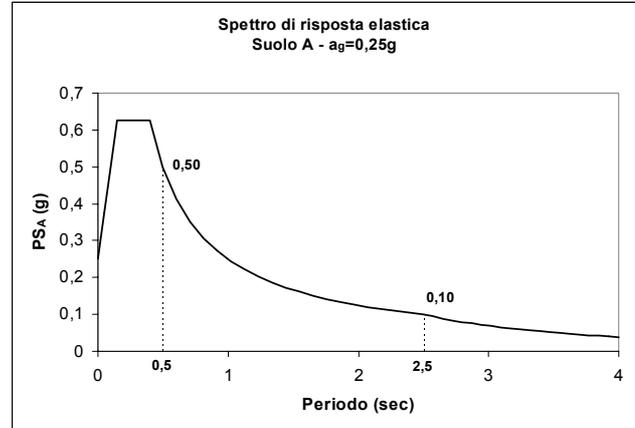
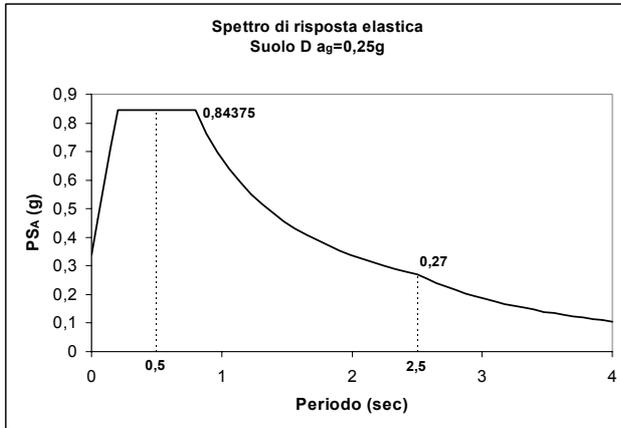


Figura n. 1.3 – Benefici ottenuti aumentando il periodo naturale di un sistema SDOF elastico

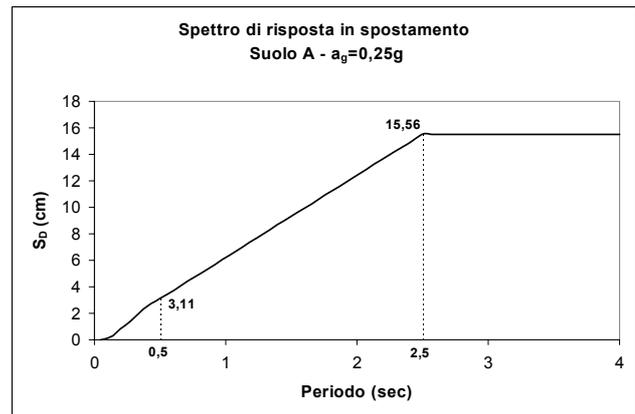
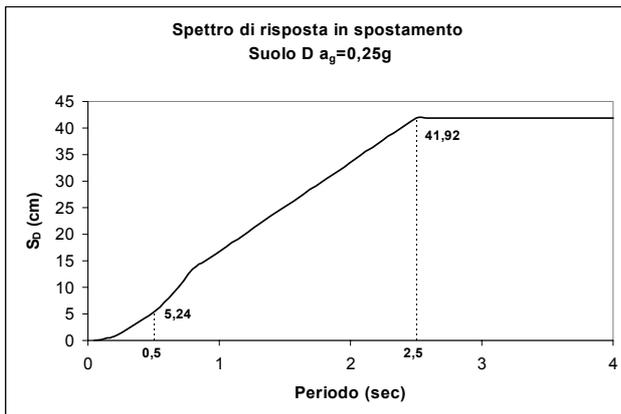


Figura n. 1.4 – Incremento dello spostamento all'aumentare del periodo naturale di un sistema SDOF elastico

Si può osservare dalle Figure n. 1.3 e n. 1.4 come il suolo di categoria D sia particolarmente severo per l'isolamento alla base, mentre questa tecnica è tanto più vantaggiosa quanto più il suolo è "rigido".

Dal punto di vista tecnico, l'aumento del periodo naturale della struttura è ottenuto concentrando una forte flessibilità laterale al disotto della sovrastruttura mediante l'interposizione tra questa ed il terreno di particolari apparecchi di appoggio, come è mostrato nelle Figure n. 1.5. I dispositivi devono garantire non soltanto un'alta deformabilità a taglio (orizzontale) ma anche un'elevata rigidità in direzione assiale (verticale). I notevoli progressi tecnologici conseguiti dall'industria della gomma, legati da una parte alla formulazione di miscele di lattice naturale opportunamente "caricate" e dall'altra ai processi di vulcanizzazione hanno fatto sì che attualmente, gli apparecchi maggiormente utilizzati sono realizzati in elastomero.

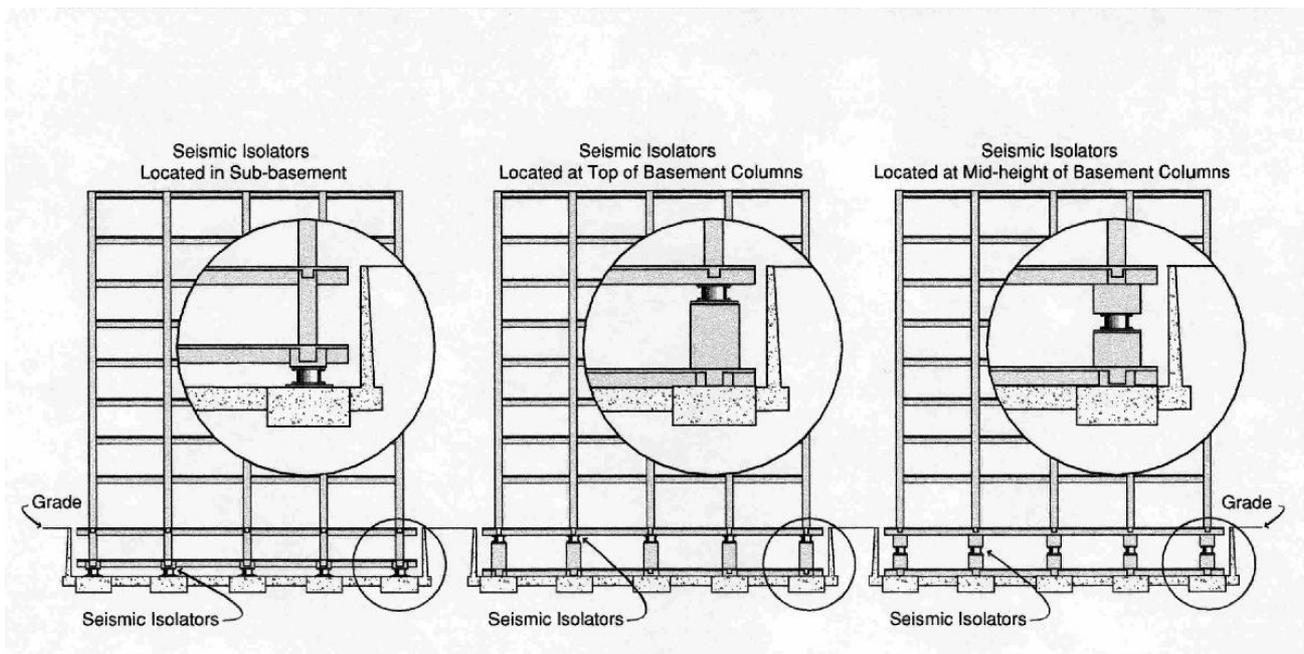


Figura n. 1.5 – Disposizioni alternative degli isolatori

Un isolatore realizzato in sola gomma, tuttavia, non potrebbe garantire la necessaria rigidità assiale a causa dell'accentuato fenomeno di rigonfiamento laterale che la gomma

manifesta quando è soggetta ad una forza di compressione. Per ridurre sensibilmente questo fenomeno lo spessore di gomma necessario a consentire gli spostamenti orizzontali di progetto deve essere frazionato in un numero di strati di piccolo spessore intervallati da lamine metalliche aventi il compito di “cerchiare” gli strati di elastomero ed impedirne la libera espansione laterale. Per ridurre lo spostamento orizzontale, che, come si evince dalla Figura n. 1.4, può anche essere di entità molto rilevante, è necessario che gli apparecchi di isolamento forniscano alla struttura una capacità dissipativa supplementare; in altre parole devono essere in grado di aumentare lo smorzamento viscoso equivalente del sistema isolato. Questa esigenza può essere contemperata o formulando miscele con particolari additivi (ad esempio nerofumo) che conferiscono all’elastomero un comportamento ciclico di tipo isteretico (Figura n. 1.6-a) o aggiungendo in parallelo agli isolatori dei dispositivi ausiliari che possono indifferentemente essere inseriti negli stessi apparecchi di appoggio o possono essere esterni. Nella Figura n. 1.6-b è mostrato un tipo di isolatore il cui nucleo centrale è costituito da un cilindro di piombo che, in condizioni di sollecitazione ciclica in campo plastico, dissipa una notevole quantità di energia contribuendo a ridurre drasticamente gli spostamenti. Occorre però sottolineare che un eccessivo aumento della capacità dissipativa non è favorevole perché la risposta dinamica del sistema isolato potrebbe essere significativamente influenzata dai modi di vibrazione superiori (che hanno maggiore energia) che, in aggiunta, per valori elevati dello smorzamento viscoso equivalente tendono a perdere la proprietà di essere tra loro ortogonali. Vi è unanime consenso nel considerare 0,20 come valore limite per il fattore di smorzamento viscoso equivalente utilmente applicabile nella pratica.

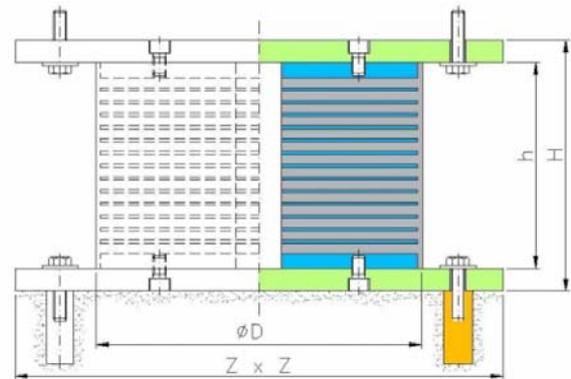


Figura n. 1.6-a – Isolatore elastomerico armato

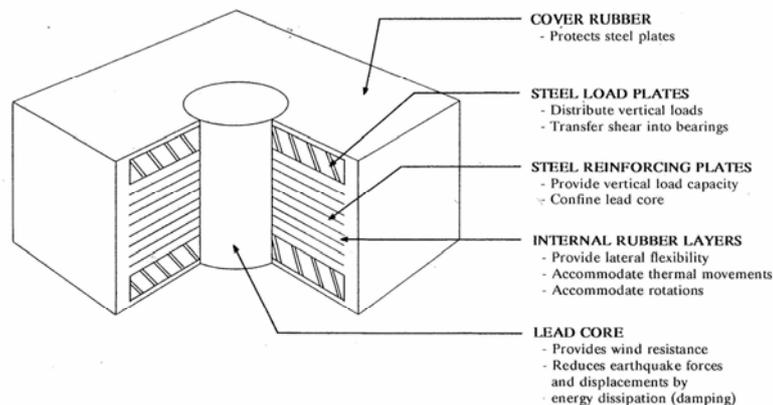


Figura n. 1.6-b – Isolatore DIS (Dynamic Isolation Systems) con nucleo interno in piombo

L'applicazione dei dispositivi ausiliari si rende necessaria anche per contrastare la tendenza che la struttura isolata alla base avrebbe di oscillare anche soltanto per effetto del vento o di microtremiti. Negli apparecchi realizzati con elastomero armato, l'esigenza di avere una maggiore rigidità iniziale, per sollecitazioni di piccola entità, come appunto quelle che si creano per effetto del vento o di sorgenti di vibrazione di natura antropica, è soddisfatta automaticamente in virtù del loro particolare legame costitutivo τ - γ (con τ tensione tangenziale dovuta al taglio e γ scorrimento) che è caratterizzato da un primo ramo (per spostamenti

orizzontali di piccola entità) in cui la rigidità laterale risulta sensibilmente maggiore di quella che si ha per spostamenti maggiori. Lo smorzamento viscoso equivalente supplementare fornito dal sistema di isolamento si traduce in un'attenuazione dello spettro di risposta elastica, almeno nel ramo dei periodi dove si colloca la struttura isolata. Relativamente all'isolamento alla base l'Ordinanza 3274/03 prevede l'adozione di spettri di risposta elastica modificati rispetto a quelli utilizzati per i sistemi costruttivi tradizionali. Ferme restando le categorie del suolo e le equazioni che descrivono i rami che formano gli spettri, è stato aumentato il periodo T_D da 2 secondi a 2,5 secondi per ragioni di tipo conservativo (vedi Tabella n. 1.1).

Accelerazioni di ancoraggio allo spettro				
Zona	a_g			
1	0,35			
2	0,25			
3	0,15			
4	0,05			
Componente orizzontale dell'accelerazione				
Cat. Suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1	0,15	0,4	2,5
B,C,E	1,25	0,15	0,5	2,5
D	1,35	0,2	0,8	2,5
K1, K2	NON DEFINITI			
Componente verticale dell'accelerazione				
Cat. Suolo	S	T_B	T_C	T_D
A,B,C,D,E	1	0,05	0,15	1

Tabella n. 1.1 – Parametri per la definizione degli spettri di risposta per strutture isolate alla base

Inoltre, relativamente alla possibilità di operare un'attenuazione delle ordinate spettrali per tenere conto dello smorzamento viscoso supplementare, l'Ordinanza permette di variare il coefficiente η (funzione del fattore di smorzamento ξ) per $T > 0,8 T_{is}$ dove T_{is} è il primo periodo di vibrazione della struttura isolata. Nella Figura n. 1.7 sono messi a confronto lo spettro di risposta elastica da adottare per sistemi convenzionali (in linea tratteggiata) e lo

spettro attenuato da impiegarsi per sistemi isolati alla base (in linea continua).

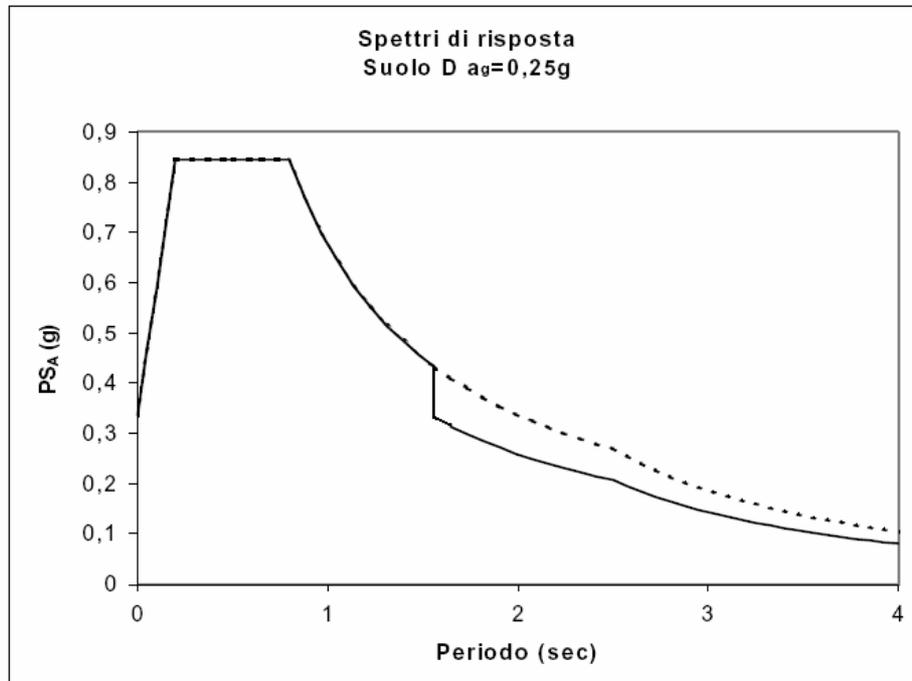


Figura n. 1.7 – Attenuazione dello spettro di risposta elastica dovuta allo smorzamento viscoso supplementare

Una teoria lineare approssimata dell'isolamento alla base è stata sviluppata da J.M. Kelly [3] utilizzando il semplice modello a due gradi di libertà illustrato nella Figura n. 1.8.

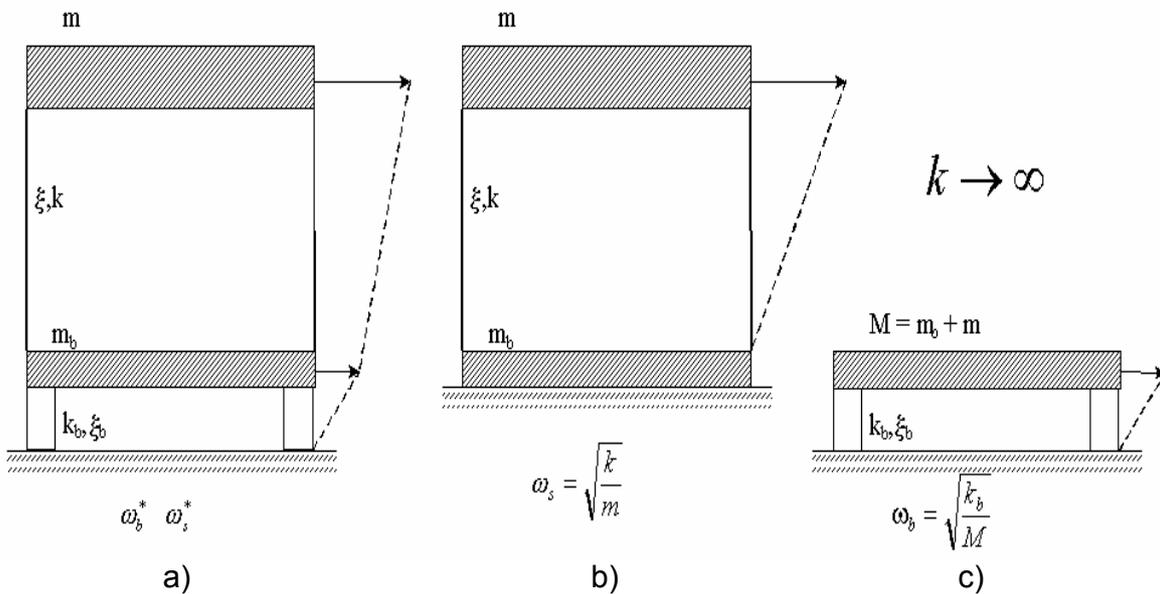


Figura n. 1.8 – Teoria lineare approssimata dell'isolamento alla base

Se il sistema a due gradi di libertà illustrato nella Figura n. 1.8-a è soggetto ad uno spostamento alla base $x_g(t)$, e se si indica con $x_b(t)$ lo spostamento relativo della massa m_b posta subito sopra il piano di isolamento rispetto al terreno, con $x(t)$ lo spostamento relativo della massa m che simula la sovrastruttura rispetto al terreno e con $x_s(t)$ lo spostamento relativo della massa m rispetto alla massa m_b , le equazioni di equilibrio dinamico in funzione degli spostamenti relativi $x_b(t)$ e $x_s(t)$ si possono scrivere:

$$[m^*]\{\ddot{x}(t)\} + [c^*]\{\dot{x}(t)\} + [k^*]\{x(t)\} = -[m^*]\{r\}\ddot{x}_g(t) \quad [1.9]$$

con:

$$\{x(t)\} = \begin{Bmatrix} x_b(t) \\ x_s(t) \end{Bmatrix}$$

$$\{r\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

$$[m^*] = \begin{bmatrix} m_b + m & m \\ m & m \end{bmatrix}$$

$$[c^*] = \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c \end{bmatrix}$$

$$[k^*] = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k \end{bmatrix}$$

Si può osservare che se si impone $x_b(t) = 0$ il sistema diventa un SDOF a base fissa, con coordinata lagrangiana uguale a $x_s(t)$, per il quale la pulsazione naturale vale (Figura n. 1.8-b):

$$\omega_s = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

Se, invece si impone che $x_s(t) = 0$, il sistema diventa un SDOF ancora a base fissa con massa totale uguale a $M = (m_b + m)$ e rigidezza k_b per il quale la pulsazione naturale vale (Figura n. 1.8-c):

$$\omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{M}}$$

Nei casi reali è lecito assumere che:

- la massa m_b sia minore della massa m ;
- poiché la sovrastruttura ha una rigidezza laterale molto più grande della rigidezza del sistema di isolamento e la massa m è minore di M , allora $\omega_s \gg \omega_b$. In pratica la

grandezza $\varepsilon = \left(\frac{\omega_b}{\omega_s}\right)^2$ è dell'ordine di 10^{-2} ;

c) i fattori di smorzamento viscoso $\xi_s = \frac{c}{2m\omega_s}$ e $\xi_b = \frac{c_b}{2M\omega_b}$ sono dello stesso ordine di grandezza di ε (qualche percento).

L'equazione caratteristica del sistema a due gradi di libertà che descrive il problema agli autovalori, si scrive nel modo seguente:

$$(1-\gamma)\omega_j^4 - (\omega_b^2 + \omega_s^2)\omega_j^2 + \omega_b^2\omega_s^2 = 0 \quad [1.10]$$

dove $\gamma = \frac{m}{M}$ è il rapporto di massa e ω_j ($j=1,2$) sono gli autovalori. Le radici esatte della [1.10]

sono:

$$\omega_1^2 = \frac{1}{2(1-\gamma)} \left[(\omega_s^2 + \omega_b^2) - (\omega_s^2 - \omega_b^2) \sqrt{1 + 4\gamma \frac{\omega_b^2\omega_s^2}{(\omega_s^2 - \omega_b^2)^2}} \right] \quad [1.11]$$

$$\omega_2^2 = \frac{1}{2(1-\gamma)} \left[(\omega_s^2 + \omega_b^2) + (\omega_s^2 - \omega_b^2) \sqrt{1 + 4\gamma \frac{\omega_b^2\omega_s^2}{(\omega_s^2 - \omega_b^2)^2}} \right] \quad [1.12]$$

Espandendo il radicale in serie binomiale, atteso che $\omega_s \gg \omega_b$, si ottengono valori approssimati per gli autovalori:

$$\omega_1^2 = \omega_b^2 \left(1 - \gamma \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \right) = \omega_b^2 \left(1 - \gamma^2 \frac{k_b}{k} \right) \quad [1.13]$$

$$\omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{(1-\gamma)} \left(1 + \gamma \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \right) \quad [1.14]$$

In pratica, il sistema di isolamento viene progettato in modo tale che $5T_s \geq T_b > 3T_s$, in cui T_s è il periodo naturale del sistema SDOF a base fissa di massa m e rigidezza k e T_b è il periodo naturale del sistema SDOF a base fissa di massa M e rigidezza k_b ; pertanto le equazioni [1.13] e [1.14] possono essere ulteriormente approssimate dalle espressioni seguenti:

$$\omega_1^2 = \omega_b^2 \quad [1.15]$$

$$\omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{(1-\gamma)} \quad [1.16]$$

Il confronto tra la [1.13] e la [1.15] indica che la prima frequenza modale del sistema isolato non è sostanzialmente influenzata dalla flessibilità $\frac{1}{k}$ della sovrastruttura e si ottiene considerando tutta la massa concentrata sopra gli isolatori. Comunque la [1.15] è tanto meglio approssimata quanto più la sovrastruttura è rigida rispetto al sistema di isolamento. Utilizzando le [1.15] e [1.16] come autovalori, possono essere facilmente trovati i corrispondenti vettori modali:

$$\{\hat{u}\}_1 = \begin{Bmatrix} \hat{u}_b \\ \hat{u}_s \end{Bmatrix}_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix} \quad [1.17]$$

$$\{\hat{u}\}_2 = \begin{Bmatrix} \hat{u}_b \\ \hat{u}_s \end{Bmatrix}_2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -\frac{1}{\gamma} \left[1 - (1-\gamma) \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \right] \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ -\frac{1-(1-\gamma)\varepsilon}{\gamma} \end{Bmatrix} \quad [1.18]$$

Come si può osservare dalla [1.17] la prima forma modale descrive un moto sostanzialmente rigido in quanto le masse si muovono in fase e, a meno di una piccola quantità ε , presentano la stessa ordinata modale (si ricorda che ε rappresenta lo spostamento relativo tra la massa superiore e quella inferiore). La seconda forma modale, invece, mostra che le masse tendono a muoversi in opposizione di fase e dunque questo modo richiede sia la deformazione a taglio (scorrimento) del sistema di isolamento sia la deformazione flessionale della sovrastruttura. Una volta calcolati i vettori modali, da essi possono essere derivati i fattori di partecipazione modale secondo l'espressione:

$$\beta_j = \frac{\{\hat{u}\}_j^T [m^*] \{r\}}{\{\hat{u}\}_j^T [m^*] \{\hat{u}\}_j} \quad [1.19]$$

Dalla [1.19] si ricavano, trascurando i termini in ε di ordine superiore a 1:

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 1 - \gamma\varepsilon \\ \beta_2 &= \gamma\varepsilon\end{aligned}\quad [1.20]$$

Le masse generalizzate risultano uguali a:

$$\begin{aligned}M_1 &= M + 2m\varepsilon + m\varepsilon^2 \\ M_2 &= M \frac{(1-\gamma)[1-2(1-\gamma)\varepsilon]}{\gamma}\end{aligned}\quad [1.21]$$

Noti i fattori di partecipazione modale e le masse generalizzate è possibile calcolare le masse partecipanti che hanno le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}\bar{M}_1 &= \beta_1^2 M_1 \\ \bar{M}_2 &= \beta_2^2 M_2\end{aligned}\quad [1.22]$$

Come si può osservare il fattore di partecipazione del secondo modo, cioè di quello che implica deformazioni di tipo elastico nella sovrastruttura, ha un ordine di grandezza ε che, come è già stato evidenziato, nella pratica assume valore molto piccolo (da 0,09 a 0,04). Inoltre, poiché la frequenza associata al secondo modo è maggiore della frequenza del sistema SDOF di massa m e rigidezza k (eq. [1.16]) si potrebbe avere una benefica riduzione dell'accelerazione spettrale associata al secondo modo in virtù dello slittamento verso la zona dello spettro di risposta (corrispondente al primo ramo) che anticipa il "plateau" delle massime pseudo-accelerazioni. In ogni caso, dal momento che il fattore di partecipazione modale è molto piccolo, il secondo modo è ortogonale all'input sismico. Infatti, inserendo le [1.20] nelle [1.22] è facile concludere che praticamente tutta la massa partecipante è concentrata al primo modo, cioè al modo "rigido" che concentra la deformazione sul solo sistema di isolamento.

Nella Figura 1.9 sono rappresentati graficamente i risultati teorici illustrati precedentemente per un sistema MDOF.

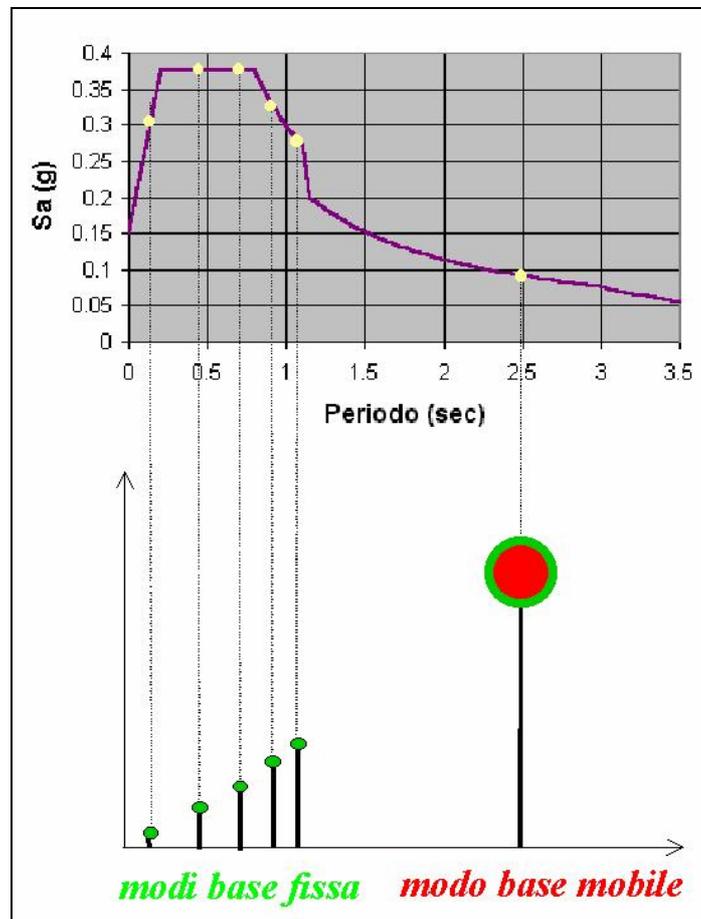


Figura n. 1.9 – Benefici ottenuti aumentando il periodo naturale di un sistema SDOF elastico

L'introduzione di una capacità dissipativa supplementare, in aggiunta allo spostamento del periodo fondamentale di vibrazione, consente dunque una notevole riduzione dell'input sismico. Al fine di evitare che la sovrastruttura, in seguito alla formazione di cerniere plastiche, possa trovarsi ad avere una pulsazione ω_s prossima a quella della struttura isolata ω_b , il progetto deve essere effettuato in modo da lasciare la struttura in elevazione sostanzialmente in campo elastico, il che si traduce nell'assumere un valore del coefficiente di struttura q intorno a 1,5 e nel riferirsi alle prescrizioni relative alle strutture a bassa duttilità. Ne conseguono spostamenti di interpiano molto limitati e quindi il danneggiamento delle

componenti non strutturali (es. partizioni, tamponature, impianti) risulta minimo o addirittura nullo anche per sismi molto severi. Le caratteristiche dinamiche di un sistema MDOF isolato alla base sono illustrate nell'esempio che segue.

La figura ES1.1-F1 mostra un sistema a cinque gradi di libertà isolato alla base mediante un sistema di isolamento avente una rigidezza laterale uguale a k_b . Le rigidezze laterali di piano della sovrastruttura sono tutte uguali a k , come pure le masse sono uguali in tutti i piani.

Si vogliono determinare gli autovalori e gli autovettori del sistema isolato e calcolare fattori di partecipazione modale e masse partecipanti.

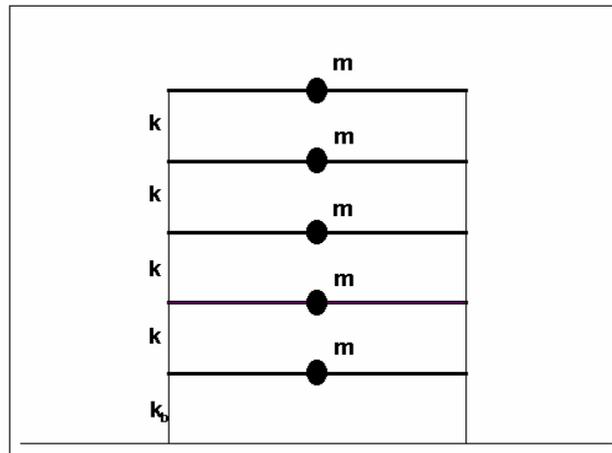


Figura n. ES1.1-F1 – Sistema MDOF isolato alla base

La tabella n. ES1.1-T1 mostra i risultati del calcolo ottenuti con i valori di rigidezza e di massa riportati.



CALCOLO AUTOVALORI ED AUTOVETTORI										
	Rigidezza (kN/m)		Masse (kN*sec ² /m)							
				Matrice delle masse						
k5	30000	m5	30	30	0	0	0	0	0	0
k4	30000	m4	30	0	30	0	0	0	0	0
k3	30000	m3	30	0	0	30	0	0	0	0
k2	30000	m2	30	0	0	0	30	0	0	0
k1=kb	1500	m1=mb	30	0	0	0	0	0	30	0
		somma	150							
PROBLEMA AUTOVALORI										
						Matrice delle rigidezze				
f	ω	ω^2	det	Periodo T						
(Hz)	(sec ⁻¹)	(sec ⁻²)		(sec)						
0,49	3,10	9,59	0,00	2,03		30000	-30000	0	0	0
3,18	20,00	399,80	0,00	0,31		-30000	60000	-30000	0	0
5,95	37,35	1395,30	0,00	0,17		0	-30000	60000	-30000	0
8,15	51,24	2625,08	0,00	0,12		0	0	-30000	60000	-30000
9,58	60,16	3619,76	0,00	0,10		0	0	0	-30000	31500

Tabella n. ES1.1-T1 – Autovalori del sistema MDOF isolato alla base

FATTORI DI PARTECIPAZIONE MODALE E MASSE PARTECIPANTI										
Modo	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5	m	β_n	Mn	Mn %	$\Sigma Mn\%$
1	0,084686217	0,108145227	0,092838843	0,067564429	0,035451	30	12,24014	149,82	99,87	99,87
2	0,083940564	0,064785774	-0,036699417	-0,109802136	-0,093085	30	-0,42436	0,18	0,12	99,99
3	0,082389738	-0,00447522	-0,115030861	0,001070577	0,115325	30	0,102303	0,01	0,01	100,00
4	0,080048615	-0,07194701	-0,032859371	0,109132941	-0,093713	30	-0,03964	0,00	0,00	100,00
5	0,076939651	-0,11065417	0,095160907	-0,069287282	0,036468	30	0,01335	0,00	0,00	100,00

Tabella n. ES1.1-T2 – Fattori di partecipazione e masse partecipanti del sistema MDOF isolato alla base

Come si può osservare dalla tabella ES1.1-T2 la massa partecipante è quasi interamente concentrata sul primo modo (rigido) ed i modi superiori (elastici) contribuiscono in maniera veramente trascurabile. La Figura ES1.1-F2 mostra chiaramente che nel primo autovettore



 Regione Marche	DIPARTIMENTO PER LE POLITICHE INTEGRATE DI SICUREZZA E PER LA PROTEZIONE CIVILE P.F. RISCHIO SISMICO ED OPERE PUBBLICHE D'EMERGENZA	LINEE GUIDA PER LA PROGETTAZIONE DI EDIFICI ISOLATI ALLA BASE
---	--	---

tutte le masse al disopra del sistema di isolamento tendono a disporsi sulla verticale e poiché questo modo è sostanzialmente l'unico ad essere eccitato dal terremoto, gli spostamenti di interpiano risultano trascurabili.

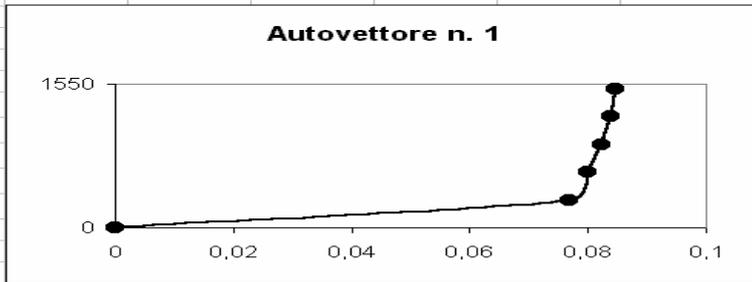




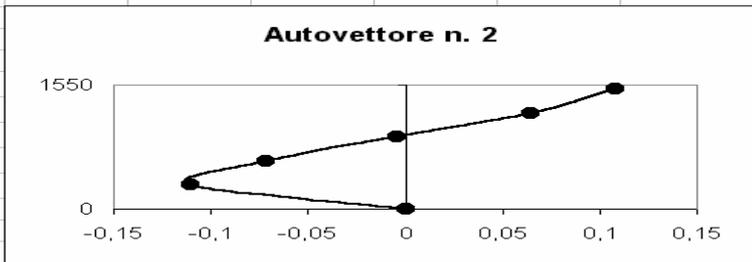
Regione Marche

DIPARTIMENTO PER LE POLITICHE INTEGRATE DI SICUREZZA E PER LA PROTEZIONE CIVILE
P.F. RISCHIO SISMICO ED OPERE PUBBLICHE D'EMERGENZA

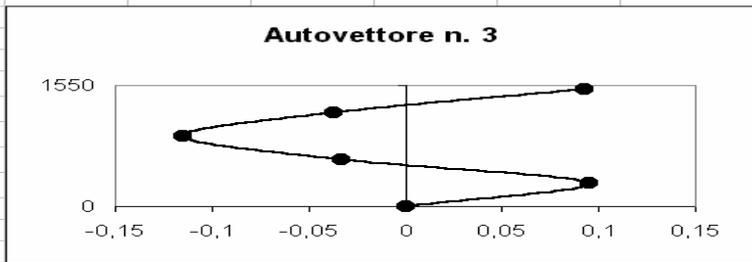
LINEE GUIDA PER LA
PROGETTAZIONE DI EDIFICI
ISOLATI ALLA BASE



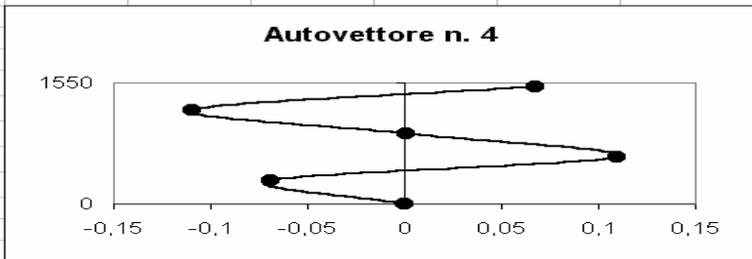
ϕ_{11}	0,076939651
ϕ_{21}	0,080048615
ϕ_{31}	0,082389738
ϕ_{41}	0,083940564
ϕ_{51}	0,084686217



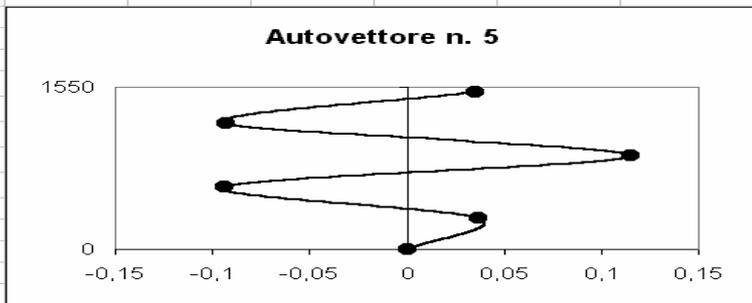
ϕ_{12}	-0,11065417
ϕ_{22}	-0,07194701
ϕ_{32}	-0,00447522
ϕ_{42}	0,064785774
ϕ_{52}	0,108145227



ϕ_{13}	0,095160907
ϕ_{23}	-0,03285937
ϕ_{33}	-0,11503086
ϕ_{43}	-0,03669942
ϕ_{53}	0,092838843



ϕ_{14}	-0,06928728
ϕ_{24}	0,109132941
ϕ_{34}	0,001070577
ϕ_{44}	-0,10980214
ϕ_{54}	0,067564429



ϕ_{15}	0,036467564
ϕ_{25}	-0,09371283
ϕ_{35}	0,115324573
ϕ_{45}	-0,09308511
ϕ_{55}	0,035450818



Figura n. ES1.1-F2 – Forme modali del sistema MDOF isolato alla base

Un'altra importante conseguenza del particolare comportamento sismico manifestato dal sistema MDOF isolato alla base, deriva dal calcolo degli spostamenti delle masse ai vari piani. Infatti, in funzione degli autovettori, è possibile calcolare gli spostamenti delle masse in funzione delle coordinate generali:

$$\{x(t)\} = [\Phi]\{y(t)\}$$

ma, nel sistema isolato alla base, per il fatto che solo il primo modo contribuisce in maniera sostanziale a costruire la risposta in virtù del fattore di partecipazione modale, lo spostamento del piano j-esimo è sostanzialmente dato da:

$$x_j(t) = \Phi_{j1}y_1(t) + \textit{termini trascurabili}$$

e, quindi, gli spostamenti sono pressoché uguali in tutti i piani; ne consegue che anche le accelerazioni assolute sono praticamente le stesse e, allora, se, come nell'esempio, le masse sono uguali in tutti i piani, anche le forze di piano saranno praticamente tutte uguali. Questo risultato implica che, in un sistema isolato alla base, la risultante delle forze di piano è circa a metà dell'altezza e che il momento di ribaltamento è quindi inferiore a quello che si avrebbe nel sistema a base fissa dove la risultante tende ad essere spostata verso la parte superiore (intorno a 2/3 dell'altezza). Il beneficio è evidente: minori sollecitazioni nei piedritti e nelle travi e minori forze trasmesse alle strutture di fondazione.

Per la delicata funzione che sono chiamati a svolgere, gli apparecchi di isolamento devono rispondere a precisi requisiti di accettazione e di qualificazione. L'Ordinanza 3274/03, a questo proposito, dedica oltre ai punti riguardanti gli "Aspetti costruttivi, manutenzione sostituibilità" e il "collaudo", anche due allegati (10-A e 10-B) aventi come oggetto la verifica allo stato limite ultimo degli isolatori elastomerici e le modalità di prova dei dispositivi.

Nel caso degli apparecchi di isolamento in elastomero armato, la rigidità laterale "equivalente" del singolo dispositivo:

$$K_e = G_{din} \frac{A}{t_e}$$

è legata al modulo tangenziale G_{din} “dinamico” (cioè valutato mediante prove cicliche a frequenza diversa da zero), all’area A del singolo strato di elastomero ed allo spessore “efficace” totale t_e degli strati. La determinazione sperimentale di G_{din} è quindi di fondamentale importanza. Nella figura 1.11 viene mostrato un momento della prova ciclica per la determinazione delle curve $G_{\text{din}}-\gamma$ e $\xi-\gamma$ dove γ è lo spostamento orizzontale imposto rapportato allo spessore t_e .

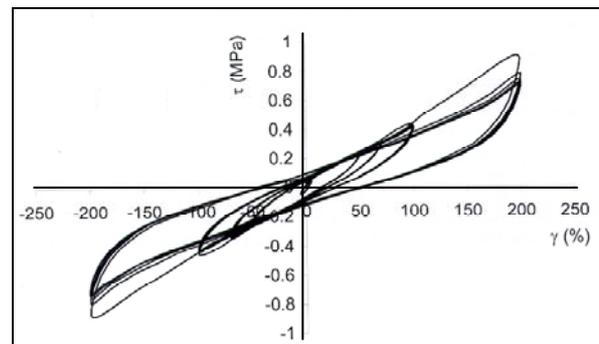
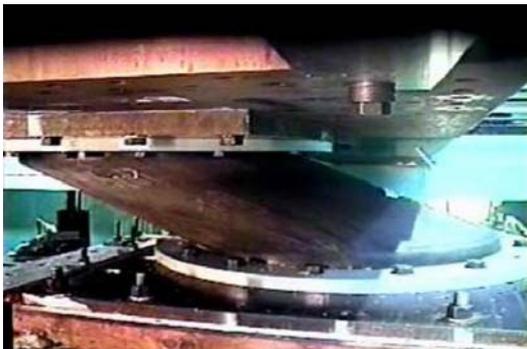


Figura n. 1.11 – Prova di deformabilità laterale di un isolatore in elastomero armato e cicli d’isteresi

A seconda del tipo di gomma che viene utilizzata per la costruzione dei dispositivi si possono avere diversi valori di modulo G_{din} . Convenzionalmente si assume come valore indicativo il modulo secante calcolato per un valore di $\gamma = 100\%$.

Comportamento ciclico degli isolatori elastomerici armati

Le prove cicliche a spostamento imposto crescente sui dispositivi in elastomero armato consentono di descriverne il caratteristico comportamento che, tipicamente, assume l’andamento illustrato nella Figura n. 1.12. Il legame costitutivo, fortemente non lineare, è caratterizzato da una diminuzione della rigidità laterale al crescere dello scorrimento e dalla tendenza ad esibire una sorta di “incrudimento” in corrispondenza di valori di scorrimento superiori a circa il 150% soglia oltre la quale gli strati di gomma si deformano oltre che per tensione tangenziale anche per tensione normale di trazione, come è facile comprendere osservando la Figura 1.11. A dispetto della non linearità del legame costitutivo reale, il

comportamento ciclico dell'isolatore può essere "linearizzato" considerando la rigidezza equivalente (secante) come rappresentativa del comportamento ciclico del dispositivo

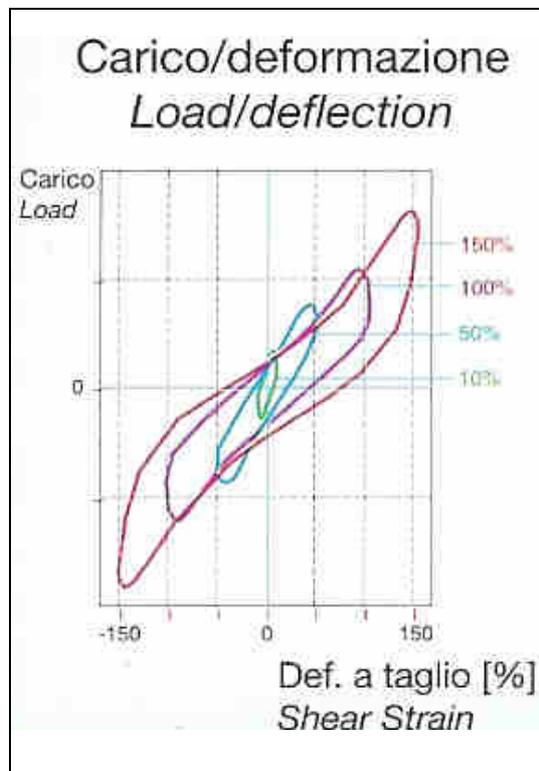


Figura n. 1.12 – Variazione di rigidezza laterale di un dispositivo con gomma "morbida"

Infatti se, al disotto del valore di soglia, si mette in relazione la rigidezza secante, ottenuta semplicemente dividendo la forza di taglio per lo scorrimento corrispondente, con lo

scorrimento, e si opera un'interpolazione tra i dati (Figura n. 1.13), si ottengono due rami il primo dei quali, valido per valori di scorrimento relativamente bassi (fino al 50%), è descritto da una funzione esponenziale illustrata nella Figura n. 1.14. Il secondo ramo, illustrato nella Figura n. 1.15, è caratterizzato da un andamento pressoché costante.

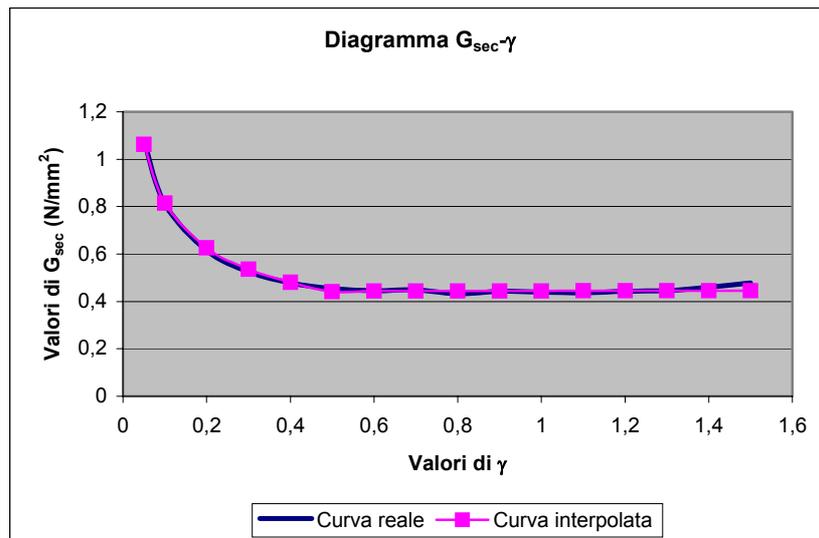


Figura n. 1.13 – Variazione di rigidezza laterale di un dispositivo con gomma “morbida”

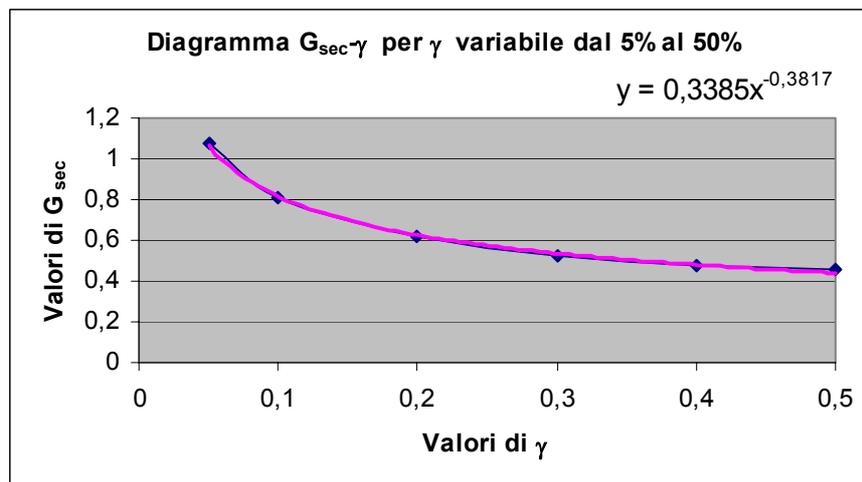


Figura n. 1.14

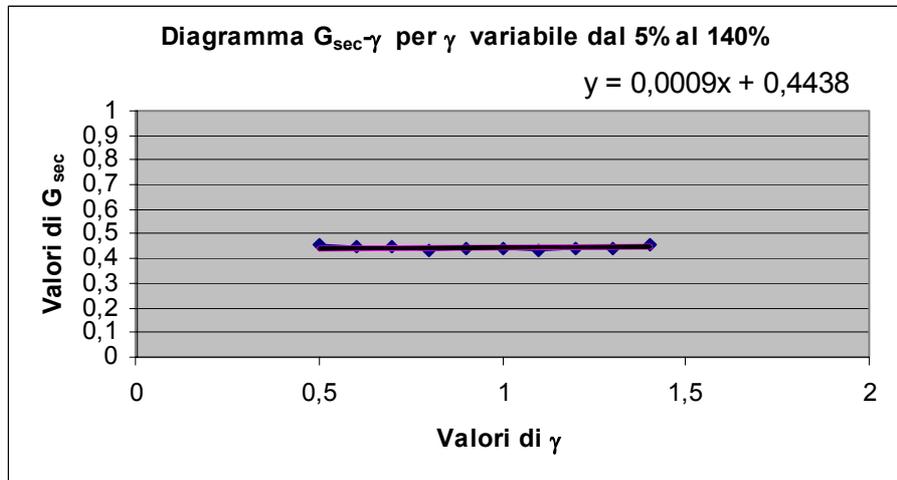


Figura n. 1.15

Il comportamento “softening” del dispositivo almeno fino al livello di soglia richiede che per ciascuna delle due verifiche di sicurezza (SLD e SLU) sia assunto un valore di rigidezza secante diverso, ma, mentre per lo SLU tale valore rimane sostanzialmente costante, per lo SLD si deve operare con un procedimento iterativo di seguito descritto:

1. allo step “i” si assegna un valore per lo scorrimento γ_i ;
2. si calcola conseguentemente il valore della rigidezza secante iniziale mediante la funzione $K_{sec,i-\gamma_i}$;
3. si effettua l’analisi strutturale con il valore di rigidezza $K_{sec,i}$ e si calcola il valore dello scorrimento γ_{i+1} ;
4. se $\gamma_{i+1} = \gamma_i \pm \varepsilon$ (ε è la tolleranza) la procedura si arresta, altrimenti si calcola il valore $K_{sec,i+1}$ corrispondente a γ_{i+1} e si procede ritornando al punto 3.

Tale procedura è coerente con quanto riportato al punto 10.7.2 dell’OPCM 3274: “Quando la rigidezza e/o lo smorzamento equivalenti del sistema di isolamento dipendono significativamente dallo spostamento di progetto, dovrà applicarsi una procedura iterativa fino a che la differenza tra il valore assunto e quello calcolato non sia inferiore al 5%”.

Il processo di “linearizzazione” del comportamento del dispositivo si completa trasformando l’energia dissipata per isteresi (convenzionalmente calcolata come area racchiusa dal ciclo corrispondente a $\gamma = 100\%$) in smorzamento viscoso equivalente. Considerando che, generalmente almeno per i primi tre modi di vibrazione nei quali è concentrata la quasi totalità della massa partecipante, nella struttura in elevazione di un edificio isolato alla base gli spostamenti “elastici” sono trascurabili rispetto a quelli di “corpo rigido” (sostanzialmente coincidenti con lo spostamento del piano di isolamento) lo smorzamento viscoso equivalente del sistema di isolamento viene attribuito della struttura isolata alla base relativamente ai modi “rigidi”. Ai modi superiori “elastici” viene invece generalmente attribuito uno smorzamento viscoso uguale al 5%.

L’analisi lineare equivalente è permessa se sono soddisfatte tutte le condizioni descritte al punto 10.7.2 – Modellazione dell’OPCM 3274:

- a) *la rigidezza equivalente del sistema d’isolamento è almeno pari al 50% della rigidezza secante per cicli con spostamento pari al 20% dello spostamento di riferimento;*
- b) *lo smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento, come definito in precedenza, è inferiore al 30%;*
- c) *le caratteristiche forza-spostamento del sistema di isolamento non variano di più del 10% per effetto di variazioni della velocità di deformazione, in un campo del $\pm 30\%$ intorno al valore di progetto, e dell’azione verticale sui dispositivi, nel campo di variabilità di progetto;*
- d) *l’incremento della forza nel sistema di isolamento per spostamenti tra $0,5d_{dc}$ e d_{dc} è almeno pari all’ 1,25% del peso totale della sovrastruttura.*

In caso contrario “il legame costitutivo dei singoli dispositivi del sistema di isolamento deve riprodurre adeguatamente il loro comportamento nel campo di deformazioni e velocità che si verificano durante l’azione sismica, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell’energia dissipata nei cicli di isteresi”. A questo proposito si può assumere un modello teorico di tipo bi-lineare, definito dai seguenti parametri (Figura n. 1.16):

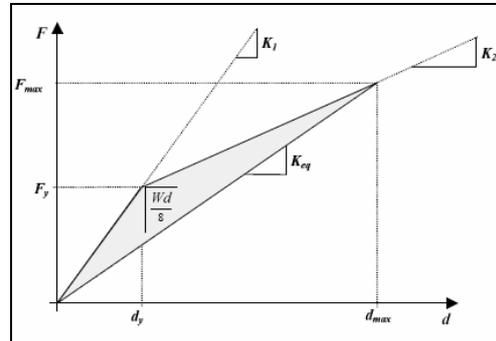


Fig. 1.16 - Comportamento teorico bi-lineare degli isolatori.

$$K_1 = \frac{F_1}{d_1} = \frac{F_y}{d_y} : \text{rigidezza elastica del primo ramo};$$

$$K_2 = \frac{F_2}{d_2} = \frac{F_{\max}}{d_{\max}} : \text{rigidezza post-elastica del secondo ramo};$$

W_d : energia dissipata da un dispositivo d'isolamento in un ciclo completo di carico;

$d_y = d_1$: spostamento corrispondente al limite elastico;

$F_y = F_1$: forza corrispondente al limite elastico.

Ponendo la rigidezza $K_1 = 2 \cdot K_{eq}$ in modo da soddisfare in parte anche la condizione a) si determinano K_2 e d_y dalle seguenti relazioni:

$$\begin{cases} \xi_e = \frac{W_d}{2\pi \cdot K_e \cdot d_{\max}^2} = \frac{W_d}{\pi \cdot K_1 \cdot d_{\max}^2} \\ F_{\max} = K_1 \cdot d_y + K_2 \cdot (d_{\max} - d_y) \end{cases} \quad [1.23]$$

essendo:

$$W_d = 8 \cdot \left[\frac{1}{2} K_1 \cdot d_y^2 + K_1 \cdot d_y \cdot (d_{\max} - d_y) + \frac{1}{2} K_2 (d_{\max} - d_y)^2 - \frac{1}{2} K_{eq} \cdot d_{\max}^2 \right] \quad [1.24]$$

e ricavando K_2 dalla seconda equazione e sostituendo nella prima si ottiene:

$$\begin{cases} d_y = \frac{\xi \cdot \pi \cdot K_1 \cdot d_{\max} - 4 \cdot F_{\max} \cdot d_{\max} + 2 \cdot K_1 \cdot d_{\max}^2}{4 \cdot (K_1 \cdot d_{\max} - F_{\max})} \\ K_2 = \frac{F_{\max} - K_1 \cdot d_y}{(d_{\max} - d_y)} \end{cases} \quad [1.25]$$

dove : $F_{\max} = M_{tot} \cdot S_d(T)$ [1.26]

2. PREDIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO

Il sistema di isolamento viene progettato secondo la *strategia dell'incremento del periodo*, cioè fissando il periodo fondamentale della struttura isolata T_{is} che si vuole ottenere (Target Period TP). Calcolata la massa sismica complessiva M al disopra del piano di isolamento, il valore della rigidezza laterale equivalente del sistema si ottiene in base alla teoria lineare approssimata esposta nel capitolo precedente:

$$K_{esi} = \left(\frac{2\pi}{T_{is}} \right)^2 \cdot M \quad [2.1]$$

Le rigidezze laterali dei singoli isolatori si calcolano in base alla considerazione che, poiché l'eccentricità accidentale (pari al 5%) è aggiuntiva rispetto a quella effettiva (data dalla differenza di coordinate tra il centro di massa ed il centro di rigidezza) e considerato che la sovrastruttura si muove sostanzialmente seguendo gli spostamenti del piano di isolamento, in fase di dimensionamento del sistema di isolamento è opportuno far coincidere il centro di massa (definito come proiezione del peso sismico globale calcolato al disopra degli isolatori sul piano di isolamento) con il centro di rigidezza dei dispositivi. Ciò si ottiene imponendo al singolo isolatore una rigidezza equivalente (secante) proporzionale al peso gravante su di esso. In questo modo si minimizza il valore dell'eccentricità effettiva e resta da mettere in conto solo l'eccentricità accidentale. La somma delle rigidezze equivalenti dei singoli isolatori fornisce la rigidezza equivalente del sistema di isolamento K_{esi} . Pertanto, indicando con $K_{e,i}$ la rigidezza equivalente dell'i-esimo isolatore e con m_i la massa sismica gravante sull'i-esimo isolatore, essendo:

$$M = \sum_{i=1}^N m_i \quad [2.2]$$

con N numero degli isolatori, si ottiene:

$$K_{e,i} = \frac{m_i}{M} \cdot K_{esi} \quad [2.3]$$

Per quanto esposto al precedente capitolo la scelta del target deve contemperare le due esigenze di ottenere, da una parte, una significativa riduzione dell'accelerazione spettrale e, dall'altra, di evitare un eccessivo spostamento del piano di isolamento. L'esperienza maturata nella realizzazione di edifici isolati alla base mostra che, in fase di dimensionamento, si può assumere per un edificio a base mobile un TP variabile da 3 a 5 volte il periodo dello stesso edificio a base fissa. Tuttavia, una più precisa indicazione sul valore del TP si può ottenere se si hanno a disposizione dati geologici, geotecnici e geofisici che permettano di "costruire" uno spettro specifico per il sito nel quale l'edificio dovrà essere costruito.

A titolo di esempio si osservi la figura 2.1 che mostra in sovrapposizione lo spettro di normativa (D.M. 14/09/2005) per suolo di tipo B in area sismica 2 (con periodo di ritorno di 974 anni) e lo spettro specifico di un dato sito. Dalla figura si evince che per i periodi alti le accelerazioni spettrali di normativa sono di gran lunga superiori a quelle ottenute mediante consolidati modelli teorico-sperimentali che descrivono il comportamento degli strati di terreno di sedime. In un caso come questo, poiché l'OPCM 3274 al punto 10.6.1 - Spettri di progetto, consente di fatto una riduzione fino al 20% delle ordinate spettrali nel campo di periodi di interesse, il periodo di progetto potrebbe essere ridotto con effetti benefici sullo spostamento massimo di progetto.



Regione Marche

DIPARTIMENTO PER LE POLITICHE INTEGRATE DI SICUREZZA E PER LA PROTEZIONE CIVILE
P.F. RISCHIO SISMICO ED OPERE PUBBLICHE D'EMERGENZA

LINEE GUIDA PER LA
PROGETTAZIONE DI EDIFICI
ISOLATI ALLA BASE

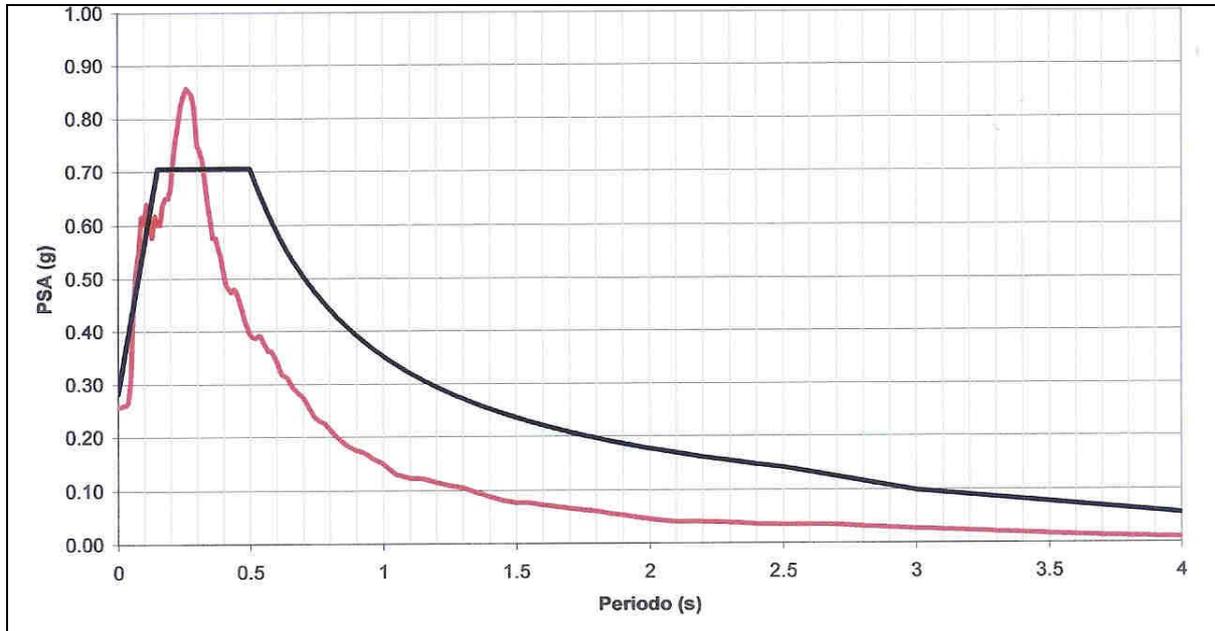


Fig. 2.1 – Confronto tra spettro di normativa e spettro specifico per il sito



Una volta definita la rigidezza equivalente dei singoli isolatori si procede al dimensionamento dei dispositivi nel modo che sarà illustrato nel seguito. La scelta del valore di G_{din} nominale determina il tipo di mescola costituente l'elastomero e, conseguentemente, il fattore di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} come si può osservare dalle figure n. 2.2a, b.

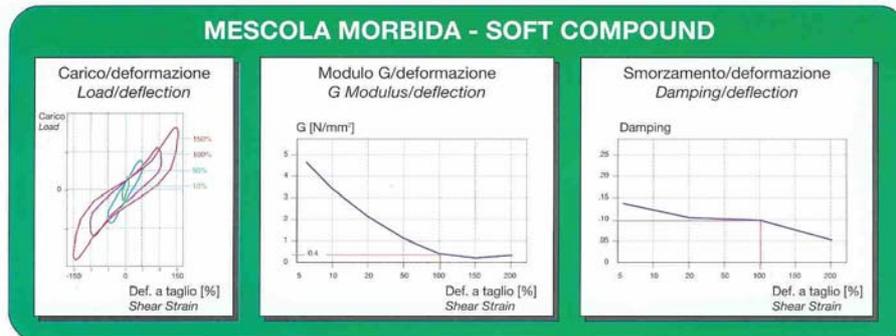


Fig. 2.2a - Comportamento di un isolatore con mescola morbida ($G_{din} = 0,4$ MPa)

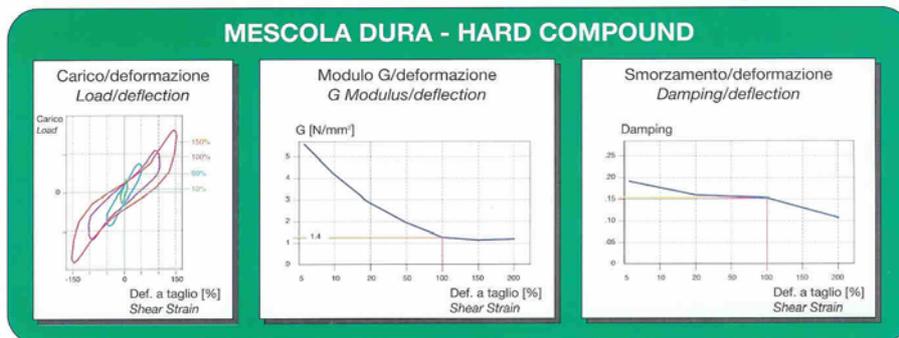


Fig. 2.2b - Comportamento di un isolatore con mescola dura ($G_{din} = 1,4$ MPa)

Attualmente le aziende producono isolatori elastomerici armati che in funzione del tipo di mescola utilizzata, vengono classificati secondo le tre classi **S** (Soft), **N** (Normal) e **H** (Hard) con rispettivamente $\xi_e = 10 - 10 - 16\%$ e modulo di elasticità tangenziale pari a $G_{din} = 0.4 - 0.8 - 1.4$ MPa.

Se le masse gravanti sugli isolatori sono modeste, per ottenere il periodo prefissato è

necessario ottenere bassi valori di rigidezza laterale equivalente. Come si può osservare dalla Figura n. 2.3 lo stesso valore di rigidezza (ad esempio $K_e = 0,56 \text{ N/mm}$) si può ottenere per diversi valori del rapporto $\frac{A}{t_e}$ in funzione del valore di G_{din} . Tuttavia un valore troppo

basso del rapporto $\frac{A}{t_e}$ è sconsigliabile perché potrebbe non risultare soddisfatta la verifica di stabilità dell'isolatore. Infatti il carico verticale applicato sull'isolatore deve risultare non superiore al 50% del carico critico V_{cr} essendo:

$$V_{cr} = G_{din} \cdot A_r \cdot S_1 \cdot \frac{D}{t_e} \quad [2.4]$$

Nell'espressione di V_{cr} , D è il diametro degli strati di gomma in un isolatore supposto di forma circolare (OPCM 3274 – Allegato 10.A) e S_1 è il fattore di forma primario. Poiché l'area ridotta A_r è una frazione dell'area dell'isolatore si ottiene:

$$A_r = \alpha \cdot A$$

$$V_{cr} = G_{din} \cdot \alpha \cdot A \cdot S_1 \cdot \frac{D}{t_e} = G_{din} \cdot \alpha \cdot D \cdot S_1 \cdot \frac{A}{t_e} \quad [2.5]$$

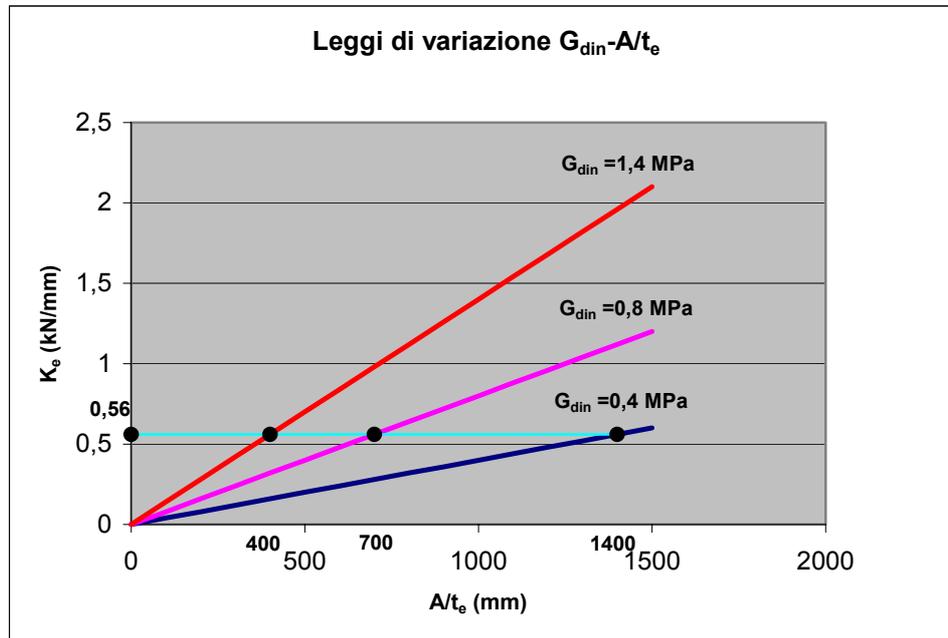


Fig. 2.3

Poiché il carico critico cresce al crescere del rapporto $\frac{A}{t_e}$ risulta conveniente adottare una mescola più morbida. Viceversa, nei casi in cui i pesi gravanti sugli isolatori sono elevati, si potrà adottare anche mescole più dure con il vantaggio aggiuntivo di ottenere valori più alti dello smorzamento viscoso equivalente.

La [2.4] si può scrivere in funzione del fattore di forma secondario S_2 che, in sostanza, rappresenta l'inverso della "snellezza" dell'isolatore:

$$V_{cr} = G_{din} \cdot A_r \cdot S_1 \cdot \frac{D}{t_e} = G_{din} \cdot A_r \cdot S_1 \cdot S_2$$

Per questo motivo in generale si assumono i seguenti valori:

$$S_{2,max} \cong 4$$

$$S_{1,min} \geq 12$$



3. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Giacchetti R., "La protezione sismica degli edifici mediante sistemi di isolamento delle fondazioni. Uno studio di fattibilità", Nota Tecnica no. 112 Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Ancona, A.A. 1988-89.

Giacchetti R., "Preliminary Design of Lead-Rubber Isolation Systems in the Retrofit of Existing Buildings," Proceedings International Meeting on Base Isolation and Passive Energy Dissipation, Assisi, Italy, June 8-9, 1989.

Kelly J.M., "Base Isolation: Linear Theory and Design" Earthquake Spectra, Volume 6, No. 2, May 1990.

Antonucci R., Giacchetti R., "Application of Base Isolation on an Existing Unreinforced Masonry Building," Proceedings of STREMA '91, Seville, Spain, 14-16 May, 1991.

Antonucci R., Giacchetti R., Mancini A., "Base Isolation of a Strategic Building in Ancona," Proceedings of the International Meeting on Earthquake Protection of Buildings, Ancona, June 6-8, 1991.

Antonucci R., Giacchetti R., Achilli T., "Design Level of Base Isolated Structures with Collaborating Infill Panels," Proceedings of MURST former 40% Italian National Research Project (1995-1997) Workshop on "Testing and Modelling Innovative Systems for Seismic Response Control of Buildings and Bridges", University of Naples Federico II, Naples, May 17-18, 1996.

Antonucci R., Giacchetti R., "Valutazione del livello di progetto di strutture isolate alla base con tamponature collaboranti," Giornate AICAP '97 dedicate a Carlo Cestelli Guidi su "L'innovazione e la realtà delle opere di calcestruzzo strutturale", Aicap – Associazione Italiana Cemento Armato e Precompresso, Roma, 23 – 25 ottobre 1997.

Kelly J.M., "Earthquake-resistant Design with Rubber" Berlin and New York Springer-Verlag, 1997.

Giacchetti R., Bianchi A., Mancinelli G.G., "Riabilitazione di un edificio in c.a. danneggiato dal sisma del Settembre 1997 mediante isolamento alla base," Atti del X Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia" Potenza Matera, 9-13 Settembre 2001.

Giacchetti R., "Fondamenti di dinamica delle strutture e di ingegneria sismica". Collana "Quaderni per la progettazione", Editore EPC Libri, Roma 2004.

Dolce M., Cardone D., Di Cesare A., Ponzo F.C., "Progetto di edifici con isolamento sismico", IUSS Press, Pavia, 2004



4. UN CASO DI STUDIO: L'EDIFICIO PER LA NUOVA SEDE DELLA PROTEZIONE CIVILE DELLA REGIONE MARCHE.

L'edificio destinato ad ospitare la nuova sede della Protezione Civile della Regione Marche sarà realizzato in un'area situata in località Passo Varano di Ancona sul sedime di un fabbricato che sarà demolito e che attualmente fa parte del complesso denominato C.A.P.I..

Trattandosi di un edificio la cui funzionalità deve essere assicurata in situazione di emergenza sismica, la Regione Marche ha richiesto un livello di protezione contro il terremoto che garantisca non soltanto la salvaguardia dell'incolumità pubblica ma anche la minimizzazione dei danni all'organismo edilizio ed alle attrezzature che vi sono contenute. Si è pertanto deciso di progettare e realizzare un sistema di isolamento alla base costituito da dispositivi in elastomero armato ad alto smorzamento.

Sulla base delle indicazioni di massima sui requisiti del sistema di isolamento è stato approntato da parte della Protezione Civile un progetto architettonico che prevede la realizzazione di un edificio caratterizzato da un piano seminterrato, adibito ad autorimessa, da quattro piani fuori terra dei quali i primi tre (piano terreno, primo e secondo) con destinazione ad uffici e l'ultimo (il terzo) utilizzato come residenza del personale di custodia (Figura 4.1). Al piano seminterrato si accede mediante una rampa carrabile esterna al perimetro del fabbricato in elevazione. La copertura del terzo piano, che occupa una superficie utile minore rispetto ai piani inferiori, è costituita da una volta cilindrica con struttura costituita da archi circolari in legno lamellare, nella quale è stato inserito un lucernario in grado di realizzare un "pozzo di luce" per i piani sottostanti. Per il resto, la copertura è a terrazzo.

La forma dell'edificio in pianta è approssimativamente quella di un trapezio di lunghezza uguale a 34 m, larghezza minima uguale a 17.5 m e larghezza massima uguale a 29.40 m. L'altezza totale dal piano stradale (quota 0) è uguale a 12.66 m. Il piano interrato ha un'altezza di 3.30 m mentre gli impalcati in elevazione hanno altezza di interpiano 3.20 m.

	<p>DIPARTIMENTO PER LE POLITICHE INTEGRATE DI SICUREZZA E PER LA PROTEZIONE CIVILE</p> <p>P.F. RISCHIO SISMICO ED OPERE PUBBLICHE D'EMERGENZA</p>	<p>LINEE GUIDA PER LA PROGETTAZIONE DI EDIFICI ISOLATI ALLA BASE</p>
---	---	--

L'ossatura resistente è costituita da un telaio spaziale in c.a. composto da pilastri posti secondo una maglia regolare di circa 5.00 x 7.00 m che nella parte frontale si modifica per adattarsi al profilo obliquo della facciata. Le travi della parte in elevazione, sono a spessore di solaio con esclusione dell'impalcato a piano terra e delle travi di bordo portanti le tamponature che sono invece emergenti. L'ossatura resistente comprende anche il blocco scala e la struttura scatolare dell'ascensore. Poiché l'efficacia del sistema di isolamento alla base è tanto maggiore quanto maggiore è la rigidità laterale della sovrastruttura rispetto a quella degli isolatori il blocco scale-ascensore è stato rigidamente connesso al telaio spaziale principale ed è stato munito di apparecchi di isolamento al disotto della soletta che funge da chiusura del fondo-corsa (Figura 4.2).

I solai di piano sono tutti realizzati mediante predalles tralicciate di spessore totale uguale a 28 cm al piano terra e 34 cm ai piani superiori di cui 4 cm sono costituiti dalla soletta collaborante.

La presenza del piano seminterrato ha richiesto la realizzazione di pareti perimetrali contro terra in c.a. di spessore uguale a 30 cm; la falda idrica praticamente affiorante, posta ad una profondità di circa 0,70 m dal piano di campagna, ha richiesto di impostare le strutture verticali del piano seminterrato su una platea continua impostata su pali di diametro uguale a 1000 mm. L'asse dei pali è stato fatto coincidere con l'asse dei pilastri della parte in elevazione.

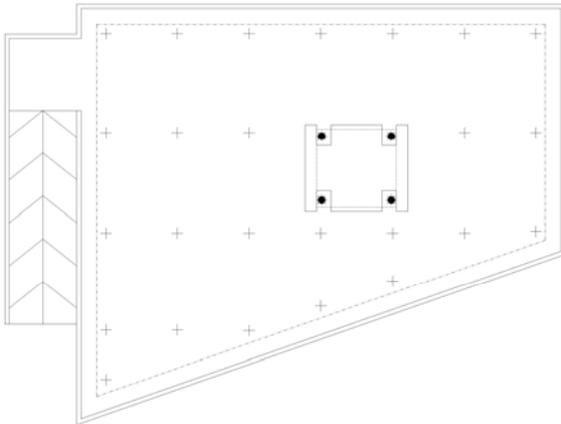


Regione Marche

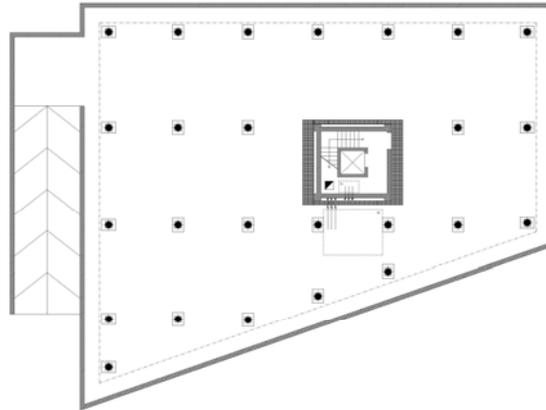
DIPARTIMENTO PER LE POLITICHE INTEGRATE DI SICUREZZA E PER LA PROTEZIONE CIVILE
P.F. RISCHIO SISMICO ED OPERE PUBBLICHE D'EMERGENZA

LINEE GUIDA PER LA
PROGETTAZIONE DI EDIFICI
ISOLATI ALLA BASE

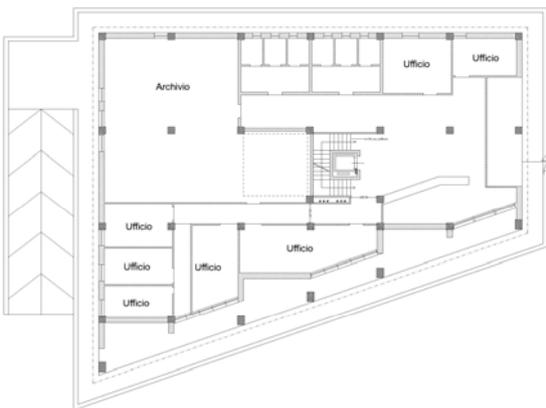
Livello Sotto Blocco Scala



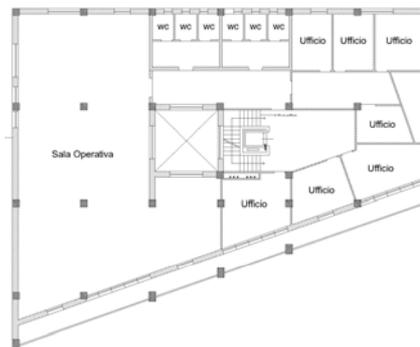
Piano Interrato



Piano Primo



Piano Secondo



Piano Terzo

Piano Quarto





Figura 4.1 – Planimetrie progetto architettonico

La presenza del seminterrato ha orientato la scelta della posizione del piano di isolamento, cioè del piano ideale sul quale sono posti gli isolatori che è stato collocato al disotto delle travi che sostengono il primo solaio (Figura 4.12). Per raggiungere la quota prefissata gli apparecchi di isolamento sono stati collocati alla sommità di piedistalli (baggioli) ad un'altezza di circa 2,30 m dal piano dell'autorimessa. I piedistalli si trovano in asse ai pilastri della struttura in elevazione e, naturalmente, l'asse degli isolatori coincide con l'asse dei piedritti. La collocazione degli apparecchi è motivata dalla necessità di provvedere all'ispezione periodica del sistema di isolamento ed, eventualmente, alla sostituzione degli isolatori stessi.

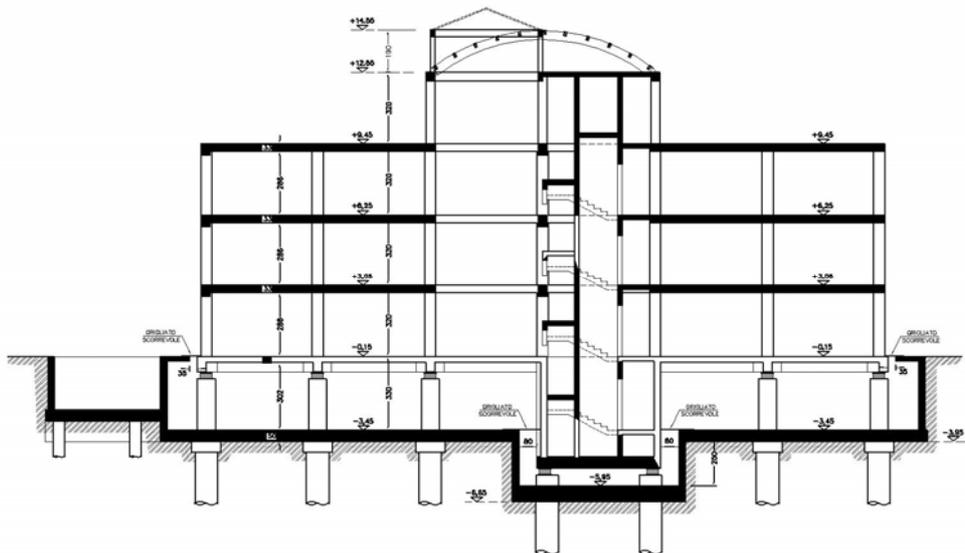
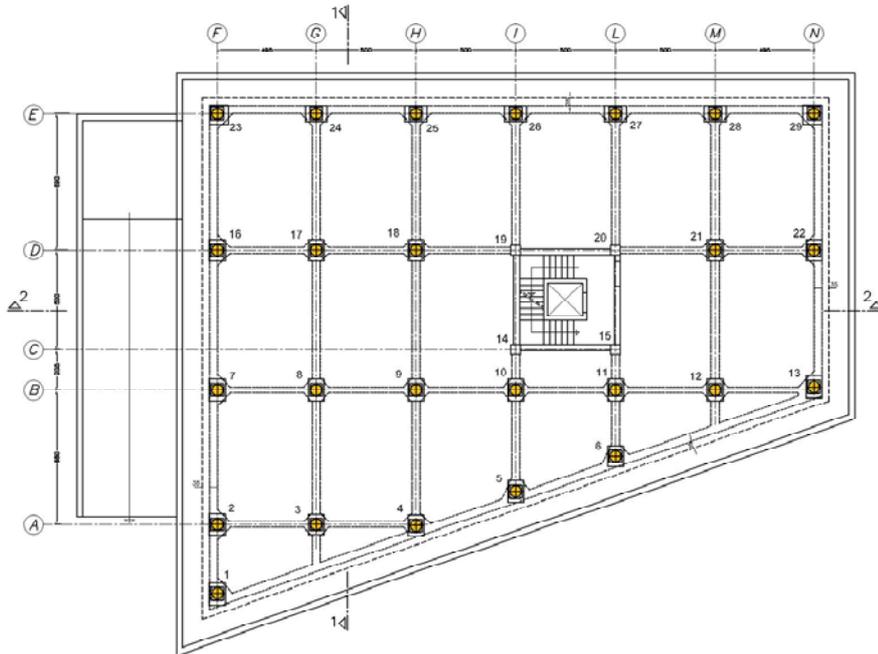
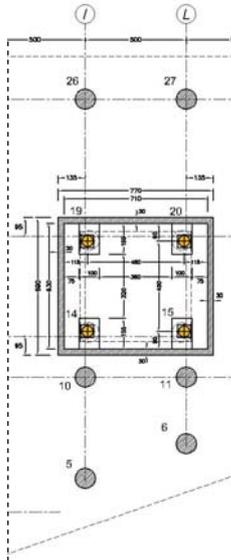




Regione Marche

DIPARTIMENTO PER LE POLITICHE INTEGRATE DI SICUREZZA E PER LA PROTEZIONE CIVILE
P.F. RISCHIO SISMICO ED OPERE PUBBLICHE D'EMERGENZA

LINEE GUIDA PER LA
PROGETTAZIONE DI EDIFICI
ISOLATI ALLA BASE



seitec srl
Seismotechnologies

Spin off accademico

Università Politecnica delle Marche



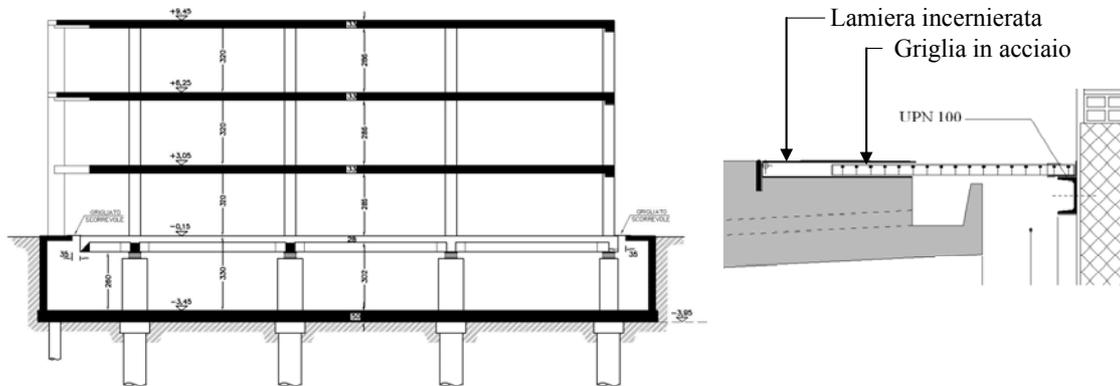


Figura 4.2 – Schema del sistema di isolamento e dei gap sismici

Per soddisfare i requisiti richiesti dall'O.P.C.M. 3274 e s.m.i. i baggioli sono stati dimensionati in modo da garantire una rigidità laterale almeno 40 volte la rigidità laterale degli isolatori. In questo modo si è rispettata l'esigenza di garantire un piano di imposta degli apparecchi di isolamento sufficientemente rigido lateralmente; inoltre la presenza della platea di fondazione, il cui spessore è stato fissato uguale a 50 cm, migliora la rigidità membranale del piano di isolamento.

Per la rimozione degli isolatori e la loro sostituzione è necessario poter sollevare localmente l'impalcato sovrastante di qualche millimetro il che può essere effettuato mediante martinetti idraulici da inserire tra la sommità del piedistallo e l'intradosso delle travi. Per rispondere alla duplice esigenza di garantire da una parte un piano membranamente rigido al disopra del piano di isolamento e dall'altra la corretta collocazione dei martinetti i piedistalli e le travi del primo solaio sono stati dimensionati in modo da presentare opportuni allargamenti in corrispondenza degli isolatori.

Per permettere alla sovrastruttura (cioè alla parte di edificio che sta al disopra del piano di isolamento) di traslare in ogni direzione orizzontale, tra la parte mobile e la parte fissa del fabbricato, costituita dalla struttura dell'autorimessa posta al disotto del piano di isolamento,

	<p>DIPARTIMENTO PER LE POLITICHE INTEGRATE DI SICUREZZA E PER LA PROTEZIONE CIVILE</p> <p>P.F. RISCHIO SISMICO ED OPERE PUBBLICHE D'EMERGENZA</p>	<p>LINEE GUIDA PER LA PROGETTAZIONE DI EDIFICI ISOLATI ALLA BASE</p>
---	---	--

cioè dalla platea di fondazione, dalle pareti perimetrali contro terra e dai baggioli, è stato realizzato un cavedio “gap sismico” commisurato al valore massimo dello spostamento di progetto della parte mobile, che dal calcolo risulta uguale a circa 30 cm.

Il gap sismico sarà opportunamente protetto da marciapiedi mobili per evitare cadute accidentali. La presenza del gap e la possibilità del verificarsi di significativi movimenti orizzontali relativi tra parte rigidamente ancorata al terreno e la parte mobile dell’edificio ha richiesto anche che gli allacci dei vari impianti (elettrico, idrico, gas) siano muniti di giunzioni flessibili ed estensibili.

Gli apparecchi di isolamento sono stati selezionati in base alle caratteristiche dinamiche della struttura a base fissa, per quanto riguarda la scelta del periodo obiettivo e sulle caratteristiche dello spettro di risposta elastica della componente orizzontale del terremoto di progetto adottato per quanto riguarda il valore dello smorzamento viscoso equivalente. In sintesi, il periodo di progetto per l’edificio a base mobile è stato fissato uguale a circa 2,00 secondi, considerata anche la forma dello spettro di risposta elastica della componente orizzontale del terremoto di progetto adottato e lo smorzamento è stato richiesto uguale al 15%. Per ottenere questo valore di smorzamento si è dovuto fissare il modulo secante trasversale della gomma G_{din} che è stata scelto uguale a 0,8 MPa caratteristico di una miscela normale. Per ottenere il periodo prefissato, nota la massa sismica complessiva dell’edificio, è stato calcolata la rigidezza laterale del sistema di isolamento e, conseguentemente, le dimensioni in pianta ed in altezza della gomma (numero e spessore dei singoli strati). Le dimensioni degli apparecchi di isolamento e la loro distribuzione in pianta è stata ottimizzata per ottenere la minimizzazione degli effetti torsionali sul piano di isolamento.

Riferimenti normativi

- Legge n° 64 del 02.02.1974 e successivo D.M. 16.01.1996 recanti “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”





- Legge n° 1086 del 05.11.1971 recante “Norme per la costruzione di opere in calcestruzzo semplice o armato e strutture metalliche”
- D.M. 16.01.1996 recante “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”
- D.M. 16.01.1996 recante “Norme tecniche relative ai «Criteri generali per le verifiche di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi”
- D.M. 11.03.1988 recante “Criteri generali e prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”
- Ordinanza n. 3274, PCM 20.03.2003 recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica e successive”
- Ordinanza n. 3431, PCM 03.05.2005 recante “Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici”
- Consiglio Superiore dei LL.PP., Servizio tecnico Centrale, 1998 “Linee guida per progettazione, esecuzione e collaudo di strutture isolate dal sisma”
- UNI ENV 1992-1-1 “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: regole generali e regole per gli edifici”

Materiali

Conglomerato cementizio C29/35

- resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 35$	MPa
- resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83R_{ck} = 29,05$	MPa
- resistenza di calcolo (SLU)	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_m = 8,16$	MPa
- resistenza di calcolo	$f'_{cd} = 0.85f_{cd} = 15,43$	MPa
- resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.27\sqrt[3]{R_{ck}^2} = 2,89$	MPa
- resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2,02$	MPa



- resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_m} = 1,26$ MPa

- resistenza unitaria a taglio di calcolo $\tau_{Rd} = 0.25 \cdot f_{ctd} = 0,32$ MPa

- modulo elastico $E_c = 5700\sqrt{R_{ck}} = 33722$ MPa

Acciaio FeB44k

- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 430$ N/mm²

- tensione di calcolo di snervamento $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 374$ N/mm²

L'acciaio deve inoltre possedere i seguenti requisiti:

- allungamento uniforme al carico max (frattile 10% inferiore)

$$\varepsilon_{su,k} > 8\%$$

- rapporto tra resistenza e tensione di snervamento

$$1.15 < \frac{f_t}{f_y} < 1.35$$

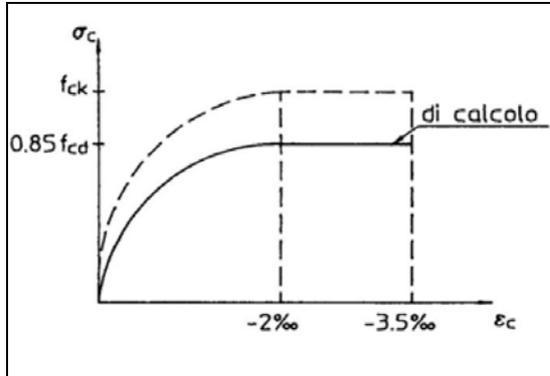
- rapporto tra valore effettivo e valore nominale di snervamento

$$\frac{f_{y,eff}}{f_{y,nom}} < 1.25$$

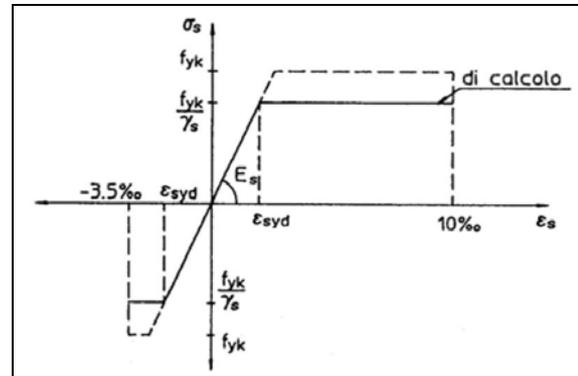
Rete elettrosaldata

- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 390$ N/mm²

- tensione di calcolo di snervamento $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 339$ N/mm²



Calcestruzzo



Acciaio

Figura 4.3 – Legami costitutivi

Isolatori elastomerici

Verranno impiegati isolatori elastomerici costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero collegati mediante vulcanizzazione. Saranno caratterizzati da ridotta rigidezza orizzontale (per garantire il disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura da quello del terreno), elevata rigidezza verticale (per sostenere i carichi verticali senza apprezzabili cedimenti) ed opportune capacità dissipative al fine di una riduzione dello spostamento orizzontale della struttura isolata).

La miscela utilizzata per la produzione degli isolatori sarà di tipo Normal con le seguenti proprietà misurate con metodologia di prova secondo UNI e OPCM 3431:

- Durezza Shore A3 = 75±3
- Modulo di elasticità laterale $G_{din}(\gamma=1)$ = 0.8±0.12 MPa
- Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente $\xi_e (\gamma=1)$ = 15 %.

Per tener conto dell'influenza dall'ampiezza dei cicli di deformazione sulle caratteristiche viscoelastiche equivalenti dell'elastomero si considerano le curve di carattere sperimentale riportate nella seguente Figura 4.4

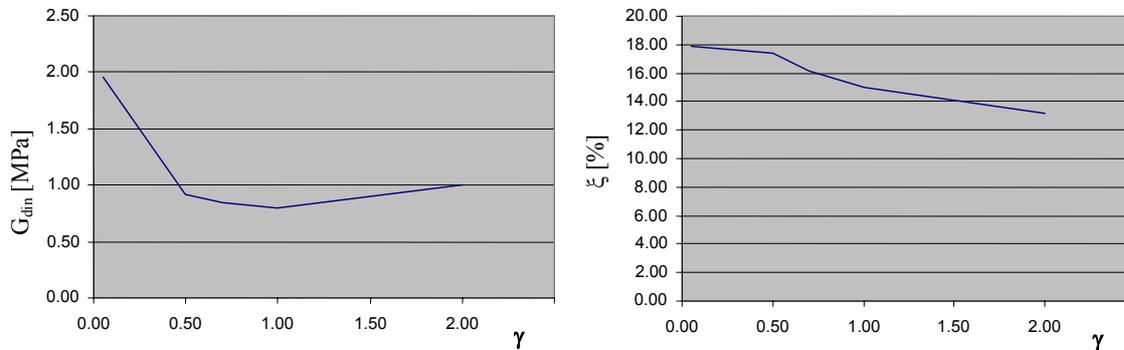


Figura 4.4 – Modulo di elasticità dinamico e dello smorzamento viscoso equivalente in funzione della deformazione dell'elastomero

Analisi dei carichi

Pesi propri ed azioni di natura antropica

Solai. I solai dell'edificio sono realizzati con lastre Predalles in cemento armato gettato in opera.

Solai Ordini Superiori (Sp=34 cm)

Peso Proprio	=	4.30 kN/m ²
Carichi permanenti	=	3.85 kN/m ²
Totale permanenti g_k	=	8.15 kN/m ²

Solaio Piano Terra - Diaframma Superiore Piano di Isolamento (Sp=28 cm)

Peso Proprio	=	3.75 kN/m ²
Carichi permanenti	=	3.85 kN/m ²
Totale permanenti g_k	=	7.60 kN/m ²

Solaio Accesso Scale e Sbalzi (Sp=20 cm)

Peso Proprio	=	5.00 kN/m ²
Carichi permanenti	=	3.85 kN/m ²

$$\text{Totale permanenti } g_k = 8.85 \text{ kN/m}^2$$

Solaio soffittatura (Sp=20 cm)

$$\text{Peso Proprio} = 2.44 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carichi permanenti} = 0.30 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Totale permanenti } g_k = 2.74 \text{ kN/m}^2$$

Carichi variabili

$$\text{- Uffici aperti al pubblico, caserme } g_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- Librerie (Archivi)} g_k = 6.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- Coperture praticabili } g_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- Balconi e Terrazzi praticabili } g_k = 4.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- Sottotetto non praticabile } g_k = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

Scala

La scala è realizzata con tipologia a soletta rampante dello spessore di 20 cm e larghezza di 1.20 m.

Rampa

$$\text{Peso Proprio} = 5.66 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carichi permanenti} = 3.69 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Totale permanenti } g_k = 9.35 \text{ kN/m}^2$$

Pianerottoli

$$\text{Peso Proprio} = 5.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carichi Permanenti} = 1.38 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Totale permanenti } g_k = 6.38 \text{ kN/m}^2$$

Carichi variabili

$$\text{- Balconi, Ballatoi e Scale Comuni } g_k = 4.00 \text{ kN/m}^2$$

Tamponature

La tamponatura di tipo 1 è utilizzata per la chiusura dei locali abitativi e degli uffici agli ordini superiori, la tamponatura di tipo 2 è utilizzata in corrispondenza del corpo scala e del lucernario.

Tamponatura tipo 1 Peso Proprio = 2.11 kN/m²

Tamponatura tipo 2 Peso Proprio = 2.30 kN/m²

Parapetto copertura praticabile

Il parapetto sulla copertura praticabile è costituito da una parete in mattoni forati dello spessore di 12 cm e di altezza 120 cm.

Peso Proprio = 2.07 kN/m

Altri carichi permanenti

Ringhiera terrazza $g_k = 0.15$ kN/m

Vetrata facciata continua $g_k = 2.00$ kN/m

Lucernario $g_k = 0.20$ kN/m²

Carico sulla soletta di sospensione dell'ascensore

Carico distribuito su 3,7 mq del box ascensore (motore, contrappeso e 6 persone)

Totale carico permanente $g_k = 24.32$ kN/m²

Neve

Il carico della neve è determinato con riferimento a quanto riportato dal Decreto Ministeriale del 9/1/96:

Comune di Ancona Zona I

Altitudine sito $a_s < 200$ m

Carico della neve al suolo $q_{sk} = 1.60$ kN/m²

Carico della neve in copertura $q_s = \mu_i q_{sk}$

Coefficienti di forma per carichi uniformi su falde piane

Uniforme falda singola	$\mu_1(\alpha = 0^\circ) = 0.8$	$q_s = 1.28 \text{ kN/m}^2$
Incrementato falda doppia	$\mu_2(\alpha = 0^\circ) = 0.8$	$q_s = 1.28 \text{ kN/m}^2$
Ridotto falda doppia	$\mu^*(\alpha = 0^\circ) = 0.8$	$q_s = 1.28 \text{ kN/m}^2$
Compluvio	$\mu_3(\alpha = 0^\circ) = 0.8$	$q_s = 1.28 \text{ kN/m}^2$

Coefficienti di forma per carichi su copertura curva

Per quanto riguarda il corpo del blocco servizi/alloggi, la copertura ha forma cilindrica. La condizione più sfavorevole che determina la maggior massa sismica risulta la (i) con coefficiente $\mu_1 = 0.8$ (Figura 4.5).

Coefficienti di forma per neve accumulata

Densità neve	$\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$	
Altezza ostacolo	$h = 3.2 \text{ m}$	
Lunghezza di acc.	$l_s = 2 \cdot h = 6,4 \text{ m}$	
Coefficiente di forma scivolamento	$\mu_s = 0$	$q_s = 0.00 \text{ kN/m}^2$
Coefficiente di forma vento	$\mu_w = \frac{\gamma \cdot h}{q_{sk}} = 2,5$	$q_s = 4.00 \text{ kN/m}^2$
Coefficiente di forma neve unif.	$\mu_1 = 0.8$	$q_s = 1.28 \text{ kN/m}^2$

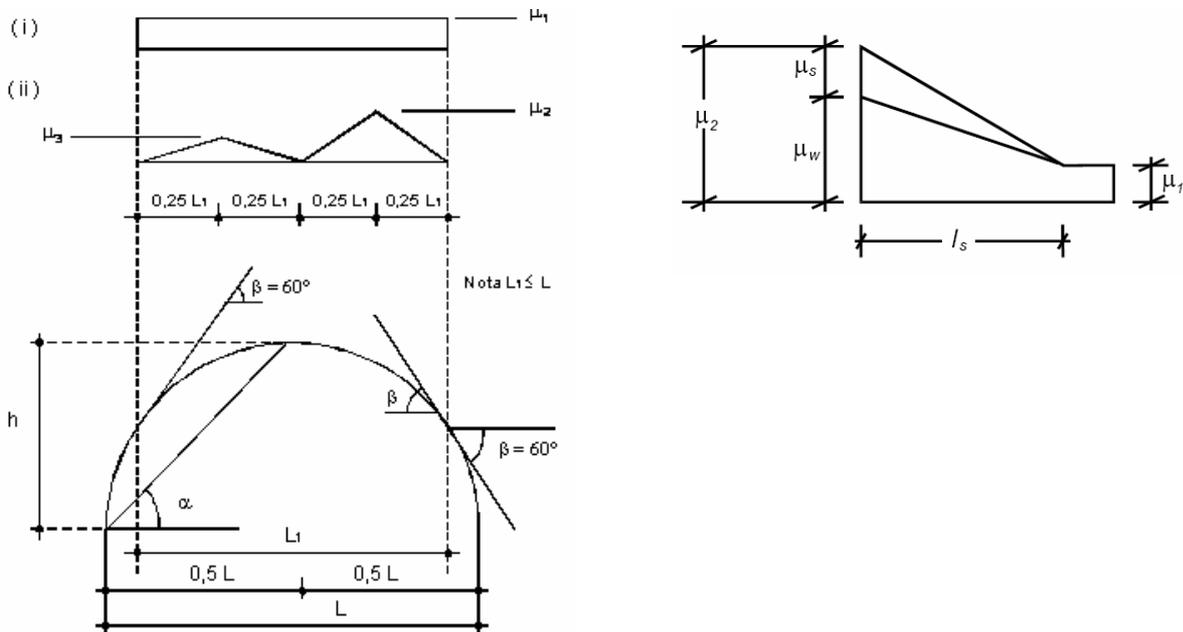


Figura 4.15 – Schemi di carico neve in copertura

Vento

L'azione del vento viene considerata come pressione statica applicata alle superfici esterne ed interne degli elementi che compongono la costruzione (DM 9/1/96).

Comune di Ancona Zona 3 $a_0 = 500 \text{ m}$ $k_a = 0.030 \text{ s}^{-1}$ $v_{ref,0} = 27 \text{ m/s}$

Altitudine sito $a_s < 200 \text{ m}$

Velocità di riferimento $v_{ref} = 27 \text{ m/s}$

Pressione cinetica di riferimento $q_{ref} = \frac{v_{ref}^2}{1.6} = 455.6 \text{ N/m}^2$

Classe di rugosità del terreno B

Categoria di esposizione III $K_r = 0.2$ $z_0 = 0.1$ $z_{min} = 5 \text{ m}$

Coefficiente di topografia $C_t = 1$

Coefficiente di esposizione

$$C_e(z) = K_r^2 C_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + C_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right]$$

per $z \geq z_{min}$

$$C_e(z) = C_e(z_{min})$$

per $z < z_{min}$

Coefficiente dinamico

$$C_d = 0.94 \quad (b = 24.90 \text{ m}, L = 30.40 \text{ m}, H = 13.6 \text{ m})$$

Coefficiente di forma (costruzione stagna)

- elementi sopravento $C_{pe} = +0.8$
- elementi sottovento $C_{pe} = -0.4$
- elementi su copertura $C_{pe} = -0.4$
- pressione interna $C_{pe} = 0$

Pressione effettiva

$$p = q_{ref} C_e C_{pe} C_d$$

Azione sismica

L'azione sismica è definita nel Capitolo 3 dell'OPCM 3431 considerando anche quanto prescritto ai punti 10.6.1 (Spettri di progetto) e 10.7.5 (Analisi dinamica lineare).

Comune di Ancona

Zona sismica 2 $a_g = 0.25g$

Suolo: Categoria B

$S = 1,25$, $T_B = 0.15$, $T_C = 0.50$, $T_D = 2.00$

Fattore di importanza $\gamma_I = 1,4$

Spettro di risposta elastico

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g S \left(1 + \frac{T}{T_B} (\eta 2.5 - 1) \right)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta 2.5$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta 2.5 \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g S \eta 2.5 \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55$ fattore che tiene conto del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ espresso in percentuale;

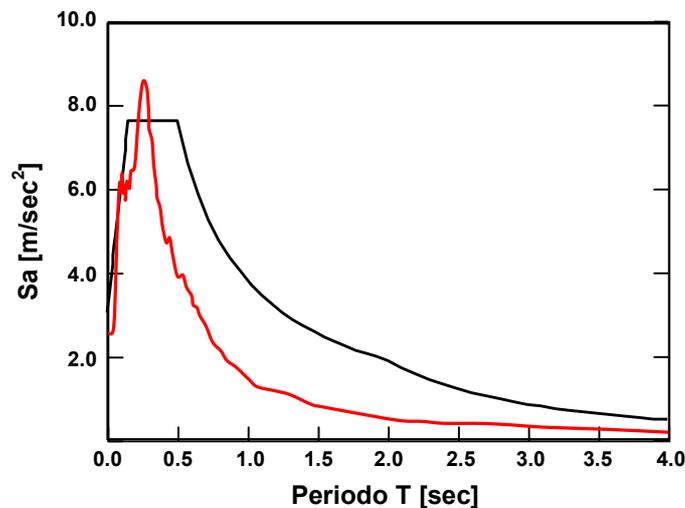


Figura 4.16 – Spettro di risposta elastico e spettro specifico del sito

A titolo di esempio si osservi la figura 4.16 che mostra in sovrapposizione lo spettro di normativa (D.M. 14/09/2005) per suolo di tipo B in area sismica 2 (con periodo di ritorno di 974 anni) e lo spettro specifico di un dato sito. Dalla figura si evince che per i periodi alti le accelerazioni spettrali di normativa sono di gran lunga superiori a quelle ottenute mediante

consolidati modelli teorico-sperimentali che descrivono il comportamento degli strati di terreno di sedime. In un caso come questo, poiché l'OPCM 3274 al punto 10.6.1 - Spettri di progetto, consente di fatto una riduzione fino al 20% delle ordinate spettrali nel campo di periodi di interesse, il periodo di progetto potrebbe essere ridotto con effetti benefici sullo spostamento massimo di progetto.

Spettri di progetto

Gli spettri di progetto si ottengono dalle relazioni precedenti assumendo $T_D = 2,5$ s (OPCM 3431 - Punti 10.6.1 e 10.7.5). Le ordinate spettrali per $T > 4$ s sono assunte pari all'ordinata corrispondente a $T = 4$ s. Per l'analisi sismica modale, lo spettro viene ridotto per tutto il campo di periodi $T \geq 0,8 T_D$, calcolando η in funzione del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} del sistema di isolamento. Gli spettri di progetto allo stato limite di danno (SLD) si ottengono dividendo le ordinate spettrali per 2.5. La componente verticale dell'azione sismica non viene considerata (OPCM 3431 - Punto 10.7.5) poiché il rapporto tra la rigidezza verticale del sistema di isolamento K_V e la rigidezza equivalente orizzontale K_{esi} è inferiore a 800.

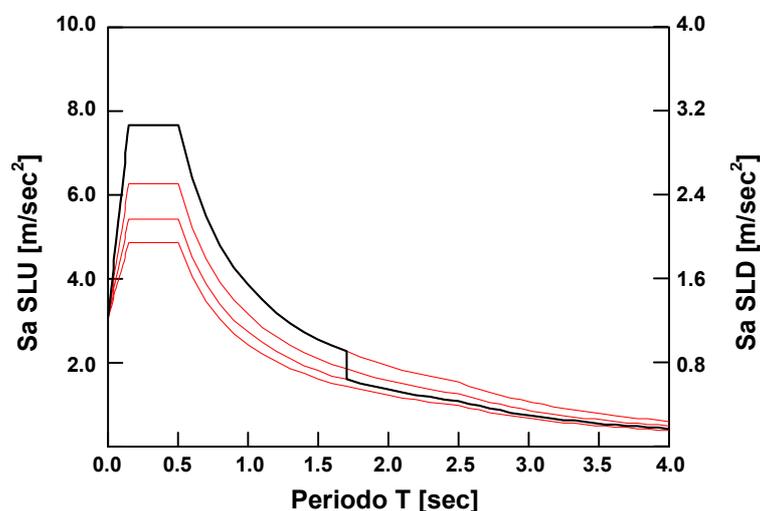


Figura 4.17 – Spettro di progetto

Pesi sismici

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali

$$G_K + \sum_j \Psi_{Ei} Q_{Ki}$$

dove $\Psi_{Ei} = \Psi_{2i} \Phi$ è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_{Ki} , che tiene conto della ridotta probabilità che tutti i carichi siano presenti sulla struttura in occasione del sisma; i coefficienti Ψ_{2i} e Φ assumono i valori in tabella

Destinazione d'uso	Ψ_{2i}
Abitazioni, Uffici	0,30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0,60
Tetti e coperture con neve	0,20
Magazzini, Archivi, Scale	0,80
Vento, variazione termica	0,00

Carichi ai piani	Φ
Copertura	1,0
Archivi	1,0
Carichi correlati	0,8
Carichi indipendenti	0,5

Nel caso specifico, le masse sismiche si ottengono considerando i seguenti coefficienti applicati ai carichi gravitazionali:

pesi propri e carichi permanenti		1.00
carichi variabili uffici, abitazioni	$(0.3 \times 0.5) =$	0.15
carico copertura praticabile	$(0.3 \times 1.0) =$	0.30
carichi variabili archivi	$(0.8 \times 1.0) =$	0.80
tetti e coperture con neve	$(0.2 \times 1.0) =$	0.20

carico variabile scale $(0.8 \times 0.5) = 0.40$

Nella Figura 4.18 si riportano le masse sismiche di piano con le relative coordinate dei baricentri e lo schema grafico con la posizione della proiezione del baricentro della massa totale sul piano di isolamento.

Piano	x [m]	y [m]	Massa [ton]
Terra	13.51	18.40	892.77
Primo	13.73	17.98	770.19
Secondo	13.83	17.45	805.36
Terzo	13.93	17.30	842.91
Quarto	15.46	17.96	126.10
Totale	13.81	17.80	3437.33

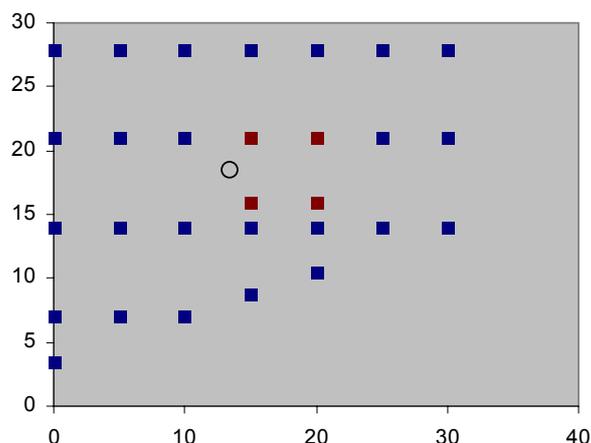


Figura 4.18 – Baricentri di piano e posizione baricentro della massa totale

Dimensionamento del sistema di isolamento

Tenendo conto della distribuzione plano-altimetrica degli elementi strutturali e non strutturali, nonché della distribuzione dei carichi di servizio, si ottengono i seguenti valori del peso sismico totale dell'edificio e della corrispondente massa:

- Peso totale sismico: $W = 33685,83 \text{ kN}$
- Massa sismica totale: $W/g = 3437,33 \text{ ton}$

Supponendo che la struttura tende a comportarsi come un solido rigido che trasla vincolato al sistema di isolamento (sistema ad un grado di libertà), la rigidità globale si ricava dalla relazione

$$K_{esi} = \left(\frac{2\pi}{T_{is}} \right)^2 \frac{W}{g}$$

Il valore massimo del taglio globale sul sistema di isolamento e lo spostamento massimo possono ricavarsi considerando gli spettri delle pseudo-accelerazioni e degli spostamenti relativi allo smorzamento equivalente del sistema. Imponendo che gli isolatori esibiscano allo SLU la deformazione limite $\gamma_s = 2.00$, facendo riferimento alle curve riportate in figura, si ottengono le seguenti stime dei moduli di elasticità e dello smorzamento equivalente.

	$\gamma_s = 1,00$		$\gamma_s = 2,00$	
Mescola	G_{din}	ξ_e	G_{din}	ξ_e
Soft	0,4	15,00	0,5	13,20
Normal	0,8	10,00	1,0	8,80

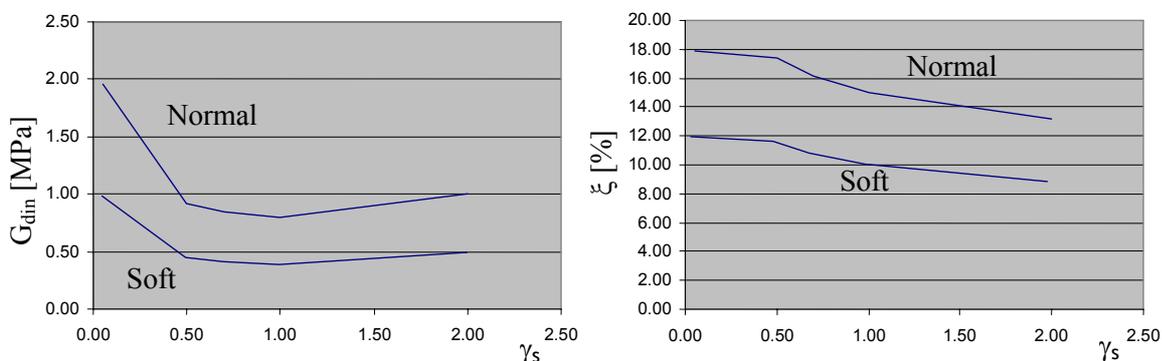


Figura 4.19 - Stima del modulo di elasticità dinamica e dello smorzamento viscoso equivalente.

Stima del taglio alla base

Il taglio massimo sul sistema di isolamento, nel caso in cui agisca il sisma in una delle direzioni principali della struttura può calcolarsi dalla

$$F_{hmax//} (T, \xi_{\gamma_s=2}) = S_d (T, \xi_{\gamma_s=2}) \frac{W}{g}$$

Poiché occorre considerare simultaneamente l'azione sismica proveniente da due direzioni ortogonali, la stima del valore massimo del taglio alla base si ottiene dalla

$$F_{h_{max}} = \sqrt{F_{h_{max//}}^2 + (0.3F_{h_{max\perp}})^2} = \sqrt{1.09}F_{h_{max//}}$$

Infine, il valore di progetto del taglio sul sistema di isolamento si ottiene applicando il fattore di importanza γ_E

$$F_E = \gamma_E F_{h_{max}}$$

Stima dello spostamento massimo degli isolatori

Lo spostamento massimo del sistema di isolamento, nel caso in cui agisca il sisma in una delle direzioni principali della struttura, vale

$$d_{max//}(T, \xi_{\gamma=2}) = S_{Dd}(T, \xi_{\gamma=2}) = S_d(T, \xi_{\gamma=2}) / \omega^2 = S_d(T, \xi_{\gamma=2}) \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

Anche in questo caso lo spostamento con il quale dimensionare il singolo dispositivo deve tener conto dell'input sismico spaziale. In considerazione dell'Allegato 10.A, poiché sono attese nel caso di sismi agenti separatamente nelle due direzioni gli stessi spostamenti massimi, lo spostamento massimo nel caso di azione simultanea può essere stimato con la

$$d_{max} = \sqrt{d_{max//}^2 + (0.3d_{max\perp})^2} = \sqrt{1.09}d_{max//}$$

Allo spostamento determinato, si aggiunge un ulteriore 10% in considerazione degli effetti roto-traslazionali dovuti alle combinazioni con eccentricità del +/- 5%, che non sono stati considerati esplicitamente, e l'ulteriore incremento del 20% previsto dalla norma per tener conto di eventi sismici con un più alto periodo di ritorno. Inoltre occorre applicare il fattore di importanza γ_E per cui lo spostamento di progetto risulta dalla

$$d_E = 1.2\gamma_E(1.1d_{max})$$

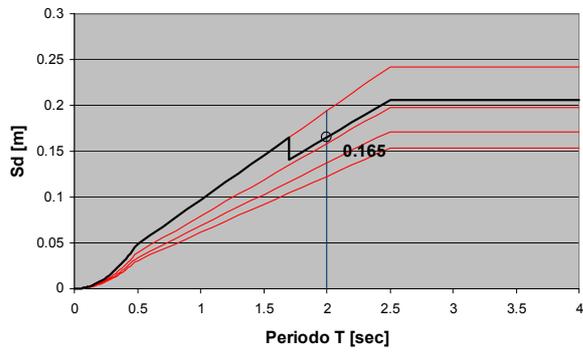
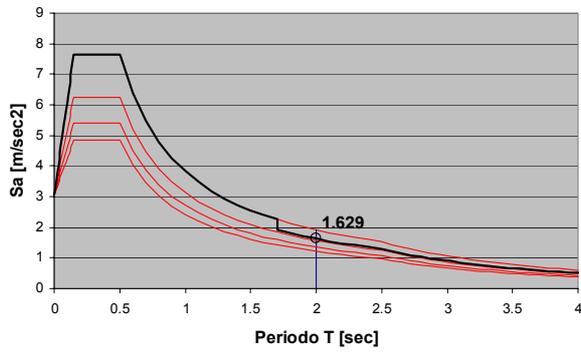
Scelta del sistema di isolamento

Nella tabella seguente sono riportati i risultati ottenuti nei quattro casi studio considerando il fattore di importanza $\gamma_E = 1.4$ per edifici di categoria I (edifici di importanza fondamentale per la protezione civile). Le pseudo-accelerazioni e gli spostamenti spettrali sono riportati anche nella Figura 4.20.

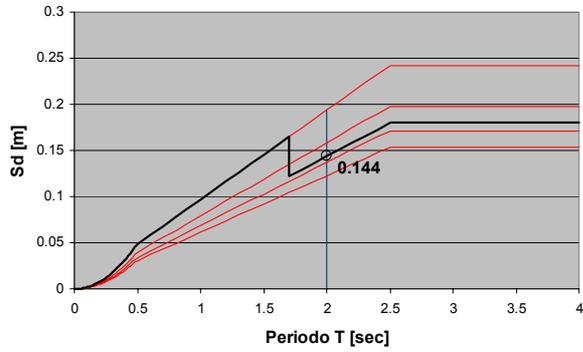
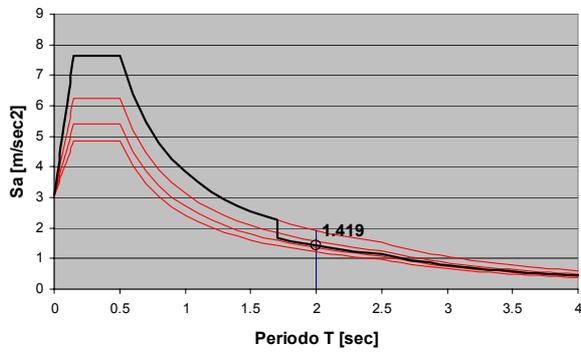
	T_{is} [sec]	ξ ($\gamma=2$) [%]	M [ton]	K_{esi} [kN/m]	K_e [kN/m]	S_a [m/sec ²]	S_d [m]	F_E [kN]	d_E [m]
I	2.00	8.8	3437.33	33962	1171	1.629	0.165	8193	0.318
II	2.00	13.2	3437.33	33962	1171	1.419	0.144	7137	0.277
III	2.50	8.8	3437.33	21736	750	1.303	0.206	6554	0.397
IV	2.50	13.2	3437.33	21736	750	1.135	0.180	5709	0.347

La scelta del sistema di isolamento è legata a motivi di tipo pratico-progettuali. I casi I e II sono i più convenienti in quanto comportano spostamenti ridotti (circa 300 mm). Ciò permette di limitare la dimensione del giunto sismico e consente l'uso di dispositivi con spessore di elastomero di circa 150 mm. Conseguentemente, anche il diametro dell'isolatore risulterà inferiore poiché i problemi di instabilità in condizioni sismiche, legati allo spostamento massimo ed all'altezza del dispositivo, sono meno rilevanti. La scelta di dispositivi con diametro contenuto permette di limitare anche le dimensioni dei baggioli che devono essere tali da consentire il posizionamento dei martinetti necessari per il sollevamento della struttura in caso di sostituzione dei dispositivi. Il progetto della struttura verrà eseguito con riferimento al sistema di isolamento 2.

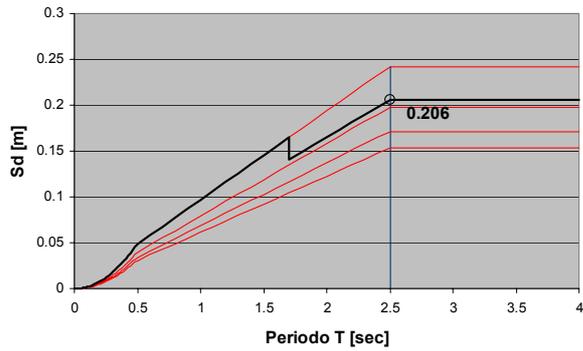
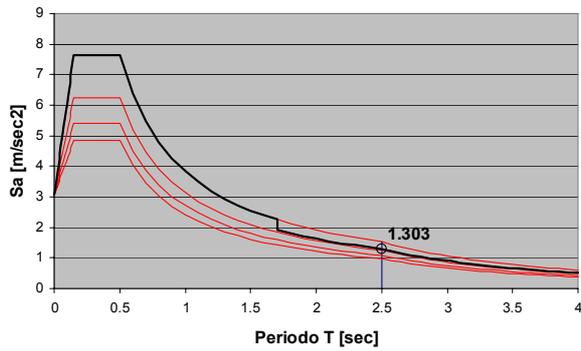
Caso I



Caso II



Caso III



Caso IV

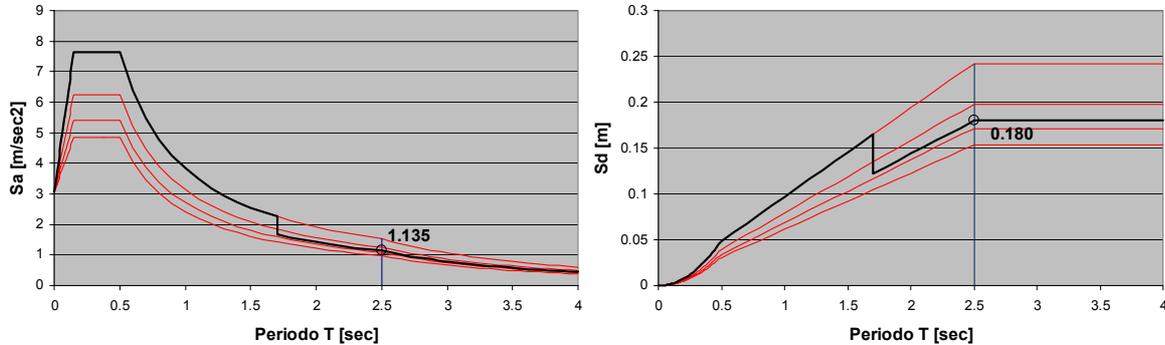
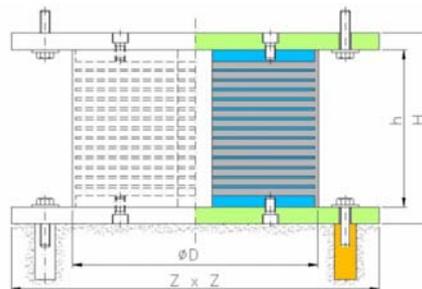


Figura 4.20 – Valutazione delle pseudo-accelerazioni e degli spostamenti rigidi

Sistema di isolamento

Il sistema di isolamento è costituito da 29 dispositivi elastomerici armati di due tipi. Gli isolatori Tipo 1 sono disposti in corrispondenza delle colonne dell'edificio mentre gli isolatori Tipo 2 sono posizionati in corrispondenza dei vertici dei muri perimetrali del vano scala.



Isolatore Tipo 1 (colonne 1-13, 16-18, 21-29)

Mescola gomma Normal

Modulo di elasticità tangenziale G_{din} ($\gamma=1.00$) = 0.8 N/mm²

Smorzamento viscoso equivalente ξ ($\gamma=1.00$) = 15 %



Caratteristiche geometriche:

Diametro esterno dell'elastomero	ϕ_D	= 600	mm
Numero strati di elastomero	n	= 24	
Spessore strati di elastomero	t_i	= 8	mm
Diametro lamierini di armatura	D	= 580	mm
Spessore lamierini di armatura	t_s	= 2	mm
Spessore piastre esterne	t_p	= 20	mm
Altezza isolatore	h	= 278	mm
Spessore piastre di ancoraggio	t_a	= 25	mm
Altezza totale dispositivo	H	= 328	mm
Lato piastre di ancoraggio	Z	= 650	mm

Isolatore Tipo 2 (colonne 14, 15, 19, 20)

Mescola gomma Normal

Modulo di elasticità tangenziale	$G_{din} (\gamma=1.00)$	= 0.8	N/mm ²
Smorzamento viscoso equivalente	$\xi (\gamma=1.00)$	= 15	%

Caratteristiche geometriche

Diametro esterno dell'elastomero	ϕ_D	= 600	mm
Numero strati di elastomero	n	= 39	
Spessore strati di elastomero	t_i	= 5	mm
Diametro lamierini di armatura	D	= 580	mm
Spessore lamierini di armatura	t_s	= 2	mm
Spessore piastre esterne	t_p	= 20	mm
Altezza isolatore	h	= 311	mm
Spessore piastre di ancoraggio	t_a	= 25	mm
Altezza totale dispositivo	H	= 361	mm



Lato piastre di ancoraggio $Z = 650$ mm

La tabella seguente riporta il calcolo del centro di rigidità del sistema di isolamento costituito dai dispositivi progettati ed il calcolo della proiezione del baricentro della struttura isolata sul piano di isolamento. Le rigidità sono calcolate nell'ipotesi di deformazione dell'elastomero $\gamma_s = 2.00$.

Isolatore	x [m]	y [m]	Ke [kN/m]
1	0.00	3.50	1.175
2	0.00	7.00	1.175
3	5.00	7.00	1.175
4	10.00	7.00	1.175
5	15.00	8.75	1.175
6	20.00	10.50	1.175
7	0.00	14.00	1.175
8	5.00	14.00	1.175
9	10.00	14.00	1.175
10	15.00	14.00	1.175
11	20.00	14.00	1.175
12	25.00	14.00	1.175
13	30.00	14.00	1.175
14	15.00	16.00	1.170
15	20.00	16.00	1.170
16	0.00	21.00	1.175
17	5.00	21.00	1.175
18	10.00	21.00	1.175
19	15.00	21.00	1.170
20	20.00	21.00	1.170
21	25.00	21.00	1.175
22	30.00	21.00	1.175
23	0.00	28.00	1.175
24	5.00	28.00	1.175
25	10.00	28.00	1.175
26	15.00	28.00	1.175
27	20.00	28.00	1.175
28	25.00	28.00	1.175
29	30.00	28.00	1.175
Totale	13.79	17.82	34.055

Piano	x [m]	y [m]	Massa [ton]
Terra	13.51	18.40	892.77
Primo	13.73	17.98	770.19
Secondo	13.83	17.45	805.36
Terzo	13.93	17.30	842.91
Quarto	15.46	17.96	126.10
Totale	13.81	17.80	3437.33

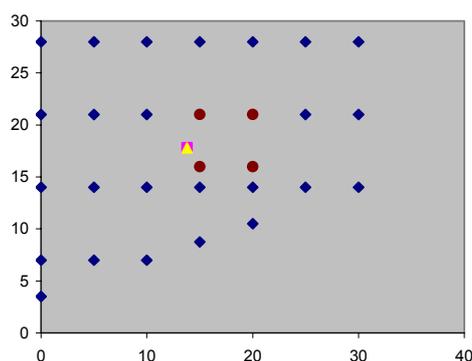


Figura 4.21 – Centro di rigidità del sistema di isolamento

Modello di calcolo e criteri per l'analisi strutturale

L'analisi strutturale viene effettuata sulla base di un modello ad elementi finiti realizzato con il programma SAP2000 (V10). Per le travi e le colonne della struttura intelaiata sono impiegati elementi frame mentre i setti, il nucleo ascensore e la parte di soletta a sbalzo presente alle



ultime due elevazioni sono modellati con elementi shell. Per tener conto della maggior rigidità delle zone di nodo, alle estremità degli elementi frame delle travi e delle colonne sono inseriti bracci rigidi aventi lunghezza pari alla metà del tratto di elemento compreso all'interno del nodo. I solai di piano sono modellati come piani rigidi indipendenti grazie a "constraints" di tipo "diaphragm" cosicché risultano vincolati i soli spostamenti nel piano dell'impalcato mentre restano indipendenti quelli fuori dal piano. Il sistema di isolamento è modellato con "links" del tipo "rubber isolator" di opportuna rigidità. I baggioli al piano terra, sui quali sono installati gli isolatori sono considerati incastrati a terra. Tutte le componenti strutturali sono considerate con comportamento elastico lineare compreso il sistema di isolamento per il quale si assume la rigidità secante riferita allo spostamento totale di progetto per lo stato limite in esame. Dovendosi valutare gli effetti della variabilità delle caratteristiche viscoelastiche equivalenti del sistema di isolamento, sono considerati quattro diversi modelli di calcolo, due per le verifiche allo SLU e due per le verifiche allo SLD, nei quali le caratteristiche del sistema di isolamento vengono determinate con i valori limite delle caratteristiche dell'elastomero.

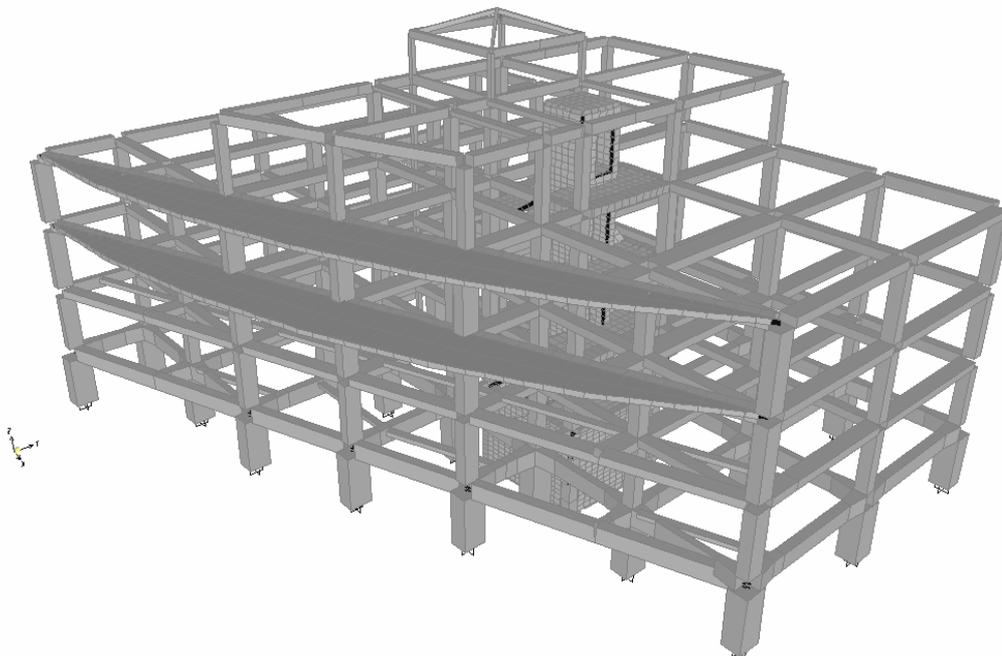


Figura 4.22 - Modello agli elementi finiti

Analisi sismica

L'analisi sismica viene effettuata con il metodo dell'analisi modale associata agli spettri di risposta di progetto considerando tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% della massa totale, e comunque in numero tale che la somma delle masse partecipanti sia superiore all'85% (OPCM 3431 - Punto 4.5.3). La capacità dissipativa del sistema di isolamento è simulata riducendo gli spettri di progetto in funzione dello smorzamento viscoso equivalente valutato con riferimento all'energia dissipata dal sistema di isolamento in cicli nell'intervallo delle frequenze naturali dei modi considerati. Per i modi superiori della struttura, il rapporto di smorzamento del modello completo è quello della sovrastruttura in condizioni di base fissa (5%). Poiché i periodi di vibrazione differiscono tra loro meno del 10%, la combinazione modale impiegata per la stima delle sollecitazioni e degli spostamenti indotti dal sisma è la Combinazione Quadratica Completa (CQC)

$$\bar{E}_\alpha = \left(\sum_i \sum_j \rho_{ij} \bar{E}_\alpha^i \bar{E}_\alpha^j \right)^{1/2}$$

dove:

\bar{E}_α è il valore totale della componente di risposta che si sta considerando dovuta al sisma agente lungo la direzione α ;

\bar{E}_α^i è il valore della medesima componente dovuta al modo i ;

\bar{E}_α^j è il valore della medesima componente dovuta al modo j ;

$\rho_{ij} = \left(8\xi^2 (1 + \beta_{ij}) \beta_{ij}^{3/2} \right) / \left((1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \beta_{ij} (1 + \beta_{ij})^2 + 8\xi^2 \beta_{ij}^2 \right)$ è il coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j ;

ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente;

β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi ($\beta_{ij} = \omega_i / \omega_j$).

Eccentricità accidentali

Gli effetti torsionali accidentali sono considerati applicando i momenti di piano M_{ti} ottenuti moltiplicando la forza sismica statica equivalente per l'eccentricità accidentale pari a $\pm 5\%$ del lato della struttura nella direzione perpendicolare all'azione sismica. Il taglio alla base della parte isolata della struttura è calcolato con riferimento alla pseudo-accelerazione di progetto valutata per il periodo di vibrazione della struttura considerando lo smorzamento viscoso equivalente del sistema di isolamento

$$F_{hmax}(T, \xi) = S_a(T, \xi) \frac{W}{g}$$

Poiché nel caso di edifici isolati il primo modo di vibrazione è caratterizzato dal sostanziale moto rigido della struttura, le forze statiche equivalenti di piano vengono calcolate distribuendo altimetricamente il taglio alla base in proporzione ai pesi sismici di piano

$$F_{hi}(T, \xi) = F_{hmax} \frac{W_i}{\sum_j W_j}$$

Se $e_{x,acc}$ ed $e_{y,acc}$ sono le eccentricità accidentali nel caso di azioni sismiche agenti rispettivamente lungo x ed y, i momenti torcenti di piano risultano dalle

$$M_{ti,x} = F_{hi}(T, \xi) e_{x,acc} \quad M_{ti,y} = F_{hi}(T, \xi) e_{y,acc}$$

L'effetto dell'applicazione dei torcenti di piano viene sovrapposto agli effetti dell'analisi sismica modale condotta senza considerare eccentricità accidentali. Se \bar{E}_x ed \bar{E}_y sono i valori della generica componente di risposta dovuti all'azione sismica nelle due direzioni principali determinate con la CQC delle risposte modali, ed E_{ex} e E_{ey} sono i valori della stessa componente di risposta dovuta alle eccentricità accidentali, le componenti totali sono date dalle

$$E_x = \bar{E}_x \pm |E_{ex}| \quad E_y = \bar{E}_y \pm |E_{ey}|$$

Combinazione delle componenti spaziali

La spazialità dell'azione sismica viene considerata combinando i risultati delle analisi per azioni sismiche provenienti secondo le due direzioni principali in pianta sommando ai massimi ottenuti con l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti con l'azione applicata nella direzione ortogonale (OPCM 3431 - Punto 4.6)

$$E = \text{Max}\{E_x + 0.30E_y, 0.30E_x + E_y\} \quad \& \quad \text{Min}\{E_x + 0.30E_y, 0.30E_x + E_y\}$$

Per la determinazione degli spostamenti massimi di progetto degli isolatori si considera la relazione

$$d_E = 1.2 \gamma_I \text{Max}\left\{\left[(d_{Ex} + d_{rftx})^2 + (0.3d_{Ey} + d_{rfty})^2\right]^{\frac{1}{2}}, \left[(d_{Ey} + d_{rfty})^2 + (0.3d_{Ex} + d_{rftx})^2\right]^{\frac{1}{2}}\right\}$$

suggerita nell'Allegato 10.A dell'OPCM 3431 dove i valori di d_{Ex} e d_{Ey} sono gli spostamenti massimi ottenuti nelle rispettive direzioni x e y separatamente (considerate anche le eccentricità accidentali); la maggiorazione del 20% è effettuata in considerazione del Punto 10.8 e Allegato 10.A (Verifica allo SLU degli Isolatori Elastomerici) secondo cui i dispositivi del sistema d'isolamento devono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti d_2 , valutati per un terremoto avente probabilità di arrivo inferiori a quello di progetto allo SLU, ottenuto amplificando lo spostamento massimo di progetto del 20%.

Caratteristiche del sistema di isolamento e modelli di calcolo

L'analisi strutturale viene eseguita su quattro modelli, due relativi alle verifiche allo SLU e due relativi alle verifiche allo SLD, ottenuti considerando altrettante caratteristiche viscoelastiche equivalenti per il sistema di isolamento in modo da cogliere gli effetti dell'invecchiamento dei dispositivi elastomerici e la dipendenza delle loro caratteristiche meccaniche dagli

spostamenti massimi. In accordo al punto 10.7.1 dell'OPCM 3431, le proprietà meccaniche del sistema di isolamento considerate nelle analisi derivano dalla combinazione di quelle dei singoli dispositivi e sono le più sfavorevoli che si possono verificare durante la vita utile dell'edificio. Esse tengono conto:

- dell'entità delle deformazioni subite in relazione allo stato limite per la verifica del quale si svolge l'analisi,
- dell'entità dei carichi verticali agenti simultaneamente al sisma,
- del cambiamento delle caratteristiche nel tempo.

Per quanto riguarda l'invecchiamento dei dispositivi, si assume che questo comporti un irrigidimento della gomma del 20%. Vengono pertanto eseguite analisi variando il modulo di elasticità tangenziale dinamico dell'elastomero (riferito alla deformazione $\gamma_s=1.00$) da 0,80 MPa a 0,96 MPa. Al contrario, per quanto riguarda lo smorzamento viscoso equivalente, non si considerano incrementi causati dall'invecchiamento. Poiché le caratteristiche viscoelastiche equivalenti delle gomme considerate sono riferite a cicli di spostamenti a 0.5 Hz si ritiene che la velocità di deformazione non influenzi in modo sensibile il comportamento della struttura che presenta i periodi fondamentali di vibrazione di 2 s. La variabilità con la temperatura si ritiene non significativa in quanto i dissipatori verranno installati all'interno del piano interrato per il quale non sono attese sensibili variazioni. Poiché rigidità e smorzamento equivalenti dipendono entrambi dall'ampiezza delle deformazioni dell'elastomero, la loro determinazione avviene con una procedura iterativa calcolando al generico passo la rigidità e lo smorzamento equivalente del singolo isolatore in funzione della deformazione massima ottenuta al passo precedente. Lo smorzamento del sistema di isolamento viene determinato come valore medio degli smorzamenti dei singoli isolatori determinati in funzione dell'ampiezza degli spostamenti ottenuti in sede di analisi. La configurazione di innesco della procedura prevede rigidità e smorzamento equivalenti degli isolatori progettati assumendo lo spostamento massimo di progetto valutato in fase di dimensionamento del sistema. Sia nel caso di isolatori nuovi che in quello di isolatori invecchiati sono stati sufficienti due soli passi

di analisi avendo constatato che le variazioni delle rigidezze degli isolatori e lo smorzamento equivalente della struttura sono risultate abbondantemente inferiore al 5% previsto dall'OPCM 3431 al p.to 10.7.2. Le tabelle che seguono riportano le rigidezze dei singoli dispositivi e lo smorzamento viscoso equivalente impiegati nel passo di analisi finale nei casi di isolatori nuovi ed isolatori vecchi in funzione degli spostamenti massimi ottenuti al passo precedente. Anche i torcenti di piano da applicare alla struttura per tener conto delle eccentricità accidentali devono essere calcolati in considerazione dei quattro modelli differenti. Le tabelle seguenti riportano le quattro distribuzioni dei momenti applicati ai diversi impalcati della struttura.

Caratteristiche degli isolatori



Isolatore	SLU - disp. nuovi			SLU - disp. vecchi			SLD - disp. nuovi			SLD - disp. vecchi		
	dE [mm]	ξ (%)	Ke [N/mm]	dE [mm]	ξ (%)	Ke [N/mm]	dE [mm]	ξ (%)	Ke [N/mm]	dE [mm]	ξ (%)	Ke [N/mm]
1	273.69	14.32	1166.43	251.74	14.52	1364.35	71.55	17.54	1641.95	61.79	17.57	2107.65
2	265.33	14.39	1155.20	243.80	14.59	1351.56	69.33	17.55	1687.95	59.51	17.59	2161.95
3	258.46	14.46	1145.99	237.36	14.65	1341.18	67.57	17.56	1724.15	57.64	17.60	2206.83
4	252.03	14.51	1137.35	231.34	14.70	1331.49	65.92	17.57	1755.58	55.95	17.61	2244.95
5	244.01	14.59	1126.59	223.73	14.77	1319.23	63.78	17.59	1798.40	53.75	17.62	2296.37
6	246.14	14.57	1129.45	225.01	14.76	1321.30	63.87	17.59	1810.95	53.57	17.63	2314.97
7	252.97	14.50	1138.61	230.73	14.71	1330.50	65.17	17.58	1778.52	54.92	17.62	2268.70
8	243.37	14.59	1125.73	222.23	14.78	1316.81	63.03	17.59	1818.08	52.90	17.63	2318.15
9	234.42	14.67	1113.70	214.59	14.85	1304.51	61.24	17.60	1852.21	51.10	17.64	2359.97
10	230.71	14.71	1108.72	211.08	14.88	1298.85	60.26	17.61	1871.47	50.08	17.65	2383.39
11	241.10	14.61	1122.68	220.45	14.80	1313.95	62.67	17.60	1831.68	52.44	17.63	2338.08
12	252.64	14.51	1138.17	230.82	14.71	1330.66	65.35	17.58	1785.69	54.94	17.62	2288.64
13	264.36	14.40	1153.91	241.37	14.61	1347.64	68.07	17.57	1738.50	57.50	17.61	2237.54
14	225.17	14.76	1097.07	205.83	14.94	1285.51	58.78	17.62	1894.61	48.66	17.66	2407.20
15	236.64	14.66	1112.37	216.13	14.85	1302.01	61.43	17.60	1849.54	51.14	17.64	2359.00
16	250.61	14.53	1135.44	228.39	14.73	1326.73	64.47	17.59	1810.90	53.97	17.63	2313.93
17	240.89	14.61	1122.39	219.76	14.81	1312.84	62.30	17.60	1845.98	51.94	17.64	2353.30
18	231.29	14.70	1109.50	211.25	14.88	1299.13	60.15	17.61	1880.23	49.94	17.65	2391.40
19	225.49	14.76	1097.49	205.92	14.94	1285.64	58.72	17.62	1899.04	48.52	17.66	2413.28
20	237.14	14.66	1113.03	216.42	14.84	1302.47	61.45	17.61	1852.64	51.09	17.64	2363.23
21	250.38	14.53	1135.13	228.60	14.73	1327.07	64.69	17.59	1799.93	54.26	17.63	2305.36
22	262.36	14.42	1151.22	239.42	14.63	1344.50	67.49	17.57	1751.08	56.93	17.61	2252.06
23	256.77	14.47	1143.71	233.53	14.68	1335.01	65.67	17.59	1796.79	54.92	17.62	2300.52
24	247.15	14.56	1130.80	224.95	14.76	1321.20	63.48	17.60	1832.29	52.86	17.64	2340.60
25	237.85	14.64	1118.31	216.69	14.83	1307.89	61.39	17.61	1865.79	50.92	17.65	2377.88
26	233.67	14.68	1112.70	213.03	14.87	1301.99	60.48	17.61	1879.43	50.10	17.65	2393.32
27	244.90	14.58	1127.77	223.17	14.78	1318.33	63.12	17.60	1833.96	52.58	17.64	2344.37
28	256.34	14.47	1143.13	233.51	14.68	1334.98	65.80	17.58	1787.34	55.11	17.62	2293.93
29	268.18	14.37	1159.03	244.24	14.58	1352.28	68.60	17.57	1738.27	57.79	17.61	2240.08
		14.56			14.75			17.59			17.63	

Torcenti di piano

	Piano	Fhi [kN]	ex,acc [m]	Mti,x [kNm]	ey,acc [m]	Mti,y [kNm]
SLU - disp. nuovi						
T	Terra	1174.89	1.23	1439.24	1.50	1762.33
ξ	Primo	1013.58	1.23	1241.63	1.50	1520.36
Sa	Secondo	1059.86	1.23	1298.32	1.50	1589.79
Fhmax	Terzo	1109.27	1.23	1358.85	1.50	1663.90
	Quarto	165.95	1.23	203.28	1.50	248.92
SLU - disp. vecchi						
T	Terra	1259.70	1.23	1543.13	1.50	1889.55
ξ	Primo	1086.74	1.23	1331.26	1.50	1630.12
Sa	Secondo	1136.37	1.23	1392.05	1.50	1704.55
Fhmax	Terzo	1189.34	1.23	1456.95	1.50	1784.01
	Quarto	177.93	1.23	217.96	1.50	266.89
SLD - disp. nuovi						
T	Terra	517.81	1.23	634.31	1.50	776.71
ξ	Primo	446.71	1.23	547.22	1.50	670.07
Sa	Secondo	467.11	1.23	572.21	1.50	700.67
Fhmax	Terzo	488.89	1.23	598.89	1.50	733.33
	Quarto	73.14	1.23	89.59	1.50	109.71
SLD - disp. vecchi						
T	Terra	611.55	1.23	749.15	1.50	917.32
ξ	Primo	527.58	1.23	646.29	1.50	791.37
Sa	Secondo	551.67	1.23	675.80	1.50	827.51
Fhmax	Terzo	577.39	1.23	707.31	1.50	866.09
	Quarto	86.38	1.23	105.81	1.50	129.57



I risultati sintetici delle analisi modali condotte sui quattro modelli precedentemente descritti sono riportati nel seguito. In tutti i casi, una massa superiore allo 85% della massa totale partecipa ai primi tre modi di vibrazione della struttura. In ogni caso sono stati considerati più di 15 modi di vibrazione così da coinvolgere la quasi totalità della massa strutturale.

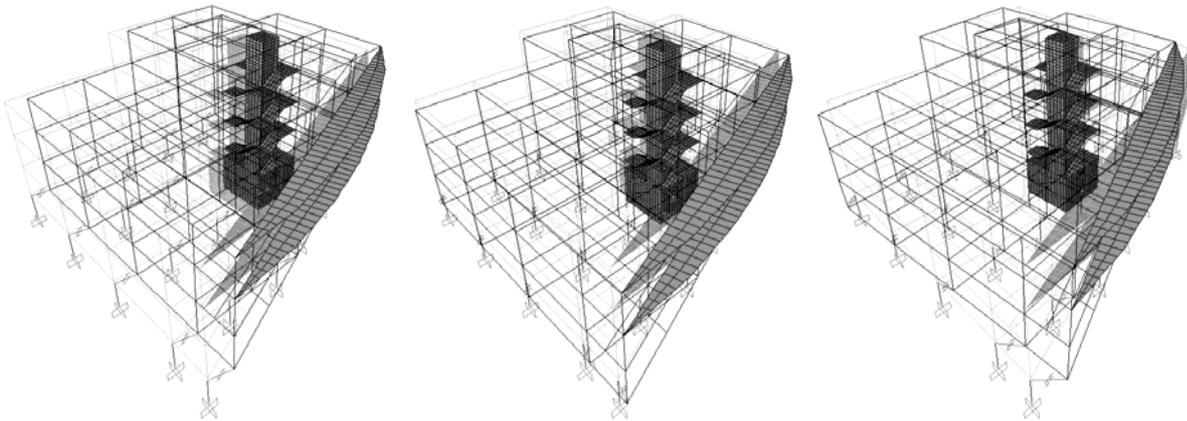


Figura 4.23 – Modi principali di vibrazione della struttura

SLU - dispositivi nuovi

$$T_1 = 2,083 \text{ s}$$

$$M_x = 0.867 M_{x,tot}$$

$$M_y = 0.112 M_{y,tot}$$

$$M_R = 0.003 M_{R,tot}$$

$$T_2 = 2,077 \text{ s}$$

$$M_x = 0.112 M_{x,tot}$$

$$M_y = 0.870 M_{y,tot}$$

$$M_R = 0.000 M_{R,tot}$$

$$T_3 = 1,902 \text{ s}$$

$$M_x = 0.003 M_{x,tot}$$

$$M_y = 0.000 M_{y,tot}$$

$$M_R = 0.973 M_{R,tot}$$

SLU - dispositivi vecchi

$$T_1 = 2,083 \text{ s}$$

$$M_x = 0.867 M_{x,tot}$$

$$M_y = 0.112 M_{y,tot}$$

$$M_R = 0.003 M_{R,tot}$$

$$T_2 = 2,077 \text{ s}$$

$$M_x = 0.112 M_{x,tot}$$

$$M_y = 0.870 M_{y,tot}$$

$$M_R = 0.000 M_{R,tot}$$

$$T_3 = 1,902 \text{ s}$$

$$M_x = 0.003 M_{x,tot}$$

$$M_y = 0.000 M_{y,tot}$$

$$M_R = 0.973 M_{R,tot}$$

SLD - dispositivi nuovi

$T_1 = 2,083 \text{ s}$	$T_2 = 2,077 \text{ s}$	$T_3 = 1,902 \text{ s}$
$M_x = 0.867 M_{x,tot}$	$M_x = 0.112 M_{x,tot}$	$M_x = 0.003 M_{x,tot}$
$M_y = 0.112 M_{y,tot}$	$M_y = 0.870 M_{y,tot}$	$M_y = 0.000 M_{y,tot}$
$M_R = 0,003 M_{R,tot}$	$M_R = 0.000 M_{R,tot}$	$M_R = 0.973 M_{R,tot}$

SLD - dispositivi vecchi

$T_1 = 2,083 \text{ s}$	$T_2 = 2,077 \text{ s}$	$T_3 = 1,902 \text{ s}$
$M_x = 0.867 M_{x,tot}$	$M_x = 0.112 M_{x,tot}$	$M_x = 0.003 M_{x,tot}$
$M_y = 0.112 M_{y,tot}$	$M_y = 0.870 M_{y,tot}$	$M_y = 0.000 M_{y,tot}$
$M_R = 0.003 M_{R,tot}$	$M_R = 0.000 M_{R,tot}$	$M_R = 0.973 M_{R,tot}$

Combinazioni di carico

SLU condizione non sismica

Le combinazioni di carico relative alle condizioni non sismiche sono dedotte dalla seguente relazioni simbolica

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q \left[Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\Psi_{0i} Q_{ki}) \right]$$

F_d = azioni di progetto

$\gamma_g = 1,4$ (1,0 se il contributo aumenta la sicurezza)

G_k = azioni permanenti (valore caratteristico)

$\gamma_q = 1,5$ (0 se il contributo aumenta la sicurezza)

Q_{ki} = azioni variabili (valore caratteristico)

$\Psi_0 = 0,7$ = coefficiente di combinazione per neve e carichi solai.

SLU e SLD condizione sismica

Nel caso di azioni sismiche, si adotta la combinazione

$$F_d = \gamma_1 E + G_K + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} Q_{Ki})$$

dove:

$\gamma_1 = 1,4$ (edifici categoria I)

$\gamma_1 E$ = azione sismica di progetto (SLU e SLD)

$\psi_2 = 0,2$ = coefficiente di combinazione della copertura

$\psi_2 = 0,6$ = coefficiente di combinazione dei piani (uffici aperti al pubblico, scuole)

$\psi_2 = 0,8$ = coefficiente di combinazione dei carichi della scala.

SLE condizione non sismica

Per gli stati limite di esercizio, si considerano le combinazioni di carico

Quasi permanente
$$F_d = G_K + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} Q_{Ki})$$

Frequente
$$F_d = G_K + \psi_{1i} Q_{K1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} Q_{Ki})$$

Rara
$$F_d = G_K + Q_{K1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} Q_{Ki})$$

I coefficienti di combinazione sono riportati in tabella

Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Abitazioni	0,7	0,5	0,2
Uffici, negozi, scuole	0,7	0,6	0,3
Autorimesse	0,7	0,7	0,6

Vento, neve	0,7	0,2	0
-------------	-----	-----	---

Verifiche dei dispositivi di isolamento

Verifiche agli SLU

Le verifiche allo SLU dei dispositivi sono effettuate in accordo all'Allegato 10A dell'OPCM 3431. Oltre ai dati riportati nelle tabelle, sono considerati i seguenti valori dei moduli di elasticità e della tensione di snervamento caratteristica dei lamierini in acciaio.

Modulo di elasticità dinamico efficace isolatori nuovi ($\gamma_s = 1,00$)	$G_{din,1} = 0,80$ MPa
Modulo di elasticità dinamico efficace isolatori vecchi ($\gamma_s = 1,00$)	$G_{din,1} = 0,96$ MPa
Modulo di compressibilità volumetrica della gomma	$E_b = 2000$ N/mm ²
Tensione di snervamento dell'acciaio	$f_{yk} = 375$ N/mm ²

I risultati delle verifiche agli SLU degli isolatori vengono sintetizzati nelle tabelle che seguono.

Caratteristiche isolatori

La tabella riportata i parametri geometrici ed i fattori di forma impiegati nelle verifiche con riferimento alle notazioni che seguono.

Diametro totale dell'isolatore	Φ_D
Diametro delle piastre di armatura	D
Numero degli strati di elastomero	n

Spessore del singolo strato di elastomero	t_i
Spessore delle piastre di armatura	t_s
Spessore totale dell'elastomero	$t_e = nt_i \quad \text{se } t_i \leq 3\text{mm}$ $t_e = (n + 0.8)t_i \quad \text{se } t_i > 3\text{mm}$
Superficie comune elastomero piastra di acciaio	$A' = \pi \frac{D^2}{4}$
Fattore di forma primario	$S_1 = \frac{A'}{L} = \frac{D}{4t_i}$
Fattore di forma secondario	$S_2 = \frac{D}{t_e}$

Isolatore	ϕ_D [mm]	D [mm]	n	t_i [mm]	t_s [mm]	t_e [mm]	A' [mm ²]	S ₁	S ₂
Tipo 1	600	580	24	8	2	198.40	264207.94	18.13	2.92
Tipo 2	600	580	39	5	2	199.00	264207.94	29.00	2.91

Forze e spostamenti

La tabella riporta le sollecitazioni e gli spostamenti ottenuti per ciascun dispositivo dalle analisi strutturali con riferimento alle notazioni ed alle formule che seguono.

Forza assiale massima V_{max}

Forza assiale minima

$$V_{min}$$

Spostamento massimo di progetto (le deformazioni da ritiro, fluage e termiche si ritengono trascurabili date la modeste dimensioni dell'edificio)

$$d_E = 1.2 \gamma_I \text{Max} \left\{ \left[d_{Ex}^2 + (0.3d_{Ey})^2 \right]^{\frac{1}{2}}, \left[d_{Ey}^2 + (0.3d_{Ex})^2 \right]^{\frac{1}{2}} \right\}$$

Rotazione totale dell'isolatore

$$\alpha = 1.2 \gamma_I \text{Max} \left\{ \left[\alpha_{Ex}^2 + (0.3\alpha_{Ey})^2 \right]^{\frac{1}{2}}, \left[\alpha_{Ey}^2 + (0.3\alpha_{Ex})^2 \right]^{\frac{1}{2}} \right\}$$

Isolatori nuovi

Isolatori vecchi

Forze e spostamenti				
Isol.	Vmax [kN]	Vmin [kN]	dE [mm]	α [rad]
1	1067.21	-174.60	273.69	0.8759
2	1317.38	234.17	265.33	0.8675
3	1512.73	1354.06	258.46	0.8605
4	1602.17	1109.88	252.03	0.8541
5	1360.47	914.24	244.01	0.8460
6	1411.28	542.05	247.06	0.8481
7	1257.31	878.45	254.94	0.8550
8	1671.58	1625.98	245.32	0.8453
9	1805.89	1594.75	235.78	0.8363
10	1737.20	394.51	231.37	0.8326
11	1394.76	505.30	242.27	0.8430
12	1474.16	1356.63	253.22	0.8547
13	1059.98	529.21	264.34	0.8665
14	2526.67	61.80	227.07	0.8263
15	2697.88	71.20	237.97	0.8378
16	1282.56	954.61	253.06	0.8526
17	1772.62	1690.49	243.33	0.8428
18	1747.25	1550.10	233.72	0.8332
19	3482.61	115.17	227.78	0.8266
20	3527.96	119.15	238.84	0.8383
21	1639.09	1561.42	251.43	0.8524
22	1205.03	893.39	262.77	0.8645
23	942.14	334.14	259.69	0.8588
24	1157.89	871.74	250.09	0.8491
25	1201.66	939.06	240.79	0.8398
26	1193.90	901.26	236.45	0.8356
27	1206.32	904.41	247.08	0.8469
28	1091.29	826.02	257.90	0.8584
29	863.73	370.50	269.09	0.8703

Forze e spostamenti				
Isol.	Vmax [kN]	Vmin [kN]	dE [mm]	α [rad]
1	1120.98	-233.91	251.01	1.0245
2	1373.08	179.64	243.94	1.0149
3	1522.41	1349.14	237.97	1.0071
4	1622.28	1088.63	232.28	0.9999
5	1376.76	897.47	225.37	0.9906
6	1446.34	504.81	227.87	0.9922
7	1271.98	862.14	234.76	0.9991
8	1674.09	1624.73	226.00	0.9888
9	1817.04	1588.29	217.30	0.9796
10	1807.44	337.98	214.07	0.9753
11	1436.45	472.58	223.45	0.9867
12	1481.30	1356.09	233.58	0.9992
13	1079.23	505.95	243.86	1.0120
14	2624.77	-56.15	209.19	0.9682
15	2806.18	-51.45	219.27	0.9807
16	1295.03	941.39	232.90	0.9963
17	1778.07	1688.33	224.04	0.9858
18	1756.90	1545.62	215.27	0.9755
19	3628.18	-31.72	209.72	0.9683
20	3676.19	-30.18	219.98	0.9810
21	1644.54	1563.26	231.82	0.9965
22	1217.03	880.33	242.34	1.0096
23	965.56	307.96	238.75	1.0025
24	1169.58	860.48	229.97	0.9921
25	1211.74	928.23	221.49	0.9821
26	1205.69	889.96	217.59	0.9777
27	1218.42	893.25	227.45	0.9900
28	1102.11	815.57	237.48	1.0025
29	882.75	349.27	247.89	1.0155

Deformazioni e tensioni

La tabella riporta le deformazioni e le tensioni nei vari dispositivi che si ottengono impiegando le seguenti formule.

Modulo di compressibilità assiale

$$E_c = \left(\frac{1}{6G_{din}S_1^2} + \frac{4}{3E_b} \right)^{-1}$$

Area ridotta efficace dell'isolatore

$$A_r = \frac{(\varphi - \sin \varphi)D^2}{4}$$

Modulo di elasticità dinamico efficace (sper.)

$$\varphi = 2 \cdot \arccos\left(\frac{d_E}{D}\right)$$

$$G_{din}(G_{din,1}, \gamma_s)$$



Carico critico verticale in condizioni sismiche

$$V_{cr} = \frac{G_{din} A_r S_1 D}{t_e}$$

Deformazione di taglio prodotta dalla compressione

$$\gamma_c = \frac{1.5V}{S_1 G_{din} A_r}$$

Deformazione di taglio prodotta dalla rotazione

$$\gamma_\alpha = \frac{a^2}{2t_1 t_e}$$

$$a^2 = \frac{3\alpha D^2}{4}$$

Deformazione di taglio prodotta dallo spostamento

$$\gamma_s = \frac{d_E}{t_e}$$

Deformazione di taglio totale

$$\gamma_t = \gamma_c + \gamma_s + \gamma_\alpha$$

Tensione sulle piastre di armatura

$$\sigma_s = 1.3 \frac{V_{max}(t_1 + t_2)}{A_r t_s}$$

Tensione di trazione elastomero (se $V_{min} < 0$)

$$\sigma_t = \frac{V_{min}}{A'}$$

Isolatori nuovi





Regione Marche

DIPARTIMENTO PER LE POLITICHE INTEGRATE DI SICUREZZA E PER LA PROTEZIONE CIVILE

P.F. RISCHIO SISMICO ED OPERE PUBBLICHE D'EMERGENZA

LINEE GUIDA PER LA
PROGETTAZIONE DI EDIFICI
ISOLATI ALLA BASE

Isol.	Ec [N/mm ²]	ϕ [rad]	Ar [mm ²]	Gdin [N/mm ²]	Vcr [kN]	γ_c	a2	γ_a	γ_s	γ_t	σ_s [N/mm ²]	σ_t [N/mm ²]
1	802.65	2.1587	111570.67	0.876	5178.09	0.90	392.41	0.12	1.38	2.41	119.37	0.66
2	799.03	2.1913	115868.91	0.867	5325.78	1.08	161.49	0.05	1.34	2.47	141.89	---
3	796.04	2.2178	119420.17	0.861	5445.24	1.22	158.86	0.05	1.30	2.57	158.09	---
4	793.22	2.2426	122771.81	0.854	5555.86	1.26	225.63	0.07	1.27	2.61	162.86	---
5	789.66	2.2731	126973.24	0.846	5691.64	1.05	182.37	0.06	1.23	2.34	133.72	---
6	791.02	2.2616	125374.98	0.849	5640.37	1.10	154.13	0.05	1.25	2.39	140.48	---
7	794.50	2.2314	121250.80	0.857	5505.92	1.00	127.09	0.04	1.28	2.33	129.41	---
8	790.24	2.2682	126286.95	0.847	5669.68	1.29	61.85	0.02	1.24	2.55	165.19	---
9	785.97	2.3043	131322.69	0.838	5828.84	1.36	65.16	0.02	1.19	2.57	171.62	---
10	783.98	2.3209	133664.75	0.833	5901.29	1.29	59.95	0.02	1.17	2.48	162.20	---
11	788.88	2.2798	127894.39	0.844	5720.99	1.07	93.77	0.03	1.22	2.32	136.10	---
12	793.74	2.2380	122148.03	0.855	5535.43	1.17	141.48	0.04	1.28	2.49	150.62	---
13	798.61	2.1951	116378.05	0.866	5343.05	0.87	259.72	0.08	1.33	2.28	113.67	---
14	1103.81	2.3371	135954.59	0.828	9517.15	1.16	182.22	0.09	1.14	2.39	144.96	---
15	1107.63	2.2960	130162.66	0.839	9232.23	1.28	180.36	0.09	1.20	2.56	161.67	---
16	793.67	2.2386	122233.75	0.855	5538.24	1.02	96.95	0.03	1.28	2.32	130.95	---
17	789.36	2.2757	127332.58	0.845	5703.11	1.36	60.86	0.02	1.23	2.61	173.74	---
18	785.04	2.3121	132416.21	0.836	5862.79	1.31	76.04	0.02	1.18	2.51	164.67	---
19	1104.07	2.3344	135573.73	0.829	9498.71	1.60	167.00	0.08	1.14	2.83	200.37	---
20	1107.93	2.2928	129703.53	0.840	9209.23	1.67	179.79	0.09	1.20	2.97	212.16	---
21	792.95	2.2449	123086.06	0.853	5566.13	1.29	74.27	0.02	1.27	2.58	166.19	---
22	797.92	2.2012	117189.18	0.865	5370.46	0.98	80.50	0.03	1.32	2.33	128.33	---
23	796.58	2.2131	118785.86	0.862	5424.07	0.76	189.78	0.06	1.31	2.13	98.98	---
24	792.36	2.2500	123783.87	0.852	5588.86	0.91	113.82	0.04	1.26	2.20	116.74	---
25	788.22	2.2854	128671.23	0.843	5745.61	0.92	100.79	0.03	1.21	2.16	116.55	---
26	786.28	2.3018	130965.35	0.838	5817.69	0.90	55.59	0.02	1.19	2.11	113.77	---
27	791.03	2.2614	125359.92	0.849	5639.89	0.94	65.23	0.02	1.25	2.20	120.09	---
28	795.80	2.2200	119710.57	0.860	5454.91	0.88	103.43	0.03	1.30	2.21	113.77	---
29	800.66	2.1767	113931.33	0.871	5259.63	0.72	176.02	0.06	1.36	2.13	94.61	---

Isolatori vecchi

seitec srl
Seismotechnologies

Spin off accademico

Università Politecnica delle Marche





Isol.	Ec [N/mm ²]	φ [rad]	Ar [mm ²]	G _{din} [N/mm ²]	V _{cr} [kN]	γ _c	a ₂	γ _a	γ _s	γ _t	σ _s [N/mm ²]	σ _t [N/mm ²]
1	860.38	2.2465	123303.43	1.024	6687.87	0.74	402.00	0.13	1.27	2.13	113.46	0.89
2	857.29	2.2734	127014.06	1.015	6831.54	0.88	163.75	0.05	1.23	2.16	134.91	---
3	854.67	2.2960	130161.47	1.008	6951.05	0.96	165.10	0.05	1.20	2.21	145.97	---
4	852.15	2.3175	133181.45	1.001	7063.71	1.01	242.95	0.08	1.17	2.25	152.02	---
5	849.06	2.3434	136862.15	0.993	7198.34	0.84	197.62	0.06	1.14	2.04	125.54	---
6	850.18	2.3341	135528.48	0.996	7149.89	0.89	166.31	0.05	1.15	2.09	133.18	---
7	853.25	2.3082	131863.99	1.004	7014.80	0.80	131.85	0.04	1.18	2.02	120.38	---
8	849.34	2.3411	136526.55	0.993	7186.18	1.02	66.82	0.02	1.14	2.18	153.03	---
9	845.42	2.3735	141187.69	0.983	7352.83	1.08	69.76	0.02	1.10	2.20	160.61	---
10	843.95	2.3855	142927.81	0.979	7413.84	1.07	65.44	0.02	1.08	2.17	157.82	---
11	848.20	2.3506	137889.79	0.990	7235.41	0.87	97.66	0.03	1.13	2.03	130.01	---
12	852.73	2.3126	132490.01	1.003	7038.09	0.92	152.37	0.05	1.18	2.15	139.53	---
13	857.26	2.2737	127056.24	1.015	6833.15	0.69	280.78	0.09	1.23	2.01	106.01	---
14	1148.78	2.4036	145562.87	0.972	11962.40	0.96	186.92	0.09	1.05	2.10	140.65	0.21
15	1152.11	2.3662	140131.54	0.984	11660.00	1.05	191.83	0.10	1.10	2.25	156.20	0.19
16	852.43	2.3152	132849.60	1.002	7051.42	0.81	100.52	0.03	1.17	2.01	121.66	---
17	848.46	2.3484	137575.19	0.991	7224.08	1.08	63.44	0.02	1.13	2.23	161.30	---
18	844.50	2.3811	142280.96	0.980	7391.24	1.04	77.47	0.02	1.09	2.15	154.10	---
19	1148.95	2.4016	145272.82	0.973	11946.51	1.33	177.40	0.09	1.05	2.47	194.80	0.12
20	1152.34	2.3636	139748.48	0.985	11638.29	1.38	185.80	0.09	1.11	2.58	205.18	0.11
21	851.95	2.3192	133424.69	1.000	7072.69	1.02	79.11	0.02	1.17	2.21	153.82	---
22	856.59	2.2795	127857.07	1.013	6863.76	0.78	82.38	0.03	1.22	2.02	118.79	---
23	855.01	2.2931	129751.08	1.009	6935.59	0.61	201.27	0.06	1.20	1.88	92.87	---
24	851.12	2.3262	134406.39	0.998	7108.84	0.72	122.43	0.04	1.16	1.92	108.60	---
25	847.32	2.3579	138938.45	0.988	7273.00	0.73	108.51	0.03	1.12	1.88	108.84	---
26	845.55	2.3725	141033.33	0.983	7347.38	0.72	60.26	0.02	1.10	1.84	106.69	---
27	849.99	2.3357	135751.88	0.995	7158.04	0.75	71.20	0.02	1.15	1.92	112.01	---
28	854.46	2.2979	130419.40	1.007	6960.75	0.69	112.04	0.04	1.20	1.93	105.46	---
29	859.02	2.2584	124938.82	1.020	6751.56	0.57	189.66	0.06	1.25	1.88	88.18	---

Esito verifiche

La tabella riporta l'esito delle seguenti verifiche agli SLU dei dispositivi di isolamento.

Forza assiale massima in condizioni sismiche $V_{max} \leq \frac{V_{cr}}{2}$

Deformazione di taglio prodotta dallo spostamento $\gamma_s \leq 2$

Deformazione totale di taglio $\gamma_t \leq 5$

Tensione sulle piastre di armatura $\sigma_s \leq f_{yk}$

Tensione di trazione sull'elastomero $\sigma_t \leq \min\{1MPa; 2G_{din}\}$





Isolatori nuovi

Isol.	Esiti verifiche				
	$2V_{max} < V_{cr}$	$\sigma_t < \min(1,2G)$	$\gamma_t < 5$	$\gamma_s < 2$	$\sigma_s < f_{yk}$
1	ver.	ver.	ver.	ver.	ver.
2	ver.	---	ver.	ver.	ver.
3	ver.	---	ver.	ver.	ver.
4	ver.	---	ver.	ver.	ver.
5	ver.	---	ver.	ver.	ver.
6	ver.	---	ver.	ver.	ver.
7	ver.	---	ver.	ver.	ver.
8	ver.	---	ver.	ver.	ver.
9	ver.	---	ver.	ver.	ver.
10	ver.	---	ver.	ver.	ver.
11	ver.	---	ver.	ver.	ver.
12	ver.	---	ver.	ver.	ver.
13	ver.	---	ver.	ver.	ver.
14	ver.	---	ver.	ver.	ver.
15	ver.	---	ver.	ver.	ver.
16	ver.	---	ver.	ver.	ver.
17	ver.	---	ver.	ver.	ver.
18	ver.	---	ver.	ver.	ver.
19	ver.	---	ver.	ver.	ver.
20	ver.	---	ver.	ver.	ver.
21	ver.	---	ver.	ver.	ver.
22	ver.	---	ver.	ver.	ver.
23	ver.	---	ver.	ver.	ver.
24	ver.	---	ver.	ver.	ver.
25	ver.	---	ver.	ver.	ver.
26	ver.	---	ver.	ver.	ver.
27	ver.	---	ver.	ver.	ver.
28	ver.	---	ver.	ver.	ver.
29	ver.	---	ver.	ver.	ver.

Isolatori vecchi

Isol.	Esiti verifiche				
	$2V_{max} < V_{cr}$	$\sigma_t < \min(1,2G)$	$\gamma_t < 5$	$\gamma_s < 2$	$\sigma_s < f_{yk}$
1	ver.	ver.	ver.	ver.	ver.
2	ver.	---	ver.	ver.	ver.
3	ver.	---	ver.	ver.	ver.
4	ver.	---	ver.	ver.	ver.
5	ver.	---	ver.	ver.	ver.
6	ver.	---	ver.	ver.	ver.
7	ver.	---	ver.	ver.	ver.
8	ver.	---	ver.	ver.	ver.
9	ver.	---	ver.	ver.	ver.
10	ver.	---	ver.	ver.	ver.
11	ver.	---	ver.	ver.	ver.
12	ver.	---	ver.	ver.	ver.
13	ver.	---	ver.	ver.	ver.
14	ver.	ver.	ver.	ver.	ver.
15	ver.	ver.	ver.	ver.	ver.
16	ver.	---	ver.	ver.	ver.
17	ver.	---	ver.	ver.	ver.
18	ver.	---	ver.	ver.	ver.
19	ver.	ver.	ver.	ver.	ver.
20	ver.	ver.	ver.	ver.	ver.
21	ver.	---	ver.	ver.	ver.
22	ver.	---	ver.	ver.	ver.
23	ver.	---	ver.	ver.	ver.
24	ver.	---	ver.	ver.	ver.
25	ver.	---	ver.	ver.	ver.
26	ver.	---	ver.	ver.	ver.
27	ver.	---	ver.	ver.	ver.
28	ver.	---	ver.	ver.	ver.
29	ver.	---	ver.	ver.	ver.

Verifiche agli SLD

In accordo al punto 10.8.1 dell'OPCM 3431, poiché risultano soddisfatte le verifiche agli SLU dei dispositivi di isolamento, si ritiene che il livello di protezione richiesto nei confronti dello SLD sia conseguito.

Verifiche connessioni isolatori

Si verificano i bulloni di collegamento e le piastre di estremità degli isolatori, nonché i collegamenti e le piastre di ancoraggio alla struttura dei dispositivi di isolamento. I



collegamenti bullonati sono dimensionati con riferimento alla norma CNR 10011: "Costruzioni in acciaio: Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione". Il taglio massimo con il quale verificare gli elementi di connessione si ricava dall'isolatore più sollecitato (ISO 1):

$$T = \sqrt{T_x^2 + T_y^2} = \sqrt{288.5^2 + 184.6^2} \cong 345 \text{ kN}$$

Giunzione HDRB – Piastre

Verifica a taglio dei bulloni

numero bulloni	8
diametro nominale d	18 mm
classe vite	8.8
resistenza di progetto a taglio $f_{d,v}$	396 MPa
area resistente A_{res}	192 mm ²

$$\tau = \frac{T}{nA_{res}} = 224.61 \text{ MPa} \leq f_{d,v} = 396 \text{ MPa}$$

Verifica a rifollamento della piastra

spessore s	20 mm
acciaio	Fe430
resistenza f_d	275 MPa

$$\sigma_{rif} = \frac{T}{d s n} = 119.8 \text{ MPa} \leq 2.5 \cdot f_d = 687.5 \text{ MPa}$$



Piastre di connessione e zanchettine di ancoraggio

Verifica a taglio dei bulloni

numero tirafondi: n°4;

numero bulloni	4
diametro nominale d	26 mm
classe vite	8.8
resistenza di progetto a taglio $f_{d,v}$	396 MPa
area resistente A_{res}	424 mm ²

$$\tau = \frac{T}{nA_{res}} = 203.42 MPa \leq f_{d,v} = 205 MPa$$

Verifica a rifollamento della piastra

spessore s	25 mm
acciaio	Fe510
resistenza f_d	355 MPa

$$\sigma_{rif} = \frac{T}{d s n} = 132.69 MPa \leq \frac{50}{25} f_d = 710 MPa$$

Verifica di aderenza delle zanchettine di ancoraggio (isolatori in trazione)

numero zanchettine	4
diametro nominale d	50 mm
lunghezza di ancoraggio l	300 mm
forza di trazione massima V_{max}	235 kN



resistenza a trazione calcestruzzo $f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 2.02 \text{ N/mm}^2$

tensione tangenziale di aderenza $f_{bd} = 0.5 \times 2.25 \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.42 \text{ N/mm}^2$

$$f_{bs} = \frac{V}{4\pi dl} = 1.25 \text{ N/mm}^2 < 1.42 \text{ N/mm}^2$$

Verifiche agli SLU della struttura

Gli elementi della sottostruttura sono verificati rispetto alle sollecitazioni ricavate direttamente dall'analisi. I coefficienti di sicurezza dei materiali γ_m sono gli stessi di quelli previsti dalla normativa per gli edifici non isolati

acciaio $\gamma_s = 1.15$

calcestruzzo $\gamma_c = 1.6$

Le verifiche allo SLU degli elementi della sovrastruttura sono condotte considerando come sollecitazioni di progetto quelle ottenute dall'analisi sismica divise per il fattore di struttura

$q = 1.15 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$, in cui $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.3$ in accordo a quanto specificato al punto 5.3.2 dell'OPCM 3431.

$$q = 1.15 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.495$$

Per quanto riguarda i minimi dimensionali e di armatura (OPCM 3431 - Punto 10.3), ci si riferisce ai particolari costruttivi validi per costruzioni in zona 4 (OPCM 3431 - Punto 5.8).

Travi

I momenti flettenti di calcolo ed i tagli sono ottenuti dall'analisi globale della struttura, tenuto conto delle combinazioni precedentemente definite.

In ogni sezione della trave, il rapporto d'armatura al bordo superiore e quello al bordo inferiore sono compresi entro i limiti (OPCM 3431 - Punto 5.5.2.2):

$$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_c + \frac{3.5}{f_{yk}}$$

dove:

ρ è il rapporto geometrico di armatura = $\frac{A_s}{bh}$ oppure $\frac{A_i}{bh}$;

ρ_c è il rapporto geometrico di armatura compressa;

A_s e A_i rappresentano l'area dell'armatura longitudinale, rispettivamente superiore e inferiore;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa).

L'armatura superiore per il momento negativo alle estremità delle travi è contenuta per almeno il 75% entro la larghezza dell'anima e comunque entro una fascia di soletta pari rispettivamente alla larghezza del pilastro, o alla larghezza del pilastro aumentata di 2 volte lo spessore della soletta da ciascun lato del pilastro, a seconda che nel nodo manchi o sia presente una trave ortogonale. Almeno due barre di diametro non inferiore a 12 mm sono disposte superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave. A ciascuna estremità collegata con pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale, la percentuale di armatura compressa non è minore della metà di quella tesa nella stessa sezione. Almeno un quarto dell'armatura superiore necessaria alle estremità della trave è mantenuta per tutto il bordo superiore della trave. Nelle zone di attacco con i pilastri, per un tratto pari a una volta l'altezza utile della sezione trasversale, sono previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento non dista più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive sono disposte ad un passo non maggiore della più piccola delle grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 15 cm.

Nelle rimanenti parti si dispongono staffe a due bracci da 8 mm in modo da rispettare i minimi previsti dal DM 9/1/96:

- area minima staffe (cm²/m): $A_{min} = 0.10(1 + 0.15d / b)b$;
- almeno 3 staffe per metro;
- passo minimo $s = 0.8 d$.

Pilastri

Il progetto dei pilastri viene eseguito considerando una sollecitazione di presso-flessione deviata. I momenti flettenti di calcolo sono ottenuti dall'analisi globale della struttura, tenuto conto delle combinazioni delle componenti dell'azione sismica e delle combinazioni delle azioni sismiche con le altre azioni. Per l'armatura longitudinale valgono i limiti definiti per le strutture in zona non sismica (DM 9/1/96 : Punto 4.2.1); l'area minima di armatura longitudinale è pari a

$$A_{s,min} = 0.15 \frac{N_{sd}}{f_{yd}}$$

dove N_{sd} forza normale di calcolo. In ogni caso, l'area delle armature longitudinali disposte nelle colonne risulta

$$1\% < \frac{A_s}{A_c} < 4\%$$

Il numero minimo di barre longitudinali è quattro con diametro è minore di 12 mm.

Si dispongono staffe di contenimento alle due estremità del pilastro per una lunghezza pari alla maggiore delle seguenti quantità:

- il lato maggiore della sezione trasversale;
- un sesto dell'altezza netta del pilastro;
- 45 cm.

In ciascuna delle due zone di estremità del pilastro le barre disposte sugli angoli della sezione sono contenute dalle staffe e almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, è trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate non si trovano a meno di 15 cm da una barra fissata. Le staffe di contenimento hanno diametro non è inferiore a 8 mm e sono disposte ad un passo pari alla più piccola delle seguenti dimensioni:

- un quarto del lato minore della sezione trasversale;
- 15 cm.

Nelle rimanenti zone si dispongono staffe poste ad interasse non maggiore di 15 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 25 cm.

Nodi

Si considerano staffe all'interno del nodo lungo le armature longitudinali dei pilastri in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone critiche del pilastro poste adiacenti al nodo. Per nodi non confinati le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo verificano la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} A_{st}}{i b} \geq 0.15 \frac{R_{ck}}{f_{yd}}$$

nella quale n_{st} ed A_{st} sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale di tondino della singola staffa orizzontale, i è l'interasse delle staffe e \bar{b} è la larghezza utile del nodo.

Verifiche delle travi in caso di sostituzione dei dispositivi di isolamento

Le armature locali vengono dimensionate considerando la condizione di sollevamento della struttura nel caso di sostituzione degli apparecchi di isolamento. Si considera la combinazione di carico rara nell'ipotesi di sostituzione degli apparecchi in condizioni di esercizio della struttura. L'appoggio tra quelli applicati al di sotto delle colonne che risulta

soggetto alla maggior forza di compressione è il 17, per il quale si ha una forza di compressione in condizioni non sismiche di 1899 kN.

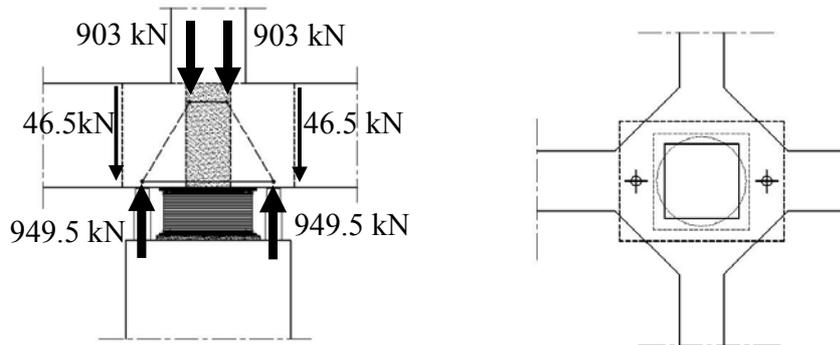


Figura 4.24 – Schema puntoni tiranti per il progetto delle armature locali

Distanza reciproca martinetti	D	0,90	m
Altezza trave	H	0,70	m
Larghezza colonna sovrastante	B	0,50	m
Copriferro	c	0,04	m
Inclinazione biella compressa	$\phi = \arctan(0,8(H-c)/((D-B/2)/2))$	= 58°	
Trazione sulle armature	T = 903 x cotg ϕ	= 565	kN
Quantitativo di armatura	$A_s = 565000 / 370$	= 1527	mm ² (6 ϕ 18)

La verifica lato calcestruzzo viene condotta considerando l'effetto arco

$$\beta = 2.5 d/x$$

$$= 2.5 (0.70 - 0.04) / ((0.90 - 0.50/2)/2) = 5.07 \rightarrow \beta = 5$$

$$V_{Rd1} = \beta \tau R_d k (1.2 + 40 \rho_1) b_w d$$

$$= (5 \times 0.32 \times 1 \times (1.2 + 40 \times 0.0034) \times 700 \times 660) / 1000$$

= 985 kN

Verifiche agli SLE della struttura

Le verifiche agli stati limite di esercizio vengono condotte considerando il comportamento lineare degli elementi strutturali trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo ed omogeneizzando le parti in acciaio considerando il coefficiente $n=15$.

Condizioni ambientali e tipologia delle armature

- ambiente poco aggressivo;
- armatura poco sensibile.

Stato Limite di Fessurazione

In accordo al punto 4.4.2.3 (controllo della fessurazione senza calcolo diretto) della UNI ENV 1992-1-1, l'ampiezza delle fessure viene controllata disponendo i quantitativi minimi di armatura previsti e rispettando le limitazioni dei diametri e della spaziatura delle armature previsti nelle tabelle 4.11 e 4.12.

Stato Limite delle Tensioni di Esercizio

Le tensioni nel calcestruzzo risultano inferiori ai seguenti limiti:

- combinazione di carico rara: $0,60 f_{ck}$;
- combinazione di carico quasi permanente: $0,45 f_{ck}$.

Le tensioni nelle armature risultano inferiori al seguente limite:

- combinazione di carico rara: $0,70 f_{yk}$;

Stato Limite di Deformazione

Si omette la verifica in quanto le luci delle travi risultano inferiori a 10 m, il rapporto luce altezza per tutte le travi è inferiore a 20 e le verifiche agli stati limite ultimi sono state condotte con l'analisi lineare della struttura.

Verifiche agli SLD della struttura

In accordo al punto 10.8.1 dell'OPCM 3431, il livello di protezione richiesto per la sottostruttura e le fondazioni nei confronti dello SLD si ritiene conseguito poiché sono soddisfatte le relative verifiche nei confronti dello SLU. La verifica allo SLD della sovrastruttura è svolta controllando che gli spostamenti di interpiano (d_r) ottenuti dall'analisi siano inferiori ai limiti indicati nel punto 4.10.2. dell'OPCM 3431 per le strutture ordinarie in cemento armato, secondo cui il valore massimo di tali spostamenti deve rispettare la seguente limitazione

$$d_r < 0.005h \quad (h = \text{altezza di interpiano})$$

Le verifiche vengono condotte per i pilastri d'angolo della struttura principale e delle parti in sopraelevazione per i quali si hanno le situazioni di spostamento di interpiano più gravose. Con le sigle SLD₁ e SLD₂ si indicano le combinazioni

$$\text{SLD}_1 \quad F_d = \gamma_1 (E_x + 0.3E_y) + G_k + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{Ki})$$

$$\text{SLD}_2 \quad F_d = \gamma_1 (0.3E_x + E_y) + G_k + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{Ki})$$