

**ALMA MATER STUDIORUM
UNIVERSITÀ DI BOLOGNA**

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE,
CHIMICA, AMBIENTALE E DEI MATERIALI**

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

In

PROGETTO IN ZONA SISMICA M

**PROGETTO IN ZONA SISMICA DI UN EDIFICIO IN
CALCESTRUZZO: CONFRONTO TRA
COMPORTAMENTO A BASE FISSA E
COMPORTAMENTO CON ISOLAMENTO ALLA BASE**

CANDIDATO:

Rustichelli Lorenzo

RELATORE:

Chiar.mo Prof. Ing. Diotallevi Pier Paolo

CORRELATORE:

Chiar.mo Prof. Ing. Landi Luca

ANNO ACCADEMICO 2018/2019

Sommario

INTRODUZIONE.....	7
1 ISOLAMENTO SISMICO	8
1.1 STORIA ED EVOLUZIONE DELLE TECNICHE DI ISOLAMENTO SISMICO DELLE STRUTTURE.....	8
1.1.1 STORIA ED EVOLUZIONE DEI SISTEMI DI ISOLAMENTO ELASTOMERICI	10
1.1.2 STORIA ED EVOLUZIONE DEI SISTEMI DI ISOLAMENTO A SCORRIMENTO	13
1.1.3 STORIA ED EVOLUZIONE DEI SISTEMI DI ISOLAMENTO A ROTOLAMENTO.....	14
1.1.4 ATTUALI EDIFICI CON ISOLAMENTO SISMICO	16
1.2 SISTEMI DI CONTROLLO STRUTTURALE.....	17
1.2.1 CONTROLLO ATTIVO.....	17
1.2.2 CONTROLLO PASSIVO.....	18
1.2.3 CONTROLLO IBRIDO E SEMI-ATTIVO	20
1.3 BASI TEORICHE DELL'ISOLAMENTO SISMICO	21
1.3.1 APPROCCIO ENERGETICO	21
1.3.2 APPROCCIO DINAMICO.....	22
1.3.3 DISSIPAZIONE ENERGETICA	29
1.4 DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO SISMICO	30
1.4.1 ISOLATORI ELASTOMERICI	32
1.4.2 ISOLATORI A SCORRIMENTO	37
1.4.3 ISOLATORI A ROTOLAMENTO	41
1.4.4 CONFRONTO DISPOSITIVI	42
1.5 ASPETTI NORMATIVI.....	43
1.6 CRITERI DI PROGETTAZIONE DEI DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO	48
1.6.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI DISPOSITIVI ELASTOMERICI	49
1.6.2 COMPORTAMENTO TENSO-DEFORMATIVO	51
1.6.3 VERIFICHE DI SICUREZZA.....	57
1.7 CRITERI DI MODELLAZIONE DEI DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO.....	59
1.7.1 MODELLAZIONE DISPOSITIVI ELASTOMERICI CON INSERTI IN PIOMBO	62
1.8 RECENTI APPLICAZIONI.....	63
1.8.1 APPLICAZIONI A PONTI E VIADOTTI.....	63
1.8.2 APPLICAZIONI AD EDIFICI	64
1.8.3 RECENTI APPLICAZIONI IN ITALIA E CONFRONTO TRA INTERVENTI EFFETTUATI.....	67

1.9	SOLUZIONI INNOVATIVE NEL CAMPO DELL'ISOLAMENTO SISMICO	77
1.9.1	STRATEGIA 1 – RIDUZIONE DEL NUMERO DI DISPOSITIVI	77
1.9.2	STRATEGIA 2 – SOLUZIONE IBRIDA	82
1.9.3	STRATEGIA 3 – AUMENTO DELLA TENSIONE DI COMPRESSIONE	84
1.9.4	STRATEGIA 4 – SOLUZIONE CON SOLI DISPOSITIVI A SCORRIMENTO	85
2	APPLICAZIONE PRATICA.....	87
2.1	DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO	87
2.2	PROPRIETÀ DEI MATERIALI UTILIZZATI E NORMATIVA DI RIFERIMENTO....	88
2.2.1	CALCESTRUZZO C30/37	88
2.2.2	ACCIAIO B450C.....	88
2.2.3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	88
2.3	ANALISI DEI CARICHI.....	89
2.3.1	SOLAIO INTERPIANO	89
2.3.2	SOLAIO DI COPERTURA	89
2.3.3	RIEPILOGO CARICHI SU SOLAI	91
2.4	TRAVI E PILASTRI.....	91
2.5	CARATTERIZZAZIONE AZIONE SISMICA.....	93
2.6	EDIFICIO SENZA ISOLAMENTO	97
2.6.1	ANALISI MODALE.....	97
2.6.2	ANALISI SISMICA	100
2.6.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	101
2.6.4	SOLLECITAZIONI TRAVATE	105
2.6.5	ARMATURA TRAVATE	107
2.6.6	ARMATURA PILASTRATE.....	119
2.6.7	NODO TRAVE - PILASTRO	124
2.6.8	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI LIMITE	127
2.6.9	CLASSIFICAZIONE PAM	130
2.6.10	CALCOLO COSTI	133
2.7	EDIFICIO CON ISOLAMENTO TRADIZIONALE.....	134
2.7.1	DIMENSIONAMENTO SISTEMA DI ISOLAMENTO.....	134
2.7.2	SOLLECITAZIONI.....	141
2.7.3	VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI	149
2.7.4	VERIFICA DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO	161
2.7.5	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI LIMITE	164
2.7.6	CLASSIFICAZIONE PAM	166
2.7.7	CALCOLO COSTI	166

2.8	EDIFICIO CON SISTEMA DI ISOLAMENTO ALTERNATIVO	167
2.8.1	DIMENSIONAMENTO SISTEMA DI ISOLAMENTO.....	167
2.8.2	SOLLECITAZIONI	171
2.8.3	VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI	179
2.8.4	VERIFICA DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO	191
2.8.5	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI LIMITE	194
2.8.6	CLASSIFICAZIONE PAM	196
2.8.7	CALCOLO COSTI	196
3	CONFRONTO RISULTATI	198
3.1.1	CONFRONTO BASE FISSA CON PRIMO METODO DI ISOLAMENTO.....	198
3.1.2	CONFRONTO BASE FISSA CON SECONDO METODO DI ISOLAMENTO	207
3.1.3	CONFRONTO PRIMO METODO DI ISOLAMENTO CON SECONDO METODO DI ISOLAMENTO	210
	CONCLUSIONI.....	213
	RINGRAZIAMENTI.....	214
	BIBLIOGRAFIA	215

INTRODUZIONE

Il presente lavoro affronta lo studio di una struttura in calcestruzzo ipotetica, situata nella città di Bologna, su cui verrà effettuato un intervento tramite isolatori sismici in modo da migliorare notevolmente il comportamento della struttura sotto azione del sisma.

In particolare verrà studiata in base a tre diverse condizioni:

- Condizione 1: struttura a base fissa;
- Condizione 2: struttura con prima proposta di isolamento alla base, con isolatori al di sotto di ogni pilastro;
- Condizione 3: struttura con seconda proposta di isolamento alla base, con meno isolatori ma di diametro maggiore ed accoppiati a dispositivi di scorrimento tipo carrello;

Nel capitolo 1 verrà presentata un'ampia prefazione riguardante l'isolamento sismico alla base degli edifici, in cui verranno esposte tutte le varie tipologie di intervento alla base e, scendendo successivamente nel dettaglio, si andrà a caratterizzare nello specifico il comportamento tenso-deformativo degli isolatori sismici, con particolare attenzione agli isolatori elastomerici, ovvero i dispositivi che sono stati analizzati nella presente trattazione.

Successivamente, sempre nel capitolo 1, sono stati riportati anche alcuni esempi applicativi recentemente realizzati, sia in Italia che in altri stati europei, di interventi di isolamento alla base molto innovativi, volti ad ottenere un risultato ancora migliore oppure a ridurre i costi totali dell'intervento.

Nel capitolo 2 verrà invece introdotto il caso studio analizzato nella presente trattazione. Dopo una prima parte in cui vengono definite le dimensioni della struttura, le caratteristiche dei materiali utilizzati e le normative di riferimento, il capitolo viene suddiviso in tre sotto-capitoli: il primo che presenta l'analisi della struttura a base fissa, ovvero senza alcun intervento di isolamento alla base; il secondo che presenta l'analisi della struttura con la prima proposta di isolamento alla base; infine il terzo che presenta l'analisi della struttura con la seconda proposta di isolamento alla base.

Nel capitolo 3 vengono messi a confronto i risultati ottenuti nelle tre situazioni precedentemente riportate, in modo da meglio comprendere i miglioramenti ed i vantaggi ottenibili tramite l'introduzione di un sistema di isolamento alla base degli edifici, nonché confrontare i costi delle strutture nelle tre diverse condizioni di isolamento.

La trattazione si conclude con l'ultimo capitolo, in cui saranno descritte e riportate le conclusioni del lavoro svolto.

1 ISOLAMENTO SISMICO

1.1 STORIA ED EVOLUZIONE DELLE TECNICHE DI ISOLAMENTO SISMICO DELLE STRUTTURE

La prima idea di isolamento sismico risale a 2500 anni fa. Molti templi greci infatti furono costruiti al di sopra di strati di terreno soffice, per fornire protezione nei riguardi dell'azione sismica. Alcuni celebri esempi sono:

- Il tempio di Artemide ad Efeso, edificato nel VI secolo a.C. al di sopra di strati alterni di carbone e velli di lana;
- Le grandi mura di Troia (1500 a.C circa), in cui si scoprì che sotto le fondazioni delle mura fu deliberatamente lasciato uno strato di terra compatta;
- Il tempio Heraion di Olimpia (VI secolo a.C.), anch'esso costruito al di sopra di strati alternati di carbone e velli di lana;
- Il tempio di Atena ad Ilion (III secolo a.C), costruito al di sopra di strati di sabbia e pietrisco.

Anche in Perù la tecnica dell'isolamento sismico mediante l'interposizione di strati di terreno soffice in fondazione era ben conosciuta, infatti ne sono un esempio:

- Le mura maestose della città di Cuzco (XIII secolo), le cui fondazioni sono realizzate su uno strato di spessore di un metro costituito da sabbia e sassi;
- Il monastero di Santa Catalina ad Arequipa (XVI secolo), che presenta fondazioni realizzate su una base isolante di sabbia e sassi.

Queste sono ovviamente tecniche antiche e rudimentali, ma che aiutano a capire il ragionamento alla base delle attuali tecnologie di isolamento sismico e dalla quale i successivi studiosi presero sicuramente spunto.

Il primo, nell'era moderna, a proporre un sistema di isolamento innovativo fu K. Kawai nel 1891, che propose di inserire strati alternati di calcestruzzo e tonchi di legno al di sotto della struttura.

ISOLAMENTO SISMICO

Nel 1906 invece, Jacob Bechtold propose di utilizzare una piastra indeformabile, capace di sostenere l'edificio e portare i carichi verticali, poggiante su un cuscino di corpi sferici di materiale rigido che facesse da isolante.

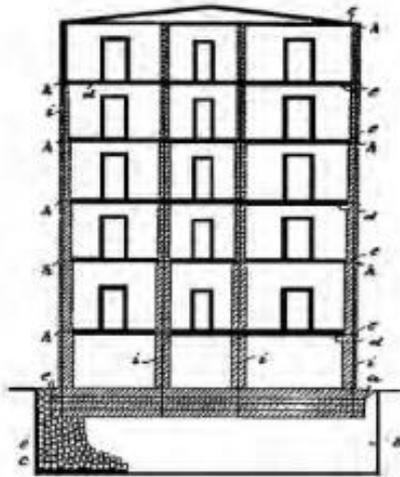


Figura 1.1 Brevetto originale di Bechtold

Nel 1909, Jhoannes Avetican Calantarientes propose l'introduzione di uno strato di talco fra la struttura e le sue fondazioni, in modo da disaccoppiare il moto della struttura da quello del suolo. Tramite tale tecnica, ottenne una grande riduzione delle accelerazioni, tuttavia gli spostamenti ottenuti tramite questo metodo furono notevolmente elevati.

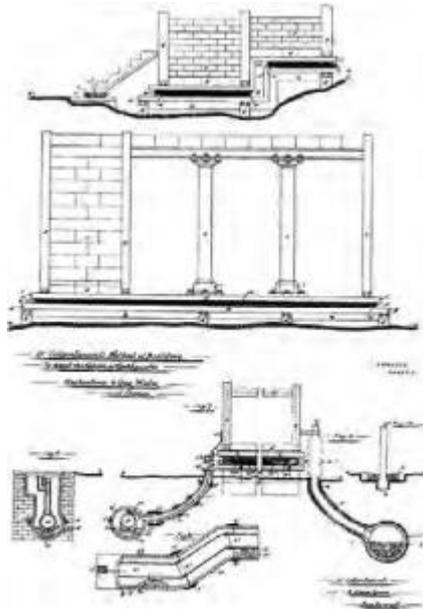


Figura 1.2 Brevetto originale di Calantarientes (1909)

Nel 1929, R.R. Martel ideò un metodo noto come “Flexible first story concept”, che consisteva nell’inserire una serie di colonne flessibili al primo piano, che servivano ad allungare il periodo naturale della struttura. Questo sistema ricorda il meccanismo di piano debole, ma anziché essere visto come un meccanismo di rottura fragile e quindi da evitare assolutamente, in questo caso era un comportamento voluto e controllato.

ISOLAMENTO SISMICO

Successivamente, Green (1935) e Jacobsen (1938) idearono, attraverso i loro studi, il “Soft first story method”, che introduceva per la prima volta il concetto di assorbimento dell’energia mediante plasticizzazione. Un esempio applicativo di questo metodo è l’ospedale Olive View di Los Angeles, tuttavia non riscosse molto successo, a causa degli elevati danni riscontrati durante il terremoto San Fernando del 1971, in quanto il sistema si mostrò fortemente deficitario, subendo dunque il meccanismo di piano debole come un danno ed una mancanza strutturale, anziché fungere da sistema di isolamento antisismico.

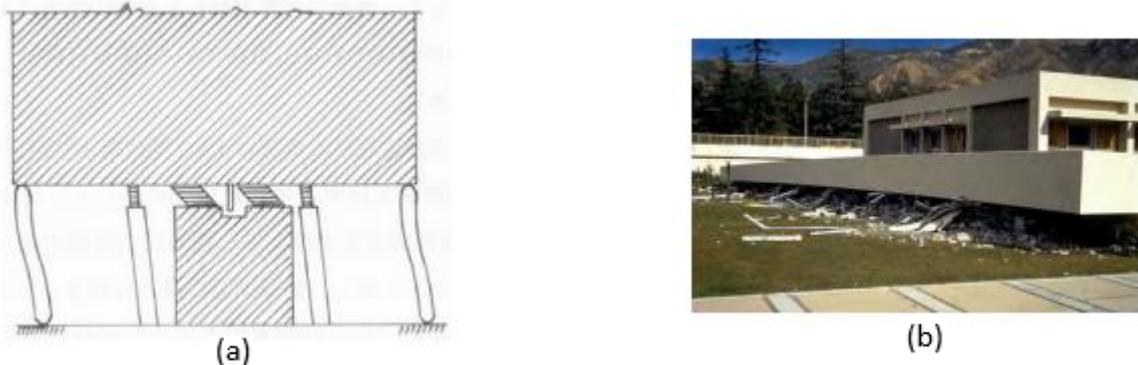


Figura 1.3 (a) Schema del “Soft first story method”; (b) Collasso dell’ospedale Olive View

1.1.1 STORIA ED EVOLUZIONE DEI SISTEMI DI ISOLAMENTO ELASTOMERICI

La prima applicazione moderna di isolamento sismico è quella della scuola di Pestalozzi di Skopje, in Macedonia, ad opera di un gruppo di ingegneri svizzeri. Il sistema utilizzato, noto come “Swiss full base isolation 3D (FBI-3D)”, rappresenta il prototipo degli attuali dispositivi elastomerici. Esso consisteva in 5 appoggi in gomma non armata, ottenuti sovrapponendo strati di gomma larghi 70 cm e spessi 7 cm. Tuttavia, il fatto che la gomma non fosse armata forniva un valore di rigidezza verticale molto basso, comparabile a quella orizzontale. L’elevata deformabilità provocava fenomeni di “rocking” accoppiato al moto in direzione orizzontale. L’adozione di questo metodo dunque non fu soddisfacente e spesso ci fu la necessità di inserire vincoli aggiuntivi per fronteggiare le azioni di natura non sismica.



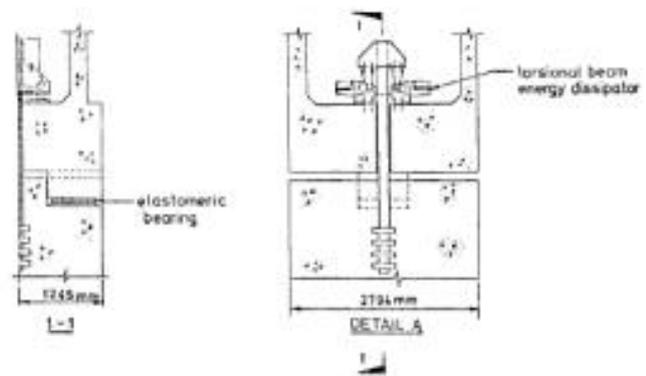
Figura 1.4 Isolatore utilizzato nella scuola di Pestalozzi

ISOLAMENTO SISMICO

Negli anni '70 la *Malaysian Rubber Producers' Research Association* (MRPRA) produsse in Inghilterra i primi dispositivi elastomerici in gomma armata, sfruttando la vulcanizzazione di strati di gomma con lamierini di acciaio. In realtà era già da tempo che alcuni studiosi si stavano interessando di isolatori in gomma ed acciaio, come A. N. Gent e P. B. Lindley, i quali si occuparono del problema tra il 1958 e il 1981. La prima applicazione risale agli anni '70, su suolo francese. L'intervento si propone di proteggere una serie di centrali nucleari da terremoti di intensità pari a 0,2g avendo però vincolo architettonico/strutturale, ovvero evitare di apportare modifiche alle strutture esistenti. Furono impiegati isolatori in gomma armata (neoprene) e, successivamente, per aree a maggiore intensità sismica, una combinazione di isolatori in gomma armata e dispositivi a scorrimento, aventi un coefficiente di attrito pari al 20%. Il dispositivo di isolamento fu ottenuto grazie ad una combinazione tra un sistema elastomerico e un dispositivo a scorrimento: vi era il cuore in neoprene con lamine d'acciaio collegato a piatti di bronzo, a loro volta collegati a piatti d'acciaio inossidabile. Il neoprene aveva una capacità di spostamento limitata e, quando si superava tale limite, i piatti d'acciaio cominciarono a scorrere su quelli in bronzo, garantendo quindi l'isolamento anche per grandi scorrimenti. Il problema di questo apparecchio era la totale assenza di un sistema di ricentraggio, in quanto l'unico debole contributo era dato infatti dal nucleo in neoprene. Sempre negli anni '70 vi è un'altra applicazione di isolamento sismico moderno, per un ponte sul fiume Rangitikei, in Nuova Zelanda. Il sistema si basava sull'accoppiamento di elementi flessibili ed elementi dissipativi, realizzati con barre d'acciaio sottoposte a torsione. Tra il 1970 e il 1980 si assiste a una grande diffusione delle tecniche di isolamento per viadotti e ponti, soprattutto in Giappone. Dalla metà degli anni '70 l'Italia entra nelle scene dell'isolamento sismico internazionale, acquisendo in breve la leadership mondiale nel settore.



(a)



(b)

Figura 1.5 (a) Ponte sul fiume Rangitikei; (b) Schema del sistema di isolamento impiegato

Dal 1980 in poi vi fu una vasta diffusione di applicazioni in tutto il mondo, soprattutto in Nuova Zelanda e negli USA. Vennero soprattutto impiegati isolatori elastomerici ad elevato smorzamento, basati sull'impiego di gomma ad alta dissipazione (HDRB) o con inserti in piombo (LRB). In Giappone ebbero ampia diffusione i dispositivi elastomerici a basso smorzamento (LDRB) accoppiati a dissipatori viscosi o isteretici.

ISOLAMENTO SISMICO

Negli anni 1994-1995, infatti, si ebbero due eventi sismici catastrofici: Northridge in California nel '94 e Kobe in Giappone nel '95. Nonostante la notevole intensità dei due eventi, però, le aree colpite presentavano alcune strutture sismicamente isolate che subirono pochissimi danni o addirittura rimasero agibili durante il sisma. Eclatante fu l'esempio dell'University Teaching Hospital che restò attivo e ospitò i degenti dell'ospedale Olive View, il quale, basato sul sistema del piano debole, subì notevoli danni alle finiture e alle attrezzature interne. Negli anni '90 iniziò a prendere piede anche la tecnica dell'adeguamento sismico, con il notevole vantaggio di non dover intervenire sullo scheletro della struttura esistente. Uno dei primi interventi fu il municipio della città di Oakland, negli Stati Uniti. L'edificio era particolarmente importante per vari motivi, prima di tutto perché fu il primo edificio alto governativo degli Stati Uniti, poi perché nel 1914, ai tempi della sua costruzione, era il più alto edificio della costa occidentale raggiungendo 324 piedi di altezza. La struttura già subì notevoli danni con il terremoto di Loma Prieta del 1989. Venne effettuato un intervento per l'adeguamento sismico dell'edificio, tramite l'impiego di 111 isolatori in gomma armata, di cui 36 con inserti in piombo. L'inserimento dei dispositivi avvenne con taglio delle colonne al primo piano e temporaneo impiego di martinetti idraulici.

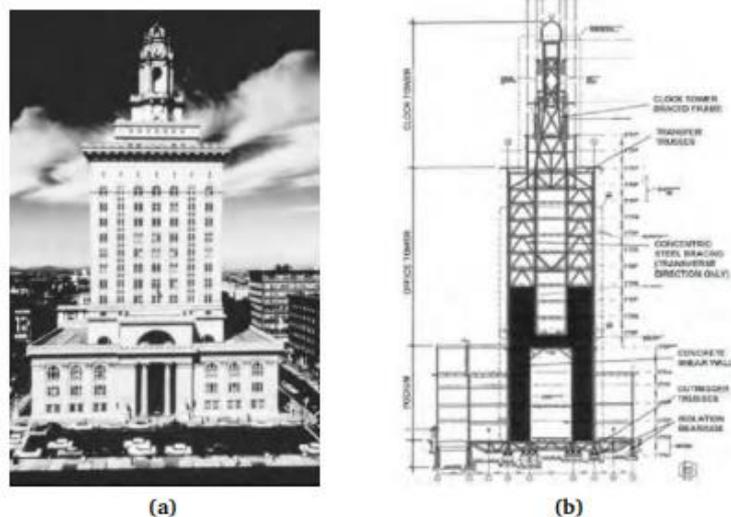


Figura 1.6 (a) Municipio della città di Oakland; (b) Schema dell'intervento di adeguamento sismico

Un altro esempio importante fu l'intervento di adeguamento del municipio di San Francisco nel 2000, il quale era stato costruito secondo la filosofia del piano debole, dunque fu previsto un intervento per inserire dispositivi di isolamento elastomerico tagliando le colonne alla base (530 dispositivi LRB). Vennero anche inseriti degli shear walls accoppiati al sistema di isolamento. Il costo totale dell'intervento di adeguamento sismico fu di 105'000'000 US\$.



Figura 1.7 (a) Municipio della città di San Francisco; (b) Schema dell'intervento di adeguamento sismico

1.1.2 STORIA ED EVOLUZIONE DEI SISTEMI DI ISOLAMENTO A SCORRIMENTO

La maggior parte dei sistemi a slitta può essere utilizzato sia per strutture leggere, sia per strutture pesanti come edifici o ponti. Questi meccanismi forniscono un grado di smorzamento, ottenuto grazie all'attrito tra due superfici a contatto che scorrono. Uno dei primi esempi, che concettualmente si avvicinava al moderno *Friction Pendulum*, fu inventato da Westwood nel 1897. Egli propose un sistema di scorrimento dotato di un blocco-slitta che poteva scorrere su delle superfici curve senza alcun meccanismo di articolazione.

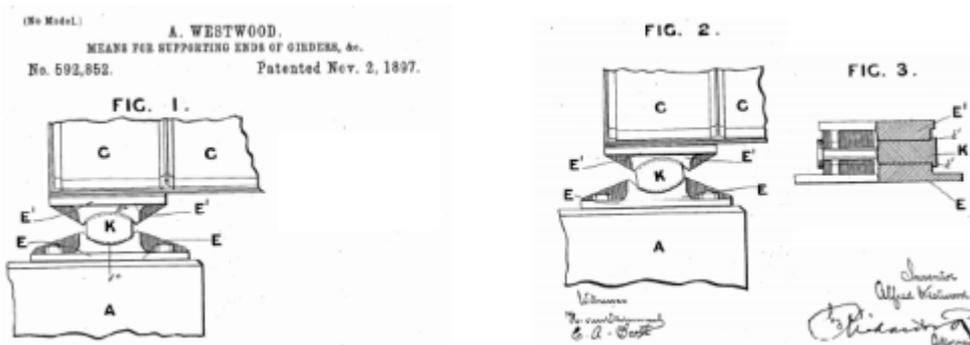


Figura 1.8 Brevetto di Westwood

Successivamente, Penkuhn nel 1967 propose il primo prototipo di *friction pendulum*, che venne poi ufficialmente inventato da Victor Zayas nel 1985 (FPS - Friction Pendulum System).

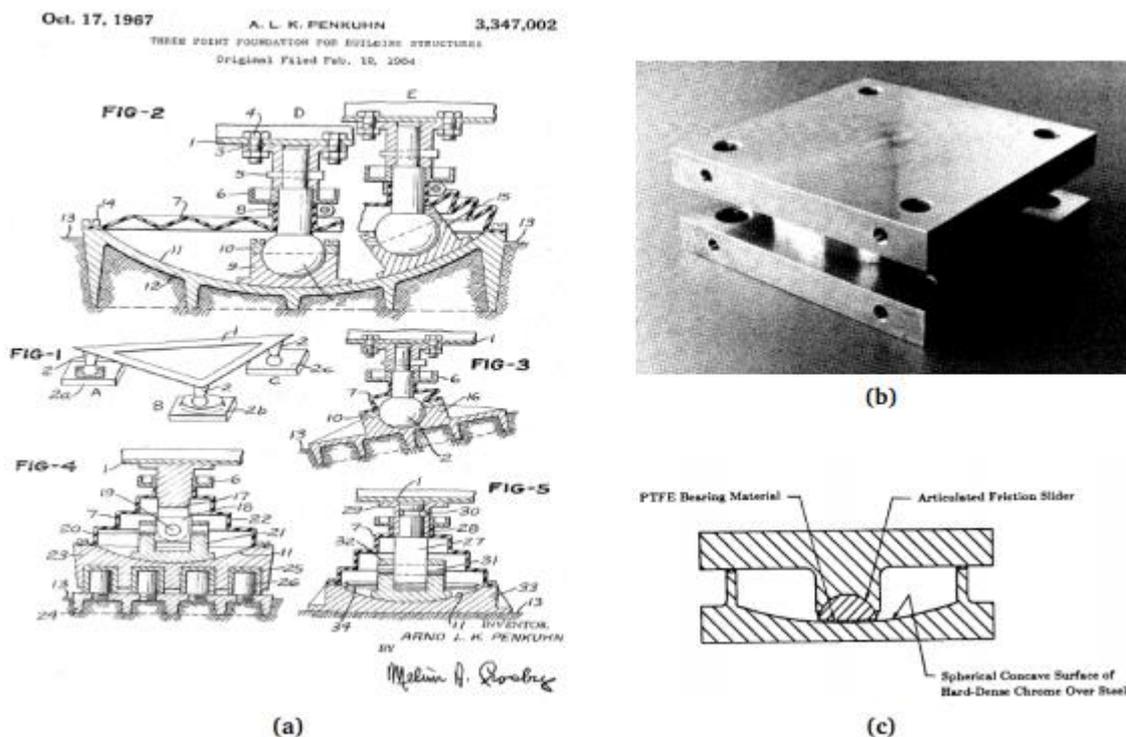


Figura 1.9 (a) Brevetto di Penkuhn; (b) Friction pendulum (FPS) brevettato da Zayas; (c) Sezione del sistema FPS

Attraverso numerosi studi sperimentali, l'isolatore FPS si è rivelato un efficiente dispositivo per ridurre la risposta sismica delle strutture. Per evitare la possibilità di risonanza dell'isolatore per sismi con periodi lunghi predominanti, Tsai presentò uno studio analitico per dispositivi a curvatura variabile (VCFPS, ovvero *Variable Curvature Friction Pendulum System*).

Successivamente fu brevettato da Tsai, nel 2003, il *Multiple Friction Pendulum* (MFPS) con doppia superficie concava che raddoppiava la capacità di spostamento offrendo una riduzione della temperatura del meccanismo pari al 50% e allo stesso tempo permetteva di ridurre le dimensioni totali del dispositivo. La frequenza fondamentale è più bassa rispetto al FPS e ciò è dovuto alla presenza di disconnessioni tra le due superfici del MFPS. Inoltre, lo smorzamento può essere calibrato modificando i coefficienti di attrito e i raggi di curvatura delle superfici. Nel 2009, Tsai aumentò ulteriormente il numero di superfici curve fino ad arrivare ad un dispositivo che può avere N superfici scorrevoli.

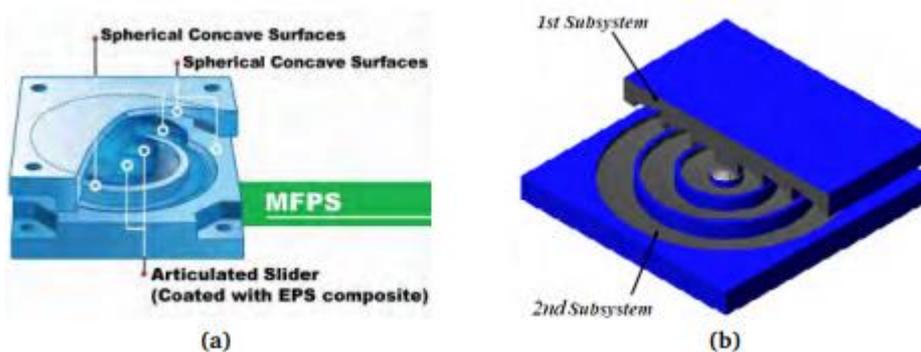
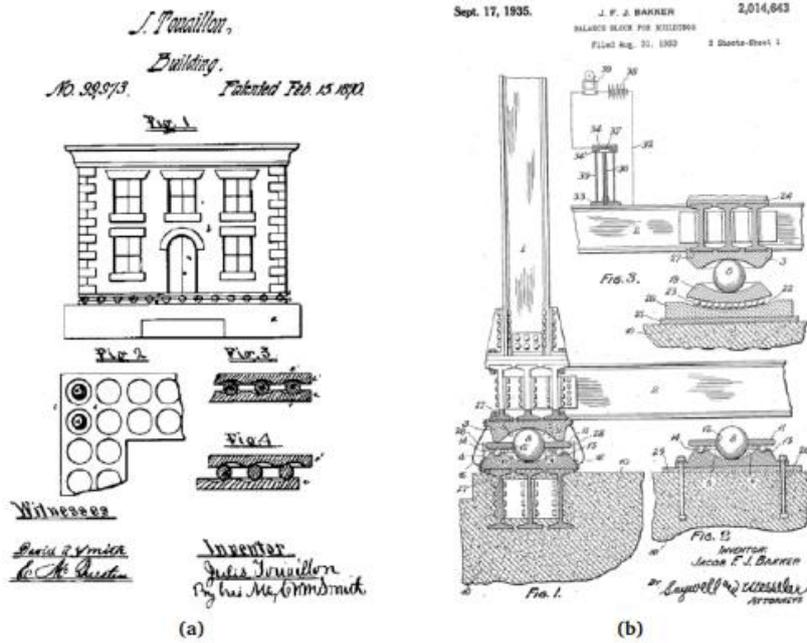


Figura 1.10 (a) Dispositivo MFPS; (b) Dispositivo ad N superfici scorrevoli

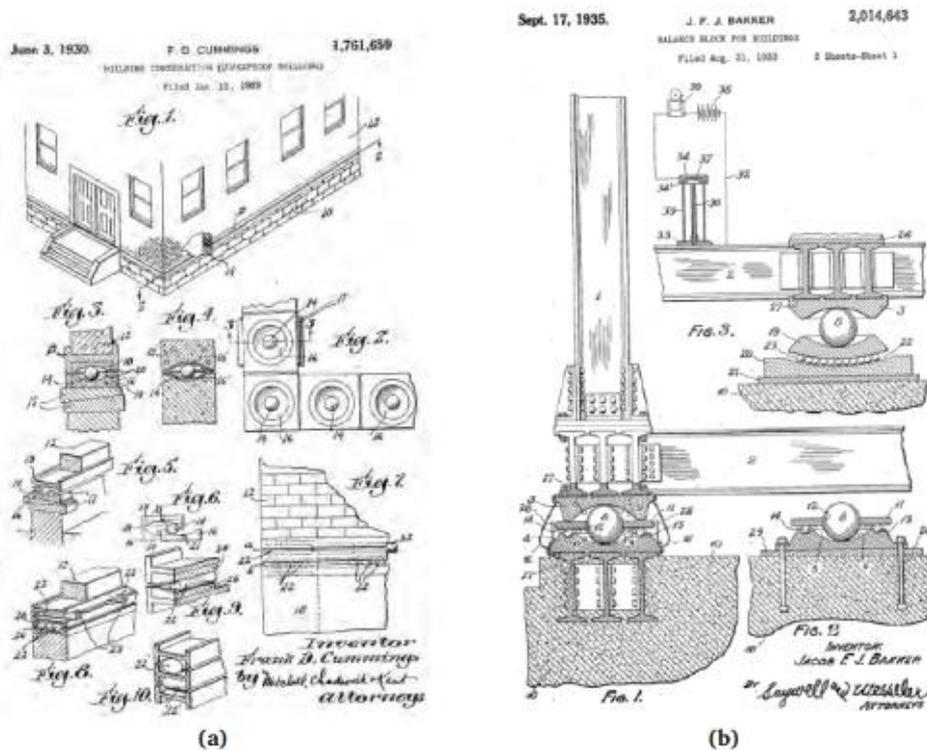
1.1.3 STORIA ED EVOLUZIONE DEI SISTEMI DI ISOLAMENTO A ROTOLAMENTO

Nel 1870 Touaillon propose un sistema di isolamento formato da due superfici concave e una sfera interposta che potesse rotolare tra le due.

Nel 1885 l'inglese John Milne progettò e realizzò una costruzione in legno fondata su pali dotata di un particolare dispositivo di isolamento sismico posto sulla punta dei pali costituito da sfere che permettevano lo scorrimento della struttura. Schär nel 1910 invece propose vari sistemi di isolamento dotati di una sfera in grado di rotolare tra due superfici concave con la forma di una calotta sferica. Il sistema di isolamento che prevedeva due superfici concave e una sfera interposta rivelò alcuni difetti anche sotto piccoli carichi gravanti su di esso, ad esempio un bassissimo smorzamento, oppure sforzi molto concentrati dovuti alla piccola area di contatto, o ancora graffi e danni prodotti sulle superfici concave causati dal rotolamento. Le sfere metalliche avevano infatti la tendenza a muoversi anche per azioni non eccezionali, come quelle dovute alle normali attività umane. Inoltre, la superficie di rotolamento era molto grande, in quanto gli spostamenti sotto azione sismica risultavano essere ingenti, a causa dello smorzamento praticamente nullo conferito dall'isolatore.



Nel 1930, Cummings propose un sistema di isolamento sismico dove dei cilindri potevano rotolare tra due superfici concave. Nel 1935, Bakker brevettò un altro sistema di isolamento dove una sfera poteva rotolare tra due superfici concave, molto simile a quello di Schär.



Per ottenere un maggiore smorzamento e, simultaneamente, ridurre le dimensioni dell'area di rotolamento, Tsai, nel 2006, propose un sistema a pendolo (BPS, ovvero *Ball Pendulum System*) che comprendeva due superfici concave ed una sfera rotolante rivestita di un materiale che garantiva un certo smorzamento durante il moto. Tuttavia, il materiale isolante aveva problemi di plasticizzazione e di inefficienza dopo lunghi periodi.

1.1.4 ATTUALI EDIFICI CON ISOLAMENTO SISMICO

Al giorno d'oggi, l'isolamento sismico è ampiamente diffuso in moltissimi paesi di tutto il mondo. Il leader mondiale è il Giappone, paese più all'avanguardia per quanto riguarda le tecnologie in campo antisismico.

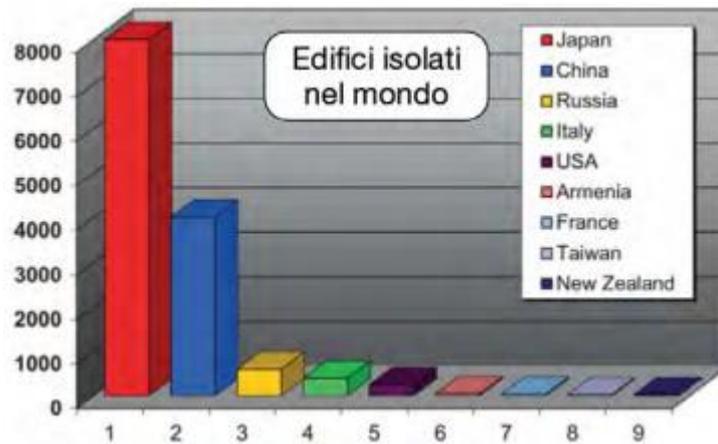


Figura 1.13 Numero di edifici isolati nel mondo nei principali stati

L'Italia si trova al quarto posto in questa particolare classifica, presentando un notevole incremento del numero degli edifici sismicamente isolati. In particolare, si nota un aumento notevolmente elevato negli ultimi 20 anni.

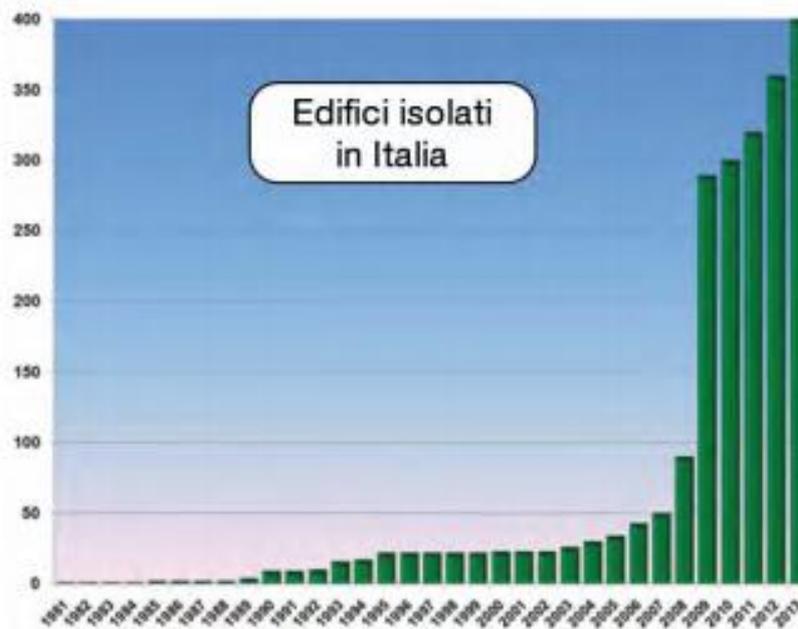


Figura 1.14 Edifici isolati sismicamente in Italia nel corso degli anni

1.2 SISTEMI DI CONTROLLO STRUTTURALE

Le tecniche di controllo strutturale sono state riconosciute come uno strumento molto efficace per ridurre l'azione sismica sulle strutture. Il loro effetto può essere esplicito tramite la seguente equazione:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -MB\ddot{u}_g + F(\ddot{u}, \dot{u}, u, t) \quad (1.1)$$

dove:

- M = matrice delle masse;
- C = matrice dello smorzamento;
- K = matrice delle rigidezze;
- \ddot{u} = accelerazione relativa rispetto al supporto;
- \dot{u} = velocità relativa rispetto al supporto;
- u = spostamento relativo rispetto al supporto;
- \ddot{u}_g = accelerazione del suolo;
- B = matrice di trasformazione degli spostamenti;
- F = forza esterna di controllo, data dai vari sistemi di controllo.

L'isolamento sismico alla base può minimizzare le forze sismiche in due modi:

1. "riflettendo" l'energia sismica, o riducendone la quantità entrante, attraverso un allungamento del periodo naturale dell'intero sistema, includendo la struttura e l'isolatore di base;
2. "assorbendo" l'energia sismica, o dissipandola, attraverso cicli isteretici dovuti agli spostamenti del sistema di isolamento e alle forze indotte all'interno dello stesso.

1.2.1 CONTROLLO ATTIVO

La tecnologia del controllo attivo è caratterizzata dalla presenza di una forza di controllo in grado di modificare la risposta della struttura. Tale forza di controllo è generata attraverso un segnale di controllo, basato sui risultati calcolati dalla risposta della struttura attraverso uno specifico algoritmo. Dal punto di vista matematico, tale sistema di controllo modifica la risposta strutturale intervenendo sul termine $F(\ddot{u}, \dot{u}, u, t)$ dell'equazione 1.1, la quale può essere proporzionale allo spostamento misurato, alla velocità, e/o accelerazione della struttura durante gli eventi sismici. Questo sistema sfrutta l'utilizzo di sensori e dispositivi elettronici per monitorare la risposta strutturale, che necessitano di una continua e attenta manutenzione per poter rispondere ottimamente all'evento sismico anche decine di anni dopo l'installazione. Nel caso di malfunzionamenti la struttura risulta estremamente vulnerabile.

ISOLAMENTO SISMICO

Tale tipo di controllo può essere realizzato con attuatori idraulici per la movimentazione di masse inerziali, richiedendo quindi l'utilizzo di notevole potenza da parte del sistema. Un esempio di protezione sismica degli edifici con controllo attivo è dato dall'installazione sulla sommità degli edifici di attuatori idraulici che movimentano masse appoggiate su rulli, creando in questo modo forze inerziali in controfase, ossia in opposizione alle oscillazioni prodotte da vento o evento sismico. La risposta sismica risulta efficace per un ampio range di frequenze e intensità. In caso di malfunzionamento del sistema, la struttura si trova in condizioni non protette, dunque è richiesta un'attentissima manutenzione durante tutta la vita della struttura.

1.2.2 CONTROLLO PASSIVO

Per controllo passivo si intende il sistema di isolamento vero e proprio, che agisce per ridurre l'energia sismica in entrata nel sistema. Lo scopo del sistema di isolamento dunque è la dissipazione dell'energia, cioè la necessità di dissipare l'energia che investe la struttura durante l'azione sismica, prevedendo dei sistemi appositi. Nel controllo passivo non è presente la forza di controllo $F(\ddot{u}, \dot{u}, u, t)$ che compare a secondo membro nell'equazione 1.1.

La massa, lo smorzamento e la rigidità, i quali rappresentano i primi tre termini dell'equazione 1.1, vengono modificati inserendo i dispositivi di controllo passivo nella struttura. Il dispositivo usato per modificare la matrice delle masse è chiamato dissipatore di massa. Qualsiasi altro dispositivo utilizzato per modificare il secondo e il terzo termine a primo membro è chiamato dissipatore di energia.

Apparecchi basati sull'azione di fluidi viscosi, che producono forze dipendenti dalla velocità relativa tra le due estremità dei dispositivi, sono chiamati dispositivi dipendenti dalla velocità. Analogamente, un dispositivo basato sull'attrito o sullo snervamento di un materiale produce una forza interna dipendente dallo spostamento relativo tra le due estremità del dispositivo ed è chiamato dispositivo dipendente dallo spostamento.

Il controllo passivo appena descritto può essere attuato utilizzando una serie di dispositivi:

- Dissipatori metallici;
- Dissipatori ad attrito;
- Dissipatori viscoelastici solidi;
- Dissipatori viscoelastici o viscosi fluidi;
- Dissipatori "tuned mass" (TMD);
- Dissipatori "tuned liquid" (TLD).

Solitamente i diversi sistemi passivi di dissipazione sono distinti secondo una classificazione prestazionale, brevemente riassunta nella tabella 1.1.

In generale, la dissipazione di energia può essere ottenuta o per trasformazione di energia cinetica in calore o per trasferimento di energia fra modi di vibrare.

CLASSIFICAZIONE DEI DISPOSITIVI	PRINCIPI DI FUNZIONAMENTO	MATERIALI E TECNOLOGIA	OBIETTIVI PRESTAZIONALI
Dispositivi isteretici	Snervamento dei metalli	Acciaio o piombo	Dissipazione di energia
	Attrito	Contatto metallo-metallo o metallo non metallo	Aumento di resistenza
Dispositivi viscoelastici	Deformazione di solidi viscoelastici	Polimeri viscoelastici	Dissipazione di energia
	Deformazione di fluidi viscoelastici	Fluidi altamente viscosi	Aumento di rigidità
	Estrusione di fluidi	Fluidi: design avanzato di orifici e guarnizioni	
Dispositivi ricentranti	Fluidi pressurizzati ed orifici	Fluidi compressibili, guarnizioni ad alta pressione	Dissipazione di energia
	Attrito-molle	Contatto Metallo o Metallo non Metallo	Aumento di resistenza
	Materiali a trasformazione di fase	Leghe a memoria di forma, comportamento super elastico	Capacità ricentranti
Assorbitori dinamici di vibrazioni	Oscillatori con masse sincronizzate	Masse-molle-dissipatori fluidi	Aumento dello smorzamento
	Oscillatori con liquidi sincronizzati	Taniche d'acqua, contenitori ad U di liquidi	Aumento dello smorzamento

Tabella 1.1. Classificazione sistemi passivi di dissipazione

Il primo meccanismo passivo include dispositivi isteretici, che dissipano energia indipendentemente dalla velocità di applicazione del carico, e dispositivi viscoelastici, che invece sono dipendenti dalla velocità. Tra i primi vi sono i dispositivi basati sullo snervamento dei metalli e sull'attrito tra superfici scorrevoli, mentre della seconda tipologia fanno parte i dispositivi che utilizzano la deformazione di fluidi o solidi viscoelastici e quelli che utilizzano l'estrusione di fluidi attraverso orifici. Una terza categoria è costituita dai dispositivi ricentranti che utilizzano un precarico iniziale, generato da molle interne o fluidi pressurizzati, per ottenere un comportamento forza-spostamento che include il ricentraggio del sistema.

Il secondo meccanismo è impiegato negli assorbitori dinamici di vibrazioni. In questi sistemi vengono introdotti ulteriori oscillatori, aggiungendo ulteriore massa, rigidità e smorzamento. Per migliorare le prestazioni della struttura primaria, questi dispositivi devono essere adeguatamente sincronizzati.

In fase di progettazione si può calibrare la risposta sismica in relazione ad un solo determinato sisma di riferimento. In base alle norme vigenti, i dispositivi passivi vengono dimensionati e calibrati in riferimento all'evento sismico di progetto con massima intensità.

Inevitabilmente, la migliore risposta sismica della struttura si avrà solamente nel caso si verificasse l'evento sismico di riferimento, e quindi non solo eventi di maggiore intensità (eccezionali), ma anche le scosse di entità ridotta potrebbero rendere inefficace il sistema di isolamento.

1.2.3 CONTROLLO IBRIDO E SEMI-ATTIVO

La combinazione di controllo attivo e passivo è chiamata controllo ibrido, il quale richiede comunque una grande forza di controllo, non presente nel sistema passivo. Il controllo semi-attivo invece richiede forze di controllo di minore entità che vanno ad aumentare l'efficacia del sistema di controllo passivo.

Esso utilizza forze comunque presenti all'interno della struttura, richiede una bassissima potenza e, in caso di malfunzionamento, garantisce comunque un certo livello di protezione passiva. Il problema della lentezza dei sistemi attivi e della parziale efficacia dei sistemi passivi è stato superato con la filosofia del controllo semi-attivo, in cui le forze richieste vengono messe a disposizione dal terremoto stesso, grazie alla deformazione di opportuni controventi d'acciaio installati fra punti della struttura naturalmente sottoposti a spostamento relativo e grazie ad una nuova generazione di dissipatori energetici in grado di cambiare le proprie caratteristiche in modo pressoché istantaneo.

Un tale sistema per il controllo semi-attivo delle vibrazioni delle strutture è stato messo a punto con successo nell'ambito del Progetto Europeo SPACE. Tale sistema è basato su dispositivi oleodinamici contenenti un fluido magnetoreologico (MR), in grado di variare le proprie caratteristiche meccaniche, con particolare riferimento alla viscosità, al variare del campo magnetico in cui si trova immerso. A sua volta, il campo magnetico può essere agevolmente modificato controllando una corrente a bassa potenza che passa in circuiti elettrici opportunamente collocati attorno al dispositivo. Quindi, con un semplice click è possibile, in pochi millisecondi, aumentare anche di 50 volte la rigidità del dispositivo.

I dispositivi MR vengono in genere posti fra il solaio inferiore ed il solaio superiore di una struttura, tramite un controvento flessibile. Quando viene fatta passare corrente nel circuito, i dispositivi diventano rigidi (condizione detta MR on), il controvento elastico viene deformato e accumula energia. Interrompendo il flusso di corrente, il dispositivo diventa meno rigido (MR off) ed il controvento ritorna nella sua posizione iniziale, dissipando l'energia precedentemente accumulata. Gli istanti in cui ciò accade sono stabiliti da un opportuno algoritmo di controllo, controllato da un computer che è collegato ad una rete di sensori opportunamente distribuiti sulla struttura.

La prima applicazione di tale sistema riguarda un ponte pedonale costruito a Forchheim, in Germania. Queste strutture sono in genere estremamente flessibili, dato che non devono sopportare pesi eccessivi. Pertanto, entrano facilmente in vibrazione non solo sotto l'azione del sisma, ma anche del vento e delle vibrazioni causate dal transito pedonale. I pedoni infatti possono essere molti o pochi e questo provoca una grande variazione per quanto riguarda il peso da considerare. Inoltre, possono camminare, correre, oppure addirittura saltare volutamente, generando così input vibratorii difficili da controllare efficacemente con un unico dispositivo passivo.

1.3 BASI TEORICHE DELL'ISOLAMENTO SISMICO

Ci sono due tipologie di approcci per valutare teoricamente l'isolamento sismico: l'approccio energetico e l'approccio dinamico.

1.3.1 APPROCCIO ENERGETICO

L'azione sismica può essere interpretata dal punto di vista energetico, ovvero si sfruttano dei dispositivi che possano disaccoppiare il moto del terreno da quello della struttura, facendo in modo che l'energia sismica in input venga ridotta (meccanismo di isolamento sismico). Oppure si utilizzano dispositivi che possano dissipare, attraverso cicli isteretici, l'energia sismica che è entrata nella struttura sotto forma di energia di deformazione. Tale dissipazione permette di ridurre sia gli spostamenti alla base, sia le forze trasmesse alla sovrastruttura. La formulazione energetica presenta il vantaggio di sostituire quantità vettoriali (per esempio gli spostamenti, velocità e accelerazioni), con quantità scalari (contributi energetici).

Si parte dalla classica equazione del moto per un sistema a più gradi di libertà:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx + h(x, \dot{x}) = -m\ddot{u}_g \quad (1.2)$$

Successivamente, si integra l'equazione del moto tra 0 ed un generico tempo t:

$$\int_0^t m\ddot{x}dt + \int_0^t c\dot{x}dt + \int_0^t kxdt + \int_0^t h(x, \dot{x})dy = - \int_0^t m\ddot{u}_g dt \quad (1.3)$$

È possibile scrivere i singoli contributi dal punto di vista energetico:

$$E_k + E_v + E_e + E_h = E_i \quad (1.4)$$

dove i termini a sinistra dell'uguale rappresentano la capacità, mentre il termine a destra rappresenta la richiesta. In particolare, i singoli termini sono:

- E_k = energia cinetica;
- E_v = energia dissipata per fenomeni legati alla viscosità;
- E_e = energia di deformazione elastica;
- E_h = energia dissipata per fenomeni isteretici;
- E_i = energia in ingresso.

Risulta quindi chiaro che si può agire in più modi: abbattendo l'energia in ingresso (E_i), oppure dissipando l'energia sismica accumulata nel sistema (E_h ed E_v), oppure addirittura creando una sinergia tra i due sistemi che permetta di ridurre l'energia immessa nel sistema e dissiparne quella frazione attraverso opportuni dispositivi.

1.3.2 APPROCCIO DINAMICO

Per semplificare l'interpretazione del comportamento di un edificio isolato alla base, si individuano due componenti fondamentali nella deformabilità complessiva del sistema strutturale: l'isolamento sismico e la sovrastruttura, oltre a due componenti inerziali, ovvero la massa del basamento della struttura, direttamente vincolata a terra attraverso il sistema di isolamento, e la massa della sovrastruttura, escludendo la massa di base, che si muove rispetto a quest'ultima, essendo ad essa collegata dalla sovrastruttura stessa. Per illustrare i concetti fondamentali di isolamento sismico, si fa riferimento ad un sistema elastico lineare a masse concentrate, che rappresenta la semplificazione estrema del sistema strutturale, nel quale le masse, rigidità e dissipazione di energia della sovrastruttura sono distribuiti lungo l'altezza dell'edificio.

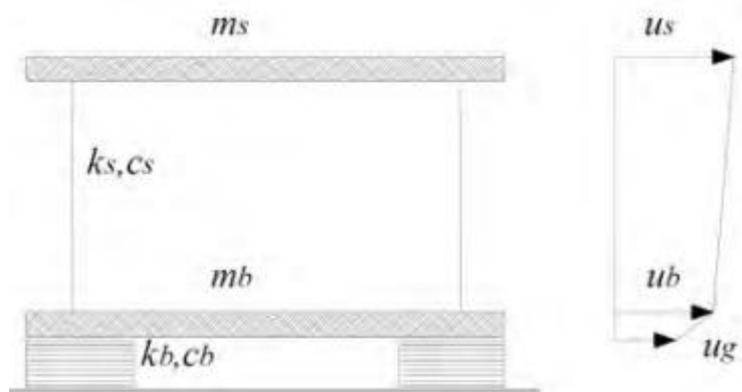


Figura 1.15 Modello a due gradi di libertà di una struttura isolata alla base

In questo modello, m_s rappresenta la massa della sovrastruttura (ad esclusione del piano di base), mentre m_b rappresenta la massa del piano di base al di sopra degli isolatori. La rigidità e lo smorzamento della sovrastruttura sono indicate rispettivamente con k_s e c_s , mentre la rigidità e lo smorzamento del sistema di isolamento sono indicati rispettivamente con k_b e c_b . Il modello è caratterizzato da due gradi di libertà dinamici, corrispondenti agli spostamenti orizzontali delle due masse e vengono indicati con u_s (spostamento orizzontale della sovrastruttura) e u_b (spostamento orizzontale del piano di base), mentre con u_g si intende lo spostamento del terreno.

Ai fini di una più semplice interpretazione del comportamento del sistema, conviene svolgere la trattazione in termini di spostamenti relativi degli isolatori v_b e della sovrastruttura v_s , indicati come segue:

$$v_b = u_b - u_g \quad (1.5)$$

$$v_s = u_s - u_g \quad (1.6)$$

Le equazioni del moto del sistema a due gradi di libertà si scrivono, applicando il principio di D'Alembert:

$$(m_s + m_b) \cdot \ddot{v}_b + m_s \cdot \ddot{v}_s + c_b \cdot \dot{v}_b + k_b \cdot v_b = -(m_s + m_b) \cdot \ddot{u}_g \quad (1.7)$$

$$m_s \cdot \ddot{v}_b + m_s \cdot \ddot{v}_s + c_s \cdot \dot{v}_s + k_s \cdot v_s = -m_s \cdot \ddot{u}_g \quad (1.8)$$

Successivamente, si definisce il rapporto di massa:

$$\gamma = \frac{m_s}{m_b + m_s} \quad (1.9)$$

ed il rapporto delle pulsazioni:

$$\varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} = \frac{k_b \cdot m_s}{(m_s + m_b) \cdot k_s} = \left(\frac{T_s}{T_b}\right)^2 \quad (1.10)$$

ed introdotti i rapporti di smorzamento viscoso ξ_b e ξ_s , legati alle precedenti grandezze dalle seguenti espressioni:

$$2 \cdot \omega_b \cdot \xi_b = \frac{c_b}{m_b + m_s} \quad (1.11)$$

$$2 \cdot \omega_s \cdot \xi_s = \frac{c_s}{m_b + m_s} \quad (1.12)$$

è possibile riscrivere le equazioni del moto nella seguente forma:

$$\ddot{v}_b + \gamma \cdot \ddot{v}_s + 2 \cdot \omega_b \cdot \xi_b \cdot \dot{v}_b + \omega_b^2 \cdot v_b = -\ddot{u}_g \quad (1.13)$$

$$\ddot{v}_b + \ddot{v}_s + 2 \cdot \omega_s \cdot \xi_s \cdot \dot{v}_s + \omega_s^2 \cdot v_s = -\ddot{u}_g \quad (1.14)$$

Si noti come le grandezze ω_b , T_b , ξ_b e ω_s , T_s , ξ_s sono la pulsazione, il periodo ed il rapporto di smorzamento rispettivamente di due oscillatori elementari, l'uno costituito dall'intera massa del sistema di isolamento, l'altro dalla sola sovrastruttura, assunta fissa alla base. Accanto al rapporto delle pulsazioni, può essere introdotto il rapporto di isolamento, ossia il rapporto T_b/T_s , pari alla radice quadrata dell'inverso di ε .

La risoluzione del problema agli autovalori ed autovettori porta alla definizione dei due modi di vibrare della struttura. Assumendo $\varepsilon \ll 1$, ovvero sovrastruttura molto più rigida degli isolatori, è possibile semplificare notevolmente la trattazione. In particolare, le espressioni approssimate delle due pulsazioni modali si riducono a:

$$\omega_1^2 = \omega_b^2 \cdot (1 - \gamma \cdot \varepsilon) \quad (1.15)$$

$$\omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{(1 - \gamma)} \cdot (1 + \gamma \cdot \varepsilon) \quad (1.16)$$

Analogamente, le forme modali assumono le seguenti semplici espressioni approssimate:

$$\underline{\Phi}_1^T = \{1, \varepsilon\} \quad (1.17)$$

$$\underline{\Phi}_2^T = \left\{1, -\frac{1}{\gamma} \cdot [1 - (1 - \gamma) \cdot \varepsilon]\right\} \quad (1.18)$$

ISOLAMENTO SISMICO

Viene di seguito riportata la rappresentazione delle due forme modali ricavate:

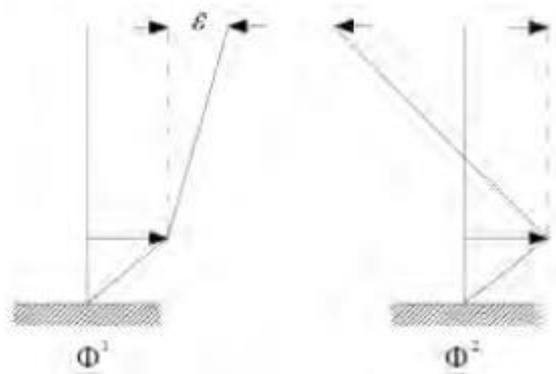


Figura 1.16 Rappresentazione forme modali Φ_1 e Φ_2

La sovrastruttura rimane quasi indeformata nella forma modale Φ_1 , mentre la forma modale Φ_2 determina deformazioni dello stesso ordine di grandezza per isolatore e sovrastruttura, ma in direzione opposta. La prima forma modale mette in luce l'efficacia dell'isolamento: se si introduce una rigidezza sufficientemente piccola, le deformazioni sulla sovrastruttura sono molto ridotte e la quasi totalità della deformazione è concentrata a livello dell'isolatore. La seconda forma modale invece evidenzia che elevate accelerazioni che eccitano il secondo modo di una struttura isolata non sono accompagnate da un taglio alla base proporzionale alla somma delle masse, poiché queste si muovono in contrapposizione.

Determinati i modi di vibrare della struttura, la risposta del sistema si esprime come combinazione lineare delle forme modali Φ_1 e Φ_2 , attraverso due coefficienti, q_1 e q_2 funzione del tempo:

$$v_b = q_1 \cdot \Phi_{11} + q_2 \cdot \Phi_{12} \quad (1.19)$$

$$v_s = q_1 \cdot \Phi_{21} + q_2 \cdot \Phi_{22} \quad (1.20)$$

L'introduzione dei modi di vibrare consente di disaccoppiare le equazioni del moto, che possono essere riscritte quindi nella seguente forma:

$$\ddot{q}_1 + 2 \cdot \omega_1 \cdot \xi_1 \cdot \dot{q}_1 + \omega_1^2 \cdot q_1 = -\pi_1 \cdot \ddot{u}_g \quad (1.21)$$

$$\ddot{q}_2 + 2 \cdot \omega_2 \cdot \xi_2 \cdot \dot{q}_2 + \omega_2^2 \cdot q_2 = -\pi_2 \cdot \ddot{u}_g \quad (1.22)$$

In cui π_1 e π_2 rappresentano i coefficienti di partecipazione modale. Con le ipotesi fatte, essi assumono le seguenti espressioni:

$$\pi_1 = 1 - \gamma \cdot \varepsilon \quad (1.23)$$

$$\pi_2 = \gamma \cdot \varepsilon \quad (1.24)$$

Analogamente, è possibile esprimere in forma compatta i rapporti di smorzamento associati ai due modi di vibrare della struttura:

$$\xi_1 = \xi_b \cdot \left(1 - \frac{3}{2} \cdot \gamma \cdot \varepsilon\right) \quad (1.25)$$

$$\xi_2 = \frac{\xi_s + \gamma \cdot \xi_b \cdot \sqrt{\varepsilon}}{\sqrt{1 - \gamma}} \cdot \left(1 - \frac{\gamma \cdot \varepsilon}{2}\right) \quad (1.26)$$

Assumendo un generico spettro di risposta di riferimento in termini di spostamento $S_{De}(\omega, \xi)$ o pseudo-accelerazione $S_e(\omega, \xi)$, è possibile calcolare i massimi modali della risposta della struttura:

$$q_{1,max} = \pi_1 \cdot S_{De}(\omega_1, \xi_1) \quad (1.27)$$

$$q_{2,max} = \pi_2 \cdot S_{De}(\omega_2, \xi_2) \quad (1.28)$$

e quindi, ricorrendo ad un'opportuna legge di combinazione (ad esempio SRSS), il valore massimo dello spostamento degli isolatori vale:

$$v_{b,max} = \sqrt{(q_{1,max} \cdot \Phi_{11})^2 + (q_{2,max} \cdot \Phi_{12})^2} \quad (1.29)$$

mentre il valore massimo del drift interpiano vale:

$$v_{s,max} = \sqrt{(q_{1,max} \cdot \Phi_{21})^2 + (q_{2,max} \cdot \Phi_{22})^2} \quad (1.30)$$

Sfruttando dunque la (1.23),(1.24),(1.27) e (1.28), essi si riscrivono nella seguente forma:

$$v_{b,max} = \sqrt{(1 - \gamma \cdot \varepsilon)^2 \cdot [S_{De}(\omega_1, \xi_1)]^2 + \gamma^2 \cdot \varepsilon^2 \cdot [S_{De}(\omega_2, \xi_2)]^2} \quad (1.31)$$

$$v_{s,max} = \varepsilon \cdot \sqrt{(1 - 2 \cdot \gamma \cdot \varepsilon)^2 \cdot [S_{De}(\omega_1, \xi_1)]^2 + [1 - 2 \cdot (1 - \gamma) \cdot \varepsilon] \cdot [S_{De}(\omega_2, \xi_2)]^2} \quad (1.32)$$

Per gli spettri di risposta usuali, $S_{De}(\omega_2, \xi) \ll S_{De}(\omega_1, \xi)$ ed il termine $\varepsilon^2 \cdot S_{De}(\omega_2, \xi_2)$ può essere trascurato. Pertanto, la (1.31) e (1.32) si riducono a:

$$v_{b,max} = (1 - \gamma \cdot \varepsilon) \cdot [S_{De}(\omega_1, \xi_1)] \quad (1.33)$$

$$v_{s,max} = \varepsilon \cdot \sqrt{[S_{De}(\omega_1, \xi_1)]^2 + [S_{De}(\omega_2, \xi_2)]^2} \quad (1.34)$$

Analogamente, il coefficiente di taglio, ovvero il valore dell'accelerazione che moltiplicato per la massa fornisce il valore del taglio alla base della sovrastruttura vale:

$$C_s = \max \left| \frac{k_s \cdot v_s}{m_s} \right| = \omega_s^2 \cdot v_{s,max} \quad (1.35)$$

Il coefficiente di taglio può anche essere espresso come:

$$C_s = \sqrt{[S_e(\omega_1, \xi_1)]^2 + \varepsilon^2 \cdot [S_e(\omega_2, \xi_2)]^2} \quad (1.36)$$

Avendo assunto che $\varepsilon \ll 1$ e quindi, dalle equazioni (1.15), (1.23) e (1.25) che:

$$\omega_1 \cong \omega_b \quad (1.37)$$

$$\pi_1 \cong 1 \quad (1.38)$$

$$\xi_1 \cong \xi_b \quad (1.39)$$

e trascurando i termini con $S_{De}(\omega_2, \xi_2)$ nelle equazioni (1.31) e (1.32), essendo normalmente $S_{De}(\omega_2, \xi_2) \ll S_{De}(\omega_1, \xi_1)$, si ottengono delle espressioni approssimate e compatte della risposta massima della struttura:

$$v_{b,max} = S_{De}(\omega_b, \xi_b) \quad (1.40)$$

$$v_{s,max} = \varepsilon \cdot S_{De}(\omega_b, \xi_b) \quad (1.41)$$

$$C_s = S_e(\omega_b, \xi_b) \quad (1.42)$$

Le espressioni precedenti possono essere lette nel seguente modo: per piccoli valori di ε e per gli spettri di risposta usuali, il sistema di isolamento può essere progettato per uno spostamento massimo pari a $S_{De}(\omega_b, \xi_b)$ e la sovrastruttura per un coefficiente di taglio pari a $S_e(\omega_b, \xi_b)$. Questi due valori si possono ottenere riferendosi direttamente all'oscillatore elementare, di cui si è detto in precedenza, avente massa pari alla massa totale della sovrastruttura, ossia quella al di sopra del sistema di isolamento $m_s + m_b$ e con rigidezza e smorzamento pari alle corrispondenti grandezze del sistema di isolamento k_s e ξ_s .

Facendo riferimento alle NTC2018, le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U .

Il valore di $S_{De}(\omega_b, \xi_b)$ e $S_e(\omega_b, \xi_b)$ vengono determinati in relazione alla probabilità di superamento P_{Vr} associata allo stato limite in esame, nel periodo di riferimento V_R .

Lo spostamento di interpiano, direttamente legato al danno prodotto dall'azione sismica negli elementi strutturali e non, risulta proporzionale al rapporto delle pulsazioni ε ed allo spostamento massimo alla base $S_{De}(\omega_b, \xi_b)$. Esso, pertanto, si riduce al diminuire del rapporto fra il periodo della struttura a base fissa e quella isolata ed all'aumentare dello smorzamento del sistema di isolamento. Lo stesso spostamento è ottenibile come rapporto tra la forza sismica, calcolata moltiplicando il coefficiente di taglio C_s per la massa m_s , e la rigidezza della sovrastruttura k_s .

Data l'ottima approssimazione ottenibile dal modello ad un grado di libertà, lo spettro di risposta costituisce uno strumento progettuale diretto, che fornisce immediatamente il massimo spostamento $S_{De}(\omega_b, \xi_b)$ ed il massimo taglio $(m_b + m_s) \cdot S_e(\omega_b, \xi_b)$ del sistema di isolamento. Gli effetti dell'isolamento sismico sono facilmente quantizzabili facendo riferimento a spettri di risposta elastici di caratteristiche medie, come quelli forniti dalle norme per diversi tipi di terreno. Si ricorda che gli spettri elastici di normativa forniscono la risposta massima (o meglio un determinato frattile superiore della distribuzione dei massimi) di oscillatori elementari di diverso periodo (in ascissa) e smorzamento viscoso (curve a diverso valore di ξ), per effetto di una serie di eventi sismici aventi lo stesso periodo di ritorno.

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito, per le diverse categorie di sottosuolo e condizioni topografiche, dalle seguenti espressioni:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (1.43)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad (1.44)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (1.45)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad (1.46)$$

dove:

- S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo, definibile come:

$$S = S_S \cdot S_T \quad (1.47)$$

con S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T = coefficiente di amplificazione topografica;

- η = fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5% mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 \quad (1.48)$$

- F_0 = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, con valore minimo pari a 2,2;
- T = periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;
- T_C = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante, definito come:

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (1.49)$$

dove T_C^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante e C_C un coefficiente in funzione della categoria di sottosuolo;

- T_B = periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante, definito come:

$$T_B = \frac{T_C}{3} \quad (1.50)$$

- T_D = periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante, espresso mediante la seguente relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 \quad (1.51)$$

Gli spettri in (pseudo)accelerazioni e spostamenti, questi ultimi facilmente ottenibili dai primi moltiplicando le ordinate spettrali per $T^2/(4 \cdot \pi^2)$, allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) sono rappresentati in figura 1.17 per diverse tipologie di sottosuolo e con riferimento ad un preciso sito e periodo di ritorno T_R (nello specifico, in questa immagine è stato considerato il comune de L'Aquila e $T_R = 475$ anni).

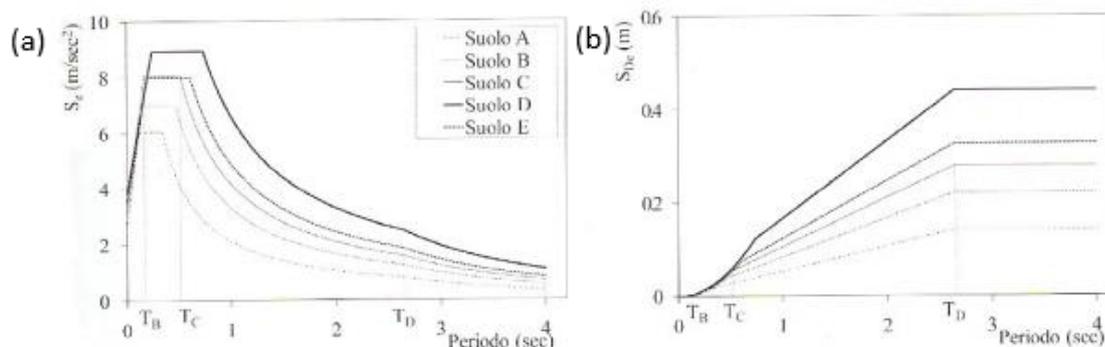


Figura 1.17 (a) Spettri di risposta elastici ($\zeta=5\%$) in termini di (pseudo)accelerazioni (b) in termini di spostamenti

Come si può notare, questi spettri presentano tre tratti principali di interesse per gli usuali valori del periodo delle strutture a base fissa e isolate. Nell'intervallo compreso tra T_B e T_C , in cui ricadono la maggior parte delle strutture a base fissa, l'accelerazione è costante e lo spostamento è crescente con il quadrato del periodo. Nell'intervallo compreso tra T_C e T_D , in cui ricadono molte strutture isolate, l'accelerazione decresce con l'inverso del periodo e lo spostamento è proporzionale al periodo stesso, mentre la (pseudo)velocità rimane costante. Nel terzo intervallo, per valori di periodo maggiori di T_D , in cui ricadono le strutture con isolamento più spinto, lo spostamento è costante e l'accelerazione decresce con l'inverso del quadrato del periodo.

Indicando con C_{sa} il coefficiente di taglio relativo al tratto dello spettro ad accelerazione costante (quindi tra T_B e T_C) e indicando con C_{sv} il coefficiente di taglio relativo al tratto dello spettro a velocità costante (tra T_C e T_D), si può scrivere:

$$C_{sv} = \frac{C_{sa}}{T} \tag{1.52}$$

$$v_{b,max} = \frac{C_{sa} \cdot T}{4 \cdot \pi^2} \tag{1.53}$$

da cui si ricava:

$$C_{sv} \cdot v_{b,max} = \left(\frac{C_{sa}}{2 \cdot \pi} \right)^2 \tag{1.54}$$

Le equazioni (1.52) e (1.53) mettono in luce come, raddoppiando il periodo proprio di vibrazione della struttura isolata, si raddoppia lo spostamento alla base e si dimezza il taglio. Nell'intervallo considerato, il prodotto fra C_{sv} e $v_{b,max}$ risulta costante una volta fissato il tipo di terreno ed il sistema di isolamento. Ciò evidenzia come, nella progettazione di un sistema di isolamento, occorra raggiungere un compromesso fra taglio massimo e spostamento massimo alla base. È interessante anche osservare come, incrementando il periodo della struttura isolata nel terzo intervallo, ovvero aumentando la deformabilità del sistema d'isolamento, si ottengano riduzioni ulteriori del taglio alla base senza incrementi di spostamento, fino al raggiungimento di un valore di soglia dell'accelerazione, pari a $0,2 a_g$.

1.3.3 DISSIPAZIONE ENERGETICA

Osservando l'equazione di bilancio dell'energia 1.4, si può notare che l'energia in ingresso nella struttura, isolata o a base fissa, può essere dissipata sfruttando vari contributi energetici. In particolare, si utilizzano i contributi viscosi e isteretici per fornire alla struttura adeguate capacità dissipative, e garantire la resistenza di quest'ultima alle azioni gravitazionali anche dopo il sisma. La dissipazione energetica può essere prevista internamente al dispositivo utilizzato per l'isolamento sismico, oppure la struttura può essere dotata di apparecchi che svolgono la funzione specifica di dissipatori energetici.

La dissipazione avviene in modi diversi a seconda della tipologia di dispositivo che è stato installato (viscoso, viscoelastico, elastoplastico) e del materiale usato (olio, gomma, acciaio). L'energia fornita in input dal sistema alla struttura resta invariata, ma viene per lo più assorbita e dissipata nei dispositivi, riducendo così le sollecitazioni nell'edificio. I sistemi di dissipazione energetica si distinguono in due grandi categorie: dissipatori dipendenti dallo spostamento e dissipatori dipendenti dalla velocità.

I principali sistemi di dissipazione dipendenti dallo spostamento sono quelli basati sullo snervamento dei metalli e quelli basati sull'attrito, i cui cicli isteretici sono riportati in figura 1.18.

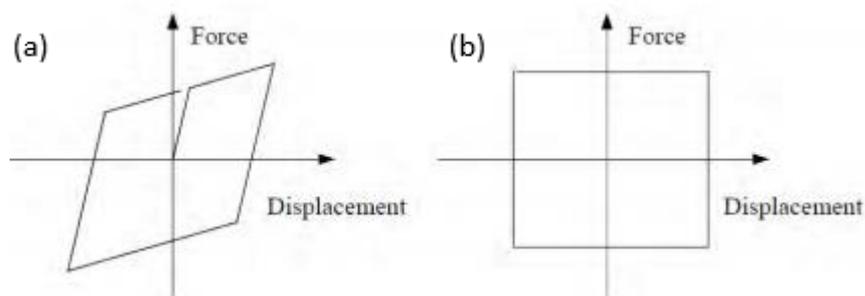


Figura 1.18 (a) Ciclo di un dissipatore elasto-plastico (b) Ciclo di un dissipatore ad attrito

I principali sistemi di dissipazione dipendenti dalla velocità sono quelli basati sulla deformazione di un materiale visco-elastico e quelli basati sul passaggio forzato di fluido viscoso attraverso appositi orifizi calibrati. In figura 1.19 sono riportati i cicli isteretici dei dissipatori dipendenti dalla velocità:

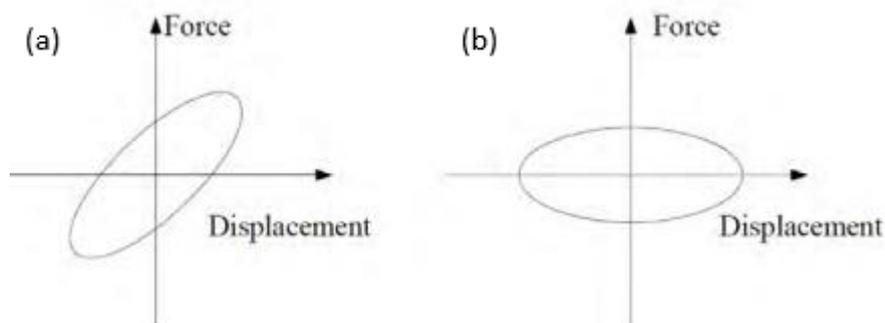


Figura 1.19 (a) Ciclo di un dissipatore visco-elastico (b) Ciclo di un dissipatore fluido-viscoso

Gli smorzatori visco-elastici solidi sfruttano materiali polimerici o vetrosi che dissipano energia per effetto delle deformazioni tangenziali. Tuttavia, questa tipologia di dissipatori è ormai superata, poiché permette una limitata dissipazione. I dissipatori fluido-viscosi invece si basano sulla deformazione di oli siliconici e sul passaggio degli stessi attraverso cavità appositamente studiate.

1.4 DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO SISMICO

In generale, un sistema di isolamento deve possedere le seguenti caratteristiche:

- Funzione di appoggio, ovvero avere la capacità di sostenere i carichi gravitazionali, sia in condizioni di riposo che in condizioni sismiche;
- Elevata deformabilità (o bassa resistenza) in direzione orizzontale sotto azione sismica;
- Buona capacità dissipativa;
- Adeguata resistenza nei confronti delle azioni orizzontali non sismiche, quali, ad esempio, vento, traffico, ecc...;

Un requisito addizionale è la capacità di ricentraggio, ovvero ottenere spostamenti residui nulli o trascurabili al termine del sisma. Ulteriori caratteristiche non meno importanti possono influenzare la scelta del tipo di dispositivo o del sistema di isolamento, ma non le sue prestazioni meccaniche in condizione di installazione e manutenzione corrette. Queste caratteristiche sono:

- Durabilità;
- Facilità di installazione;
- Contenimento dei costi;
- Limitazione dell'ingombro;

La scelta del sistema di isolamento deve essere ponderata anche in funzione dell'obiettivo prestazionale ricercato. Possiamo individuare tre tipi:

- minimizzare il taglio alla base della struttura, realizzando un maggiore disaccoppiamento del moto, in modo da scaricare maggiormente la parte al di sopra dell'isolatore;
- minimizzare lo spostamento alla base della struttura, in quanto l'edificio da isolare può essere inserito in un contesto che potrebbe provocare martellamenti tra strutture;
- minimizzare le accelerazioni di piano ad alte frequenze, che è un requisito importante per la protezione del contenuto.

Un sistema d'isolamento è costituito da un insieme di dispositivi che tra loro combinati permettono di ottenere il comportamento richiesto. I dispositivi possono essere tutti dello stesso tipo oppure di tipo diverso (generalmente però non più di due) e sono opportunamente disposti per collegare la sottostruttura con la sovrastruttura in corrispondenza del piano di isolamento.

I componenti di un sistema di isolamento si possono distinguere in isolatori e dispositivi ausiliari. Gli isolatori sono i dispositivi che svolgono la funzione di sostegno dei carichi gravitazionali. Sono dunque dei particolari apparecchi di appoggio, generalmente bidirezionali, con elevata rigidità in direzione verticale ed elevata deformabilità in direzione orizzontale. A tale funzione possono essere associate o meno quelle di dissipazione di energia, di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio non sismici, di ricentraggio della struttura al termine del sisma.

Gli isolatori attualmente in uso possono essere distinti in due principali categorie:

- isolatori in materiale elastomerico ed acciaio, basati sull'elevata deformabilità elastica della gomma;
- isolatori a scorrimento, basati sulla bassa resistenza d'attrito che si sviluppa tra superfici piane o curve di alcuni materiali opportunamente trattati.

ISOLAMENTO SISMICO

I dispositivi ausiliari svolgono la funzione di dissipazione di energia e/o di ricentraggio del sisma e/o di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio non sismici. Tra i vari dispositivi ausiliari, si distinguono le seguenti tipologie:

- Dispositivi a comportamento non lineare, indipendente dalla velocità di deformazione, basati sull'isteresi di alcuni metalli (quali l'acciaio ed il piombo), sull'attrito fra superfici opportunamente trattate o sulle proprietà superelastiche di particolari leghe metalliche, quali le leghe a memoria di forma, sfruttate per ottenere ottime capacità di ricentraggio;
- Dispositivi a comportamento viscoso, dipendente dalla velocità di deformazione, basati sull'estrusione di fluidi altamente viscosi all'interno di un cilindro con pistone dotato di orifizi di opportune dimensioni;
- Dispositivi a comportamento lineare o quasi lineare, assimilabile a viscoelastico, basati sulla deformazione a taglio di speciali polimeri.

Il D.M. del 14 gennaio 2008 introduce un'ulteriore tipologia costituita dai dispositivi detti di vincolo temporaneo, utilizzati allo scopo di obbligare i movimenti relativi di parti strutturali diverse in una o più direzioni attraverso modalità differenti a seconda della tipologia e dell'entità dell'azione sismica. Essi si distinguono in due categorie:

- Dispositivi di vincolo del tipo "a fusibile", caratterizzati dall'impedire gli spostamenti relativi fra le parti collegate fino al raggiungimento di una certa soglia di forza, oltre alla quale cessano la loro funzione consentendo tutti i movimenti;
- Dispositivi (dinamici) di vincolo provvisorio, caratterizzati dalla capacità di solidarizzare gli elementi che collegano in presenza di rapidi spostamenti relativi, quali quello dovuti al sisma, e lasciarli libera in presenza di movimenti relativi lenti, ad esempio causati da fenomeni termici.

Un sistema di isolamento può essere costituito unicamente da isolatori elastomerici, eventualmente realizzati con elastomeri ad alta dissipazione o comprendenti inserti di materiale dissipativo (ad es. piombo, fluidi viscosi, ecc...), oppure unicamente da isolatori a scorrimento (e rotolamento), che inglobano funzioni dissipative e/o ricentranti, per caratteristiche intrinseche o per la presenza di elementi capaci di svolgere tali funzioni, oppure da una opportuna combinazione di isolatori e dispositivi ausiliari, questi ultimi con funzione dissipativa, ricentrante e/o di vincolo.

1.4.1 ISOLATORI ELASTOMERICI

Gli isolatori in gomma armata sono i componenti fondamentali di questi sistemi di isolamento. Essi sono realizzati alternando strati di elastomero dello spessore di 5-20 mm con lamierini di acciaio di spessore 2-3 mm. Questi ultimi esplicano un'azione di confinamento sull'elastomero, limitandone così la deformabilità verticale, in modo da ottenere in 1-3 mm l'abbassamento del dispositivo sotto carichi di esercizio, incrementandone sensibilmente la portanza ai carichi verticali senza influenzare significativamente la deformabilità a taglio dell'isolatore in direzione orizzontale.

Per le proprietà di resistenza a fatica e di elasticità della gomma, gli isolatori elastomerici sono in grado di soddisfare molti dei requisiti di un sistema di isolamento. Alcune varianti, ottenute attraverso l'uso di speciali mescole additivate o di inserti atti ad aumentarne le capacità dissipative e a variarne in maniera favorevole la rigidità, permettono di conseguire in pieno tali requisiti e di realizzare sistemi di isolamento costituiti unicamente da isolatori elastomerici, senza altri dispositivi ausiliari. Alcune problematiche comuni a tutti i dispositivi di isolamento in gomma sono:

- La stabilità del dispositivo sotto compressione e taglio;
- L'aumento di deformazione sotto carico costante (creep) della gomma;
- L'inefficienza dell'aderenza gomma-acciaio ad elevati spostamenti;
- Le variazioni di comportamento meccanico dell'elastomero con la temperatura, la frequenza di oscillazione e l'invecchiamento.

Ciascuno di tali aspetti va valutato attentamente in fase sperimentale e portato debitamente in conto in fase di progettazione e verifica della struttura isolata. Molte normative, tra cui quella italiana, prescrivono l'esecuzione della cosiddetta "Upper and lower bound analysis", per determinare le quantità progettuali della risposta del sistema strutturale, prendendo in considerazione i valori minimi e massimi dei parametri di comportamento del dispositivo nelle diverse condizioni di lavoro, con particolare riferimento agli effetti della temperatura e dell'invecchiamento.

Caratteristica comune a tutti gli isolatori in gomma è la riduzione della loro capacità portante verticale al crescere dello spostamento orizzontale applicato, sia per la deformazione a taglio indotta che per la riduzione dell'area di impronta effettiva. Ciò è chiaramente messo in luce dalla figura 1.20, che mostra la capacità portante di alcuni isolatori in gomma di diverso diametro, per tre diverse condizioni di carico:

- In presenza di soli carichi gravitazionali;
- In presenza di una deformazione a taglio γ del 150%, corrispondente, per gli isolatori in esame, ad un'area di impronta effettiva A_r pari al 50% di quella lorda A_g ;
- In presenza di una deformazione a taglio γ del 250%, corrispondente ad un'area di impronta effettiva A_r pari al 25% di quella lorda A_g .

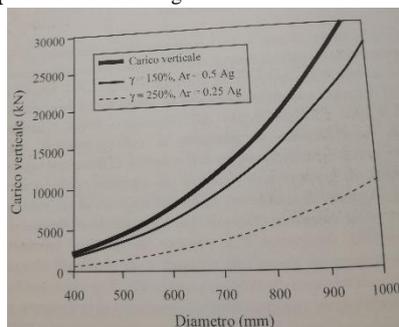


Figura 1.20 Capacità portante di isolatori in gomma armata al variare della deformazione a taglio applicata

ISOLAMENTO SISMICO

Come si può vedere, la capacità portante verticale dei dispositivi elastomerici si riduce rapidamente al crescere dello spostamento orizzontale applicato. Ciò può rendere problematico il dimensionamento di tali dispositivi in zone ad elevata sismicità, ove sono previsti spostamenti considerevoli, soprattutto se la struttura è affetta da significative variazioni del carico assiale negli isolatori.

Esistono vari tipi di isolatori elastomerici attualmente in commercio, classificabili in relazione alle caratteristiche dissipative dell'elastomero e all'eventuale presenza di inserti:

- In gomma armata a basso smorzamento (LDRB);
- In gomma armata ad elevato smorzamento (HDRB);
- In gomma armata con nucleo in piombo o altro materiale dissipativo (LRB);
- CRB (Cooled rubber bearing).

1.4.1.1 LDRB – LOW DAMPING RUBBER BEARINGS

Gli isolatori in gomma armata a basso smorzamento presentano un comportamento meccanico sostanzialmente elastico (rigidezza quasi costante) al crescere della deformazione ed un rapporto di smorzamento molto basso (2-4%). Sono semplici da realizzare, facili da modellare ed il loro comportamento meccanico risulta sostanzialmente indipendente dalla frequenza di oscillazione e poco sensibile alla temperatura. Per contro, un sistema di isolamento realizzato con tali dispositivi richiede generalmente opportuni dispositivi ausiliari, per incrementarne la capacità dissipativa sotto sisma ed evitare movimenti eccessivi della struttura per effetto delle azioni orizzontali di esercizio.

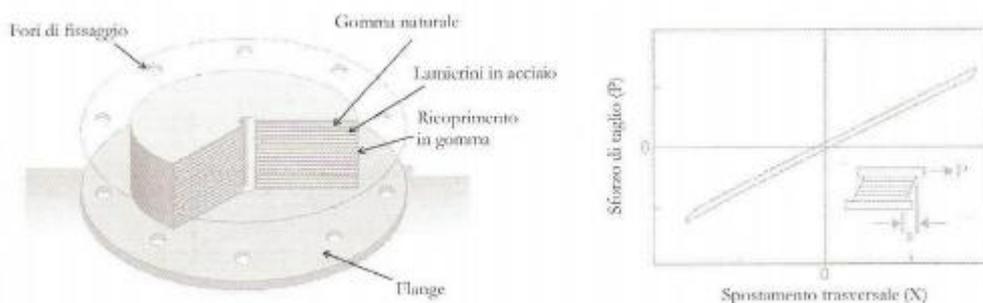


Figura 1.21 Configurazione e comportamento meccanico schematico di isolatori elastomerici a basso smorzamento

1.4.1.2 HDRB – HIGH DAMPING RUBBER BEARINGS

Gli isolatori in gomma armata ad elevato smorzamento sono ottenuti aggiungendo alla miscela della gomma opportuni additivi, come resine ed oli, che consentono di raggiungere valori di smorzamento compresi fra il 10% ed il 20%, per deformazioni a taglio dell'ordine del 100%. La natura della dissipazione di energia è in parte viscosa, ovvero quadratica con lo spostamento, ed in parte isteretica, ovvero lineare con lo spostamento. Ciò implica una certa dipendenza del comportamento meccanico dalla frequenza di oscillazione, cui si aggiunge anche una influenza non trascurabile della temperatura.

ISOLAMENTO SISMICO

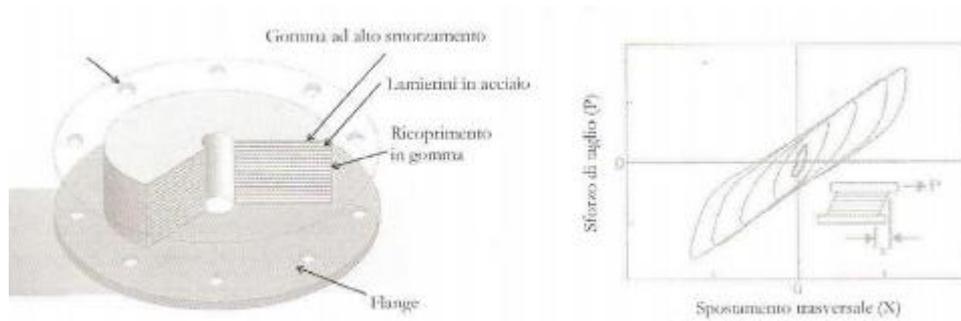


Figura 1.22 Configurazione e comportamento meccanico schematico di isolatori elastomerici ad alto smorzamento

Sia il modulo a taglio che lo smorzamento dipendono in modo significativo dalla deformazione a taglio γ applicata. A bassi livelli di deformazione ($\gamma < 10\%$), il modulo di taglio risulta piuttosto elevato, anche 5-10 volte maggiore di quello relativo ai livelli di deformazione raggiunti nelle condizioni sismiche di progetto ($\gamma = 100\div 150\%$). All'aumentare della deformazione oltre tali livelli, il modulo di taglio cresce di nuovo, determinando un significativo incrudimento nel ciclo forza-spostamento dell'isolatore.

Gli isolatori in gomma armata ad elevato smorzamento possono da soli realizzare un sistema di isolamento completo, che soddisfa i requisiti fondamentali precedentemente espressi. L'elevata capacità dissipativa assicura un buon controllo degli spostamenti indotti dal sisma. L'elevata rigidità iniziale limita gli spostamenti sotto i carichi orizzontali non sismici. Il comportamento quasi-elastico garantisce ottime capacità di ricentraggio. Inoltre, l'incrudimento della gomma, a deformazioni maggiori di quelle associate al terremoto di progetto, può risultare utile nel limitare gli spostamenti nel caso di eventi sismici anomali per intensità o per contenuto in frequenza. Le proprietà meccaniche degli isolatori ad elevato smorzamento variano in modo significativo durante i primi cicli di deformazione, a causa del fenomeno noto come "scragging", che corrisponde ad un cambiamento di struttura molecolare della gomma. Dopo i primi 2-3 cicli di carico il comportamento meccanico dei dispositivi risulta stabile e ripetitivo per deformazioni minori o uguali a quelle di "scragging". All'atto dello scarico, si ha un parziale recupero delle proprietà iniziali. È importante osservare, al riguardo, che le specifiche sulle caratteristiche del dispositivo indicate in fase di progetto andrebbero comunque riferite al 2°-3° ciclo di carico con ampiezza pari allo spostamento di progetto.

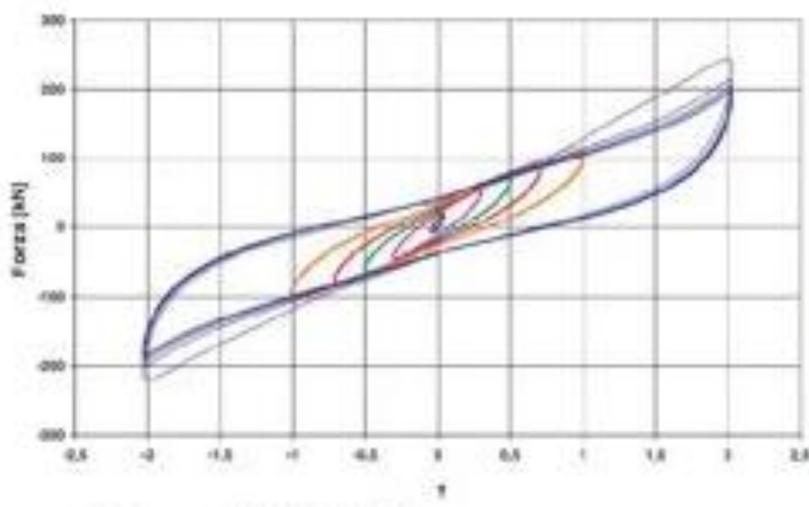


Figura 1.23 Configurazione e comportamento meccanico schematico di isolatori elastomerici ad alto smorzamento

1.4.1.3 LRB – LEAD RUBBER BEARINGS

Gli isolatori in gomma armata con nucleo in piombo utilizzano uno o più inserti cilindrici in piombo, disposti in appositi fori verticali nell'isolatore in gomma armata, per ottenere la necessaria rigidità ai carichi orizzontali di servizio (vento, forze di frenatura nei ponti, ecc...), unitamente ad un'elevata capacità dissipativa sotto sisma. Il comportamento meccanico di tali dispositivi risulta sostanzialmente combinazione di quello elastico-lineare degli appoggi elastomerici a basso smorzamento con quello elasto-plastico del nucleo in piombo sottoposto ad un regime deformativo di tipo tagliante. La deformazione a taglio del nucleo è assicurata dall'azione di confinamento delle piastre d'acciaio del dispositivo in gomma. Lo smorzamento viscoso equivalente, associato ai cicli di isteresi descritti, risulta tipicamente compreso fra il 15% ed il 35%, a seconda della dimensione dell'inserto in piombo e dello spostamento imposto.



Figura 1.24 Configurazione e comportamento meccanico schematico di isolatori elastomerici con nucleo in piombo

La rigidità secante e lo smorzamento viscoso equivalente risultano funzione del numero di cicli applicato. Sia la rigidità che l'energia dissipata diminuiscono progressivamente al crescere del numero di cicli, tendendo a stabilizzarsi dopo 10-15 cicli di carico, con un fenomeno analogo allo "scragging" nella gomma, ma con effetti più marcati. Questo comportamento è evidenziato dal grafico inferiore in figura 1.25a, nel quale sono riportati i valori della forza registrati in diverse serie di cicli consecutivi, in corrispondenza dello spostamento nullo e dello spostamento massimo. La ripetizione della serie a distanza di 5 minuti e di 12 giorni dimostra il recupero delle caratteristiche iniziali. All'origine di tale fenomeno c'è il surriscaldamento del nucleo in piombo, prodotto dai ripetuti cicli di oscillazione ad alta frequenza. L'entità della diminuzione della rigidità e smorzamento, al crescere del numero di cicli applicati, è funzione delle dimensioni del dispositivo in gomma e del nucleo in piombo.

Elevate capacità dissipative, ma con un'aliquota viscosa decisamente più elevata ed un comportamento più stabile, possono essere ottenute utilizzando nuclei di materiali polimerici ad elevata viscosità, come per i dispositivi proposti in figura 1.25b, in cui è riportato un diagramma sperimentale forza-spostamento, ottenuto effettuando serie consecutive con spostamento massimo crescente e corrispondente, nelle singole serie, ad una deformazione di taglio della gomma pari al 5%, 30%, 50%, 70% e 100%. In basso, nella stessa figura, sono riportati i valori della rigidità secante e dello smorzamento equivalente valutati al terzo ciclo delle singole serie, che evidenziano valori della rigidità decrescente al crescere dell'ampiezza del ciclo, con un rapporto di circa 3 tra la rigidità per deformazione al 100% e la rigidità per deformazione al 5%, e valori pressoché costanti, dell'ordine del 25%, dello smorzamento equivalente.

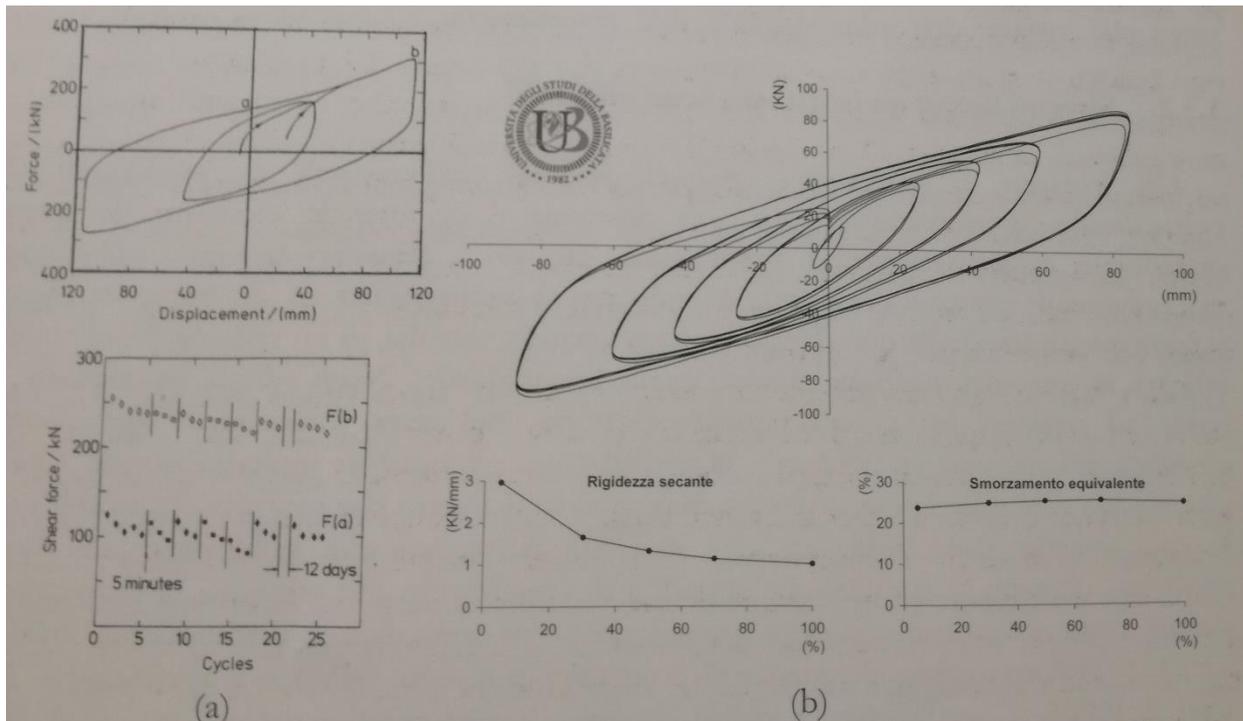


Figura 1.25 Comportamento sperimentale di isolatori con nucleo (a) in piombo (b) in materiale ad elevata viscosità

1.4.1.4 CRB – COOLED RUBBER BEARINGS

Questo dispositivo (Figura 1.26a e 1.26b) è stato inventato da Tsai nel 2012, con l'obiettivo di raffreddare il nucleo in piombo degli isolatori LRB, e per mantenere bassa la temperatura della gomma nei HDRB durante i terremoti (Tsai, 2012b).

Durante un sisma la temperatura del nucleo in piombo può raggiungere i 403°C, ma la temperatura di fusione del piombo è di 327°C e quella della gomma varia tra 98 e 178°C, a seconda della sua composizione. Dunque, si può utilizzare una sostanza che raffreddi il nucleo (ad esempio l'acqua, che presenta un coefficiente di Poisson pari a 0.5 come la gomma).

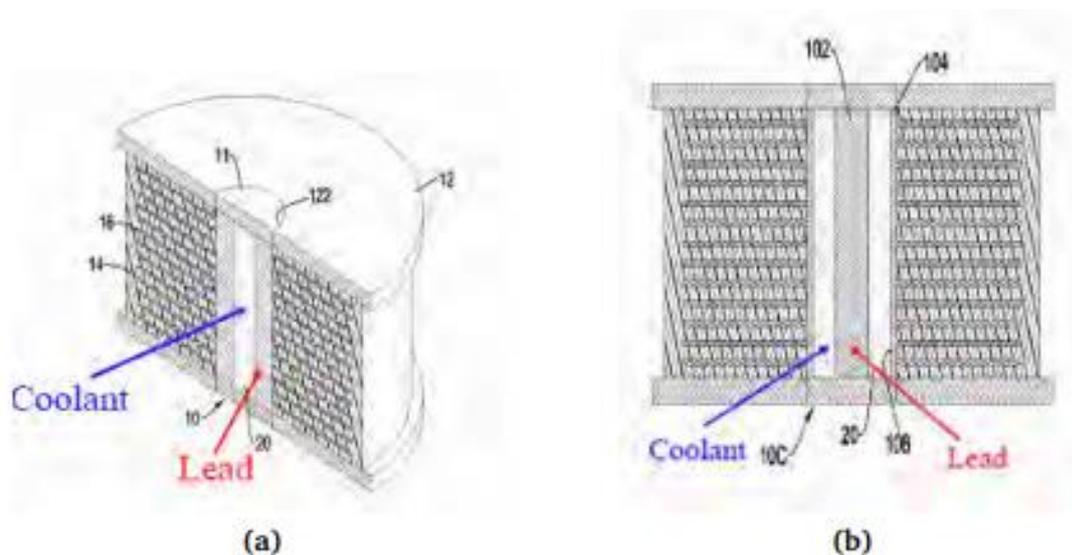


Figura 1.26 (a) Dispositivo CRB (b) Sezione del dispositivo

1.4.2 ISOLATORI A SCORRIMENTO

Gli isolatori a scorrimento possono essere unidirezionali e multidirezionali, permettendo rispettivamente spostamenti in una sola direzione ed in tutte le direzioni del piano orizzontale. I primi hanno trovato e possono trovare applicazione nell'isolamento sismico dei ponti, essendo questi caratterizzati da un comportamento totalmente diverso nelle due direzioni e necessitando, talvolta, di un sistema di isolamento efficace in una sola direzione (spesso quella longitudinale). Negli edifici si tende ad ottenere un comportamento isotropo del sistema di isolamento nel suo complesso e si preferiscono gli isolatori multidirezionali. Questi ultimi sono costituiti da due o più dischi di diverso diametro che scorrono l'uno sull'altro, le cui superfici sono realizzate con materiali particolari che sviluppano una bassa resistenza d'attrito al contatto. Le superfici di scorrimento più utilizzate, e ampiamente sperimentate nella tecnologia degli appoggi per ponti, sono d'acciaio inossidabile lucidato e PTFE (Teflon) oppure altri materiali polimerici di recente sviluppo ed applicazione. Nel caso di PTFE, il coefficiente di attrito dinamico risulta compreso fra il 6% ed il 18%, riducendosi all'1÷3% in caso di lubrificazione delle superfici e risulta essere funzione dei seguenti parametri:

- Pressione di contatto;
- Velocità di scorrimento;
- Temperatura.

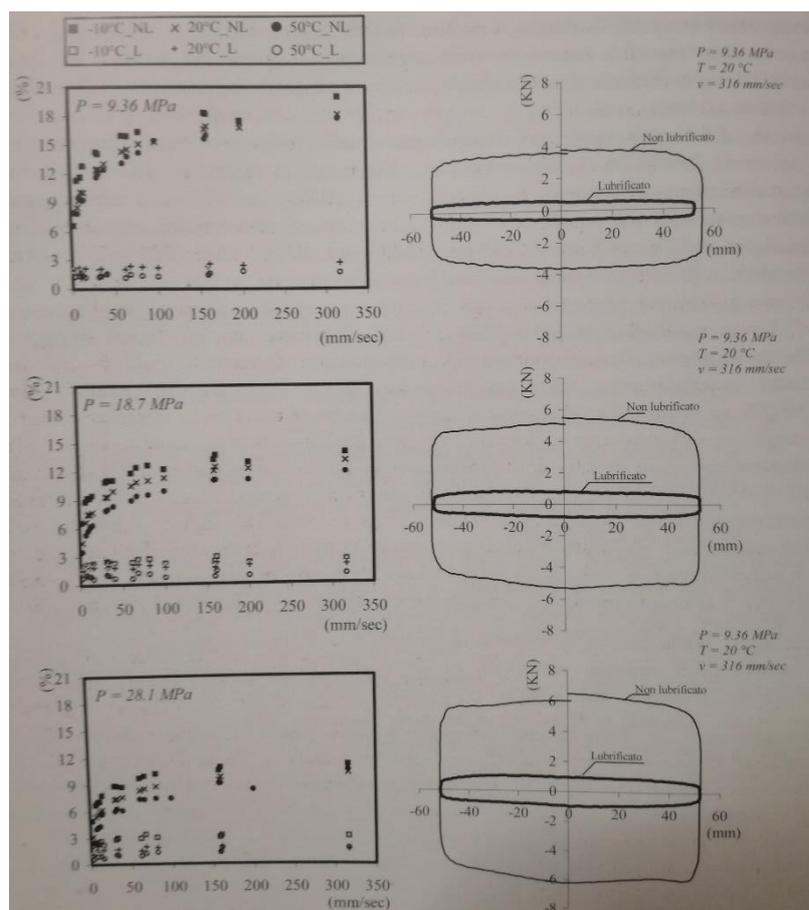


Figura 1.27 (a sinistra) Variazioni del coefficiente di attrito di appoggi scorrevoli acciaio-PTFE con la velocità di scorrimento, la temperatura dell'aria, la pressione di contatto e lo stato di lubrificazione delle superfici a contatto. (a destra) Tipici diagrammi forza-spostamento a diverse pressioni di contatto.

Anche il numero di cicli, o più precisamente la distanza totale percorsa dalle superfici a contatto nello scorrimento relativo, influenza in modo non trascurabile il coefficiente d'attrito dinamico, a causa del deterioramento delle superfici di scorrimento.

In figura 1.27 sono mostrati i risultati più significativi di una vasta sperimentazione per la determinazione della legge di variazione del coefficiente di attrito dinamico di appoggi scorrevoli acciaio-PTFE, in funzione dello stato di lubrificazione delle superfici a contatto, della pressione di contatto, della velocità di scorrimento e della temperatura dell'aria.

Dall'esame della figura 1.27 emergono le seguenti caratteristiche di comportamento del coefficiente di attrito:

- Aumenta rapidamente al crescere della velocità, da 0 fino a 150-200 mm/s, mantenendosi però pressoché costante nell'intervallo di velocità tipicamente raggiunte in condizioni sismiche (200-800 mm/s);
- Si riduce all'incirca linearmente al crescere della pressione di contatto;
- Diminuisce al crescere della temperatura;
- È fortemente influenzato dallo stato di lubrificazione delle superfici a contatto, con differenze di un ordine di grandezza in condizioni limite (superfici perfettamente lubrificate al confronto con superfici non lubrificate, ad elevate velocità di scorrimento).

Gli appoggi scorrevoli in acciaio-PTFE non sono utilizzati quasi mai come unico componente del sistema di isolamento, a meno che non incorporino elementi atti ad aumentare la rigidità iniziale e la capacità dissipativa e/o a fornire capacità di ricentraggio. Nella pratica, si rinuncia quasi sempre a sfruttare la dissipazione di energia per attrito, a causa delle diverse condizioni ambientali e di pulizia nelle quali può svolgere la sua funzione antisismica. Si utilizzano, perciò, isolatori lubrificati, con l'unica funzione di sostegno dei carichi verticali, lasciando praticamente liberi gli spostamenti orizzontali. In tale condizione d'uso gli isolatori in acciaio-PTFE lubrificati a superficie piana devono essere utilizzati congiuntamente a dispositivi ausiliari aventi funzione ricentrante e/o dissipativa. Frequente è l'utilizzazione di dispositivi in gomma, sia come dispositivi ausiliari, quindi senza funzione di appoggio, che come isolatori veri e propri, realizzando sistemi ibridi di isolamento, in cui coesistono isolatori elastomerici ed isolatori a scorrimento.

Questa configurazione presenta interessanti vantaggi sia tecnici che economici. Essa permette di ottenere sistemi a bassa rigidità (lungo periodo), con notevoli abbattimenti degli effetti del sisma, anche quando la massa strutturale competente a ciascun isolatore è limitata, e buone capacità ricentranti. La principale controindicazione è legata alla differente deformabilità verticale, sia istantanea, sia differita nel tempo (creep), che può determinare spostamenti differenziali verticali in corrispondenza dei diversi isolatori, in condizioni sia statiche che sismiche. In tali casi è importante limitare al massimo tali differenze (ad esempio adottando isolatori elastomerici molto rigidi verticalmente) e valutare attentamente le conseguenze degli spostamenti differenziali sulla struttura.

Qualora sussistano dubbi su tali conseguenze, è possibile utilizzare gli isolatori in gomma unicamente come dispositivi ausiliari multidirezionali a comportamento quasi-elastico. In tal caso, il loro dimensionamento non sarà più condizionato dalla rigidità e dalla portanza ai carichi verticali, ma unicamente dalle proprietà di rigidità e dissipazione rispetto ai movimenti orizzontali che si vogliono conseguire.

ISOLAMENTO SISMICO

Fra i dispositivi ausiliari per il comportamento di un sistema basato su isolatori a scorrimento, si ricordano i dispositivi a comportamento non lineare fortemente dissipativi basati sullo snervamento dell'acciaio, che sfruttano elementi di forma opportuna deformati in regime di flessione e/o torsione, e i dispositivi basati su elementi in piombo sollecitati a taglio, oppure quelli in cui il piombo è estruso all'interno di un cilindro da un pistone ("Lead Extrusion Damper").

Per ottenere una perfetta capacità ricentrante, tenuto anche conto della resistenza d'attrito che si sviluppa negli isolatori, una soluzione potrebbe essere l'utilizzo di dispositivi ausiliari basati su leghe a memoria di forma (LMF), ancora a comportamento fortemente non lineare. Una funzione esclusivamente dissipativa è svolta invece dai dissipatori viscosi, basati sull'estrusione di un fluido altamente viscoso all'interno di un cilindro con pistone dotato di un orifizio di opportune dimensioni. In generale i dispositivi ausiliari svolgono, oltre alla funzione dissipativa e/o ricentrante sotto azioni sismiche, anche quello di vincolo laterale sotto carichi orizzontali non sismici. Per ottenere contemporaneamente una perfetta capacità ricentrante e un migliore controllo delle vibrazioni sismiche della struttura, una soluzione proposta di recente prevede l'utilizzo di dispositivi ausiliari visco-ricentranti ottenuti accoppiando dispositivi ricentranti basati su leghe a memoria di forma (LMF), con dispositivi viscosi dipendenti dalla velocità.

Gli unici isolatori a scorrimento che incorporano la funzione ricentrante e dissipativa senza l'aggiunta di altri elementi sono quelli con superfici di scorrimento curve. Tra questi il primo realizzato e più noto è il "Friction Pendulum System" (FPS), la cui capacità di ricentraggio deriva dall'impiego di superfici di scorrimento di tipo sferico non lubrificate e perciò anche in grado di dissipare energia. Al raggio di curva di tale superficie sferica è legata la rigidità equivalente del dispositivo nell'ambito del sistema di isolamento e quindi il periodo di vibrazione della struttura isolata. Gli isolatori con superfici di scorrimento curve consentono di realizzare sistemi di isolamento in cui il periodo di oscillazione è sostanzialmente indipendente dalla massa del manufatto che proteggono. Inoltre, essendo la rigidità proporzionale al peso portato, il centro di rigidità del sistema di isolamento coincide con la proiezione del centro di massa, riducendo sostanzialmente la possibilità di rotazioni del sistema rispetto ad un asse verticale. Se si prescinde dall'attrito, il comportamento di questi dispositivi, infatti, è analogo a quello di un pendolo in cui il pendolo è funzione esclusivamente della lunghezza del cavo portante la massa, pari al raggio di curvatura con cui è realizzata la calotta sferica di scorrimento ed indipendente dalla massa.

Si possono distinguere fondamentalmente due tipi di pendolo a scorrimento:

- Pendolo a singola superficie di scorrimento;
- Pendolo a doppia superficie di scorrimento.

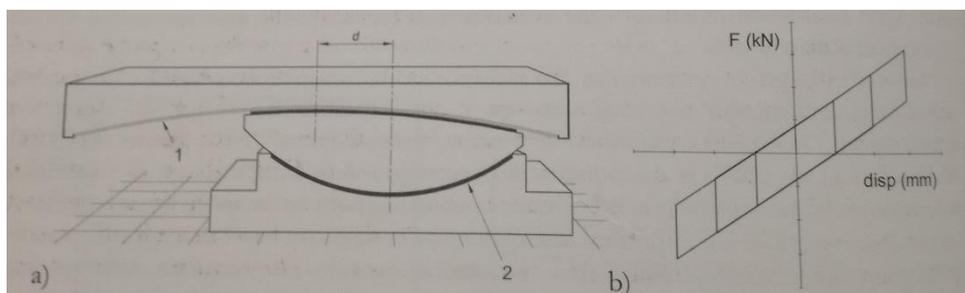


Figura 1.28 (a) Pendolo a scorrimento a singola superficie (b) Tipico legame forza-spostamento

In quest'ultimo caso le superfici di scorrimento sono disposte in posizione contrapposta, contenendo all'interno il corpo di scorrimento. Ciò consente di contenere le dimensioni del dispositivo a parità di corsa massima, ripartendosi tra le due calotte.

ISOLAMENTO SISMICO

Nel caso di FPS a singola curvatura, Una scelta oculata del raggio di curvatura delle superfici permette di calibrare il periodo di oscillazione della struttura, il quale è sostanzialmente indipendente dalla massa sovrastante (al contrario della rigidità orizzontale).

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (1.55)$$

Si riesce infatti ad avere una maggiore rigidità iniziale grazie all'attrito statico, infatti la forza necessaria per innescare il moto del dispositivo è maggiore di quella necessaria per farlo proseguire. Lo smorzamento viscoso equivalente ξ dipende dal coefficiente d'attrito μ , dallo spostamento D e dal raggio di curvatura R :

$$\xi = \frac{2}{\pi} \cdot \left(\frac{\mu}{\frac{4 \cdot \pi^2 \cdot D}{g \cdot T^2} + \mu} \right) \quad (1.56)$$

Dunque, lo smorzamento viscoso equivalente aumenta al crescere del periodo e del coefficiente di attrito, e si può arrivare a valori del 20%.

Nel caso di pendolo a doppia superficie di scorrimento (Double Concave Friction Pendulum – DCFP), in cui appunto si hanno due superfici di scorrimento, possiede il vantaggio per cui la stessa azione laterale può consentire uno spostamento doppio, ripartendo la corsa tra le due calotte del dispositivo.

In seguito ad uno spostamento la forza ricentrante si calcola come:

$$F_r = \frac{W}{R_1 + R_2 - h_1 - h_2} \cdot u \quad (1.57)$$

dove W è il carico gravante sull'isolatore, R_1 e R_2 sono i raggi di curvatura delle due superfici (di solito uguali), h_1 e h_2 sono le altezze parziali e u è lo spostamento totale.

Uno dei vantaggi di questi dispositivi è la bassa manutenzione, infatti il Teflon protegge efficacemente le superfici dalla corrosione, e invecchiamento e variazioni di temperatura influiscono pochissimo le proprietà meccaniche.

Sono disponibili sul mercato alcune varianti di pendoli a scorrimento, che aggiungono ulteriori proprietà a quelle fondamentali descritte, a scapito però di una maggiore complessità del dispositivo. Tra queste può essere citato il pendolo triplo, che, variando opportunamente curvatura e attrito dalle due doppie superfici di scorrimento, permette di modulare la risposta del dispositivo nella maniera ritenuta ottimale rispetto all'azione attesa. Inoltre, va segnalato come i dispositivi di ultima generazione utilizzano materiali di scorrimento progettati ad hoc per migliorare la costanza nel tempo delle caratteristiche attrittive rispetto al PTFE.

ISOLAMENTO SISMICO

I problemi principali del pendolo a scorrimento sono legati:

- alle sue notevoli dimensioni in pianta (mentre lo spessore complessivo è contenuto e inferiore a quello degli isolatori in gomma), che si riducono con l'adozione della doppia superficie di scorrimento;
- ai movimenti verticali che accompagnano, associati agli spostamenti orizzontali, che possono produrre effetti parassiti sulla struttura;
- all'affidabilità nel tempo dell'attrito tra le superfici di contatto, che perciò andranno opportunamente protette.

Una questione molto discussa è la necessità di dotare il sistema d'isolamento di capacità ricentranti. Mancando queste ultime, la risposta del sistema mostrerebbe una deriva in una certa direzione ed un elevato spostamento residuo al termine dell'evento sismico. Questo fenomeno può risultare particolarmente accentuato in presenza di terremoti di elevata intensità in vicinanza della sorgente sismica ("Near Fault"). Il problema si pone innanzitutto rispetto alle condizioni di utilizzabilità della struttura dopo l'evento (eccessivi spostamenti residui potrebbero non essere compatibili con le condizioni di utilizzazione) e quindi rispetto alle condizioni di sicurezza nei confronti di scosse successive ("aftershocks"), che potrebbero far assumere al fenomeno dimensioni eccessive. Per questo motivo molte normative accettano l'utilizzo di sistemi di isolamento privi di capacità ricentrante, a patto di far riferimento ad uno spostamento superiore, addirittura pari a tre volte in più rispetto allo spostamento massimo di progetto del sistema di isolamento per la verifica di giunti, impianti, ecc...

In generale, il problema del riposizionamento della struttura nella sua configurazione originaria non presenta particolari difficoltà di soluzione se già nel progetto è possibile prevedere elementi di contrasto da cui spingere la struttura mediante martinetti disposti orizzontalmente, avendo disconnesso eventuali dispositivi ausiliari dissipativi, così da limitare la forza necessaria allo spostamento alla sola reazione di attrito negli isolatori a scorrimento.

1.4.3 ISOLATORI A ROTOLAMENTO

I dispositivi a rotolamento presentano un comportamento simile a quello degli isolatori ad attrito, ma in questo caso invece di attrito radente si è in presenza di attrito volvente. Questi dispositivi si differenziano tra loro per il tipo di meccanismo di rotolamento (sfere, rulli, ecc.).

Il principale svantaggio presentato da questa tipologia di dispositivi era il mancato controllo sugli spostamenti della struttura isolata, ma si è cercato di superarlo alloggiando le sfere in superfici concave e non piane. Inoltre, essendo il coefficiente di attrito volvente tipicamente molto più piccolo di quello di attrito radente, risulta spesso necessario inserire degli apparecchi all'interfaccia tra struttura e fondazione che possano sopportare i carichi di minore entità, quali vento e vibrazioni ambientali.

1.4.4 CONFRONTO DISPOSITIVI

Di seguito si riporta una tabella che riassume vantaggi e svantaggi dei sistemi di isolamento trattati:

TIPO DI ISOLATORE	VANTAGGI	SVANTAGGI
ELASTOMERICO	<ul style="list-style-type: none"> – Basse accelerazioni di piano; – Costo ridotto. 	<ul style="list-style-type: none"> – Spostamenti elevati; – Basso smorzamento; – Scarsa resistenza al carico di servizio; – Momenti P-D alla base ed alla sommità.
ALTO SMORZAMENTO	<ul style="list-style-type: none"> – Moderate accelerazioni di piano; – Resistenza al carico di servizio; – Moderato-alto smorzamento. 	<ul style="list-style-type: none"> – Rigidezza e smorzamento dipendenti dalle deformazioni; – Analisi complessa; – Limitata scelta di rigidezza e smorzamento; – Momenti P-D alla base ed alla sommità.
CON PIOLO IN PIOMBO	<ul style="list-style-type: none"> – Moderate accelerazioni di piano; – Ampia scelta per rigidezza e smorzamento. 	<ul style="list-style-type: none"> – Momenti P-D alla base ed alla sommità.
SCORRIMENTO CON SUPERFICIE CURVA	<ul style="list-style-type: none"> – Resistenza al carico di servizio; – Moderato-alto smorzamento; – Momenti P-D alla base ed alla sommità; – Riduzione della risposta torsionale. 	<ul style="list-style-type: none"> – Elevate accelerazioni di piano; – Proprietà funzione della pressione e velocità.
SCORRIMENTO CON SUPERFICIE PIATTA	<ul style="list-style-type: none"> – Resistenza al carico di servizio; – Elevato smorzamento; – Momenti P-D alla base ed alla sommità. 	<ul style="list-style-type: none"> – Elevate accelerazioni di piano; – Proprietà funzione della pressione e velocità; – Assenza di forze di recupero.

Tabella 1.2 Confronto tra i vari tipi di isolatore

1.5 ASPETTI NORMATIVI

Il crescente numero di applicazioni dell'isolamento sismico ad edifici e ponti e la diversificazione delle tecnologie disponibili, in aggiunta ai risultati dei recenti studi a carattere numerico e sperimentale su dispositivi di isolamento e strutture isolate in scala ridotta ed al vero, hanno portato i paesi a più elevata sismicità a dotarsi di nuove norme per la progettazione di strutture isolate dal sisma, al passo con l'attuale tecnologia ed in linea con i progressi tecnico-scientifici al riguardo. L'Eurocodice 8, nelle parti 1 e 2, relative rispettivamente agli edifici (e alle strutture in generale) ed ai ponti, trattano la progettazione delle strutture dotate d'isolamento sismico in specifici capitoli. La commissione di ingegneria strutturale dell'UNI ha recentemente recepito la versione ufficiale della norma UNI EN 15129:2018 "Dispositivi antisismici", che riguarda la progettazione dei dispositivi antisismici installati nelle strutture con lo scopo di modificarne la risposta all'azione sismica. La norma specifica i requisiti funzionali e le regole generali di progettazione in situazioni sismiche, le caratteristiche dei materiali, i requisiti di fabbricazione e di esecuzione delle prove, nonché i criteri per la valutazione della conformità, di installazione e di manutenzione. La UNI EN 15129:2018 fornisce anche i criteri per la marcatura CE.

Nelle NTC2018 e nella relativa Circolare esplicativa vengono forniti criteri e regole per il progetto di costruzioni con isolamento sismico (punto 7.10 e C7.10 – Costruzioni con isolamento e/o dissipazione). Esse contengono indicazioni utili alla progettazione e realizzazione di costruzioni, in particolare edifici dotati di sistemi di protezione sismica basati sulla dissipazione di energia.

Nel confronto con l'Eurocodice 8, di cui ereditano i criteri e gran parte dei contenuti, le nuove norme italiane sono più attente ad una serie di aspetti riguardanti i diversi metodi di analisi e la relativa applicabilità. Inoltre, a differenza dell'Eurocodice 8, sono trattati in dettaglio sia i diversi tipi di dispositivi che formano un sistema di isolamento, che le relative procedure di accettazione e qualificazione, così da rendere le norme sismiche immediatamente e pienamente operative, in mancanza di una specifica normativa sui dispositivi.

Rispetto alle Linee guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (LL.PP.), riferimento per i progettisti prima dell'entrata in vigore dell'Ordinanza 3274/03 prima e delle NTC2018 poi, e il cui rispetto comunque non esimeva dal sottoporre il progetto all'iter di approvazione dello stesso Consiglio, le nuove norme conseguono i seguenti obiettivi:

- Semplificazione delle procedure di analisi;
- Chiara definizione del ruolo dei diversi dispositivi di isolamento e delle modalità di verifica sperimentale;
- Congruenza con le altre parti della norma.

Le peculiarità di comportamento delle strutture isolate ed il ruolo cruciale svolto dai dispositivi d'isolamento richiedono una trattazione specifica, in relazione sia alla peculiarità degli obiettivi del progetto rispetto ad una struttura a base fissa, che alla particolarità del comportamento delle strutture isolate (metodi di analisi), che, infine, al progetto, al controllo sperimentale dei dispositivi di isolamento ed agli aspetti costruttivi, di manutenzione e di collaudo dell'opera.

I requisiti fondamentali per una corretta applicazione dell'isolamento sono il mantenimento in campo sostanzialmente elastico della sottostruttura e della sovrastruttura e la richiesta di un'affidabilità superiore ai dispositivi, in relazione al ruolo critico da essi svolto nella protezione sismica della struttura.

ISOLAMENTO SISMICO

Gli obiettivi generali della progettazione antisismica sono riferiti principalmente a tre livelli prestazionali, denominati stato limite di danno (SLD), e stati limite ultimi di salvaguardia della vita (SLV) e di collasso (SLC). Nel caso di strutture con isolamento sismico, per l'evento allo SLV, gli elementi della sovrastruttura devono essere verificati riducendo la sollecitazione di un fattore q molto prossimo all'unità, normalmente $q=1,5$. Ciò si traduce nella sostanziale assenza di danno strutturale, anche sotto terremoti molto violenti, conseguibile grazie al drastico abbattimento delle accelerazioni sulla struttura. Per la verifica allo SLD è richiesta la sola limitazione degli spostamenti di interpiano, ai fini del danneggiamento delle parti non strutturali e degli impianti, e la verifica degli spostamenti all'interfaccia d'isolamento. La maggiore affidabilità del sistema d'isolamento si ritiene conseguita se l'insieme dei dispositivi antisismici che formano un sistema sono verificati, anche sperimentalmente secondo quanto stabilito nel punto 11.9 delle NTC2018, rispetto allo SLC.

Nel caso di costruzioni con isolamento sismico occorre verificare che le componenti della struttura agli stati limite previsti in funzione della classe d'uso, come sintetizzato nella tabella 1.3

STATO LIMITE	COMPONENTE	VERIFICA
SLD	Elementi non strutturali - edifici	Spostamento interpiano $< 2/3$ del limite valido per edifici fissi alla base
	Impianti non pericolosi (classe I, II, III)	Capacità di spostamento senza subire danni
	Dispositivi di isolamento	Controllo degli spostamenti residui all'interfaccia d'isolamento
SLV	Elementi della sottostruttura	Capacità resistente
	Elementi della sovrastruttura	Capacità resistente con riduzione di 1,5 delle sollecitazioni di progetto
	Parti elastiche dei dispositivi di isolamento	Capacità resistente con coefficiente di sicurezza almeno pari a 1,5
	Impianti non pericolosi (classe IV)	Verifica della capacità di spostamento senza subire danni
SLC	Dispositivi di isolamento	Capacità di spostamento senza subire rotture
	Giunti ed impianti pericolosi	Verifica della capacità di spostamento

Tabella 1.3 Verifiche di sicurezza

Le nuove norme lasciano ampio margine all'innovazione, sia progettuale che tecnologica, prendendo in esame e fornendo gli strumenti per il progetto con le diverse strategie di isolamento sismico, incremento del periodo o limitazione della forza, con o senza dissipazione di energia, realizzate mediante dispositivi con diversi comportamenti (isolatori elastomerici e a scorrimento, dispositivi ausiliari a comportamento lineare, non lineare e viscoso e dispositivi di vincolo temporaneo provvisorio o "a fusibile"). Per tutti i dispositivi di isolamento, le norme forniscono le prescrizioni per la loro sperimentazione ai fini della qualificazione dei prototipi e dell'accettazione dei dispositivi da mettere in opera, così da garantirne la massima affidabilità.

L'azione sismica è definita ancora attraverso lo spettro di risposta elastico, che subisce lievi modificazioni rispetto a quello di riferimento per le strutture convenzionali, per tenere conto della dissipazione di energia del sistema di isolamento. Nel caso in cui si esegua l'analisi modale con spettro di risposta, quest'ultimo, infatti, va ridotto per tutto il campo di periodi $T \geq 0,8 T_{is}$, assumendo per il coefficiente riduttivo η il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} del sistema di isolamento.

I rapporti tra le risultanti delle forze sismiche di progetto agenti sulle diverse tipologie di strutture forniscono una misura dei possibili risparmi ottenibili nella costruzione della struttura e delle fondazioni con l'adozione dell'isolamento sismico. Tali risparmi andranno a compensare, in parte o in tutto, i maggiori costi di costruzione determinati dai dispositivi di isolamento, dai giunti, dalle strutture aggiuntive e da altri dettagli strutturali necessari all'introduzione dell'isolamento sismico, senza escludere la possibilità che, in situazioni favorevoli, si possa determinare un risparmio complessivo sui costi dell'opera. Il vantaggio dell'isolamento sismico, però, deve essere giudicato soprattutto rispetto agli effetti dei terremoti più violenti, come è anche risultato chiaro dall'esame svolto in precedenza di alcune prove sperimentali. Essi, infatti, producono gravi danni, al limite del collasso, in una struttura a base fissa progettata secondo le norme, come evidenzia l'entità del fattore di struttura, mentre in una struttura isolata gli stessi terremoti non producono danni sostanziali, nemmeno nelle parti non strutturali.

Riguardo alle modalità di calcolo e di progettazione, non v'è dubbio che il mantenimento in campo sostanzialmente elastico della struttura semplifica e rende più affidabile l'intera procedura di progettazione, grazie alla migliore aderenza del modello di calcolo al reale comportamento della struttura sotto terremoti violenti. Le norme recepiscono tali vantaggi, consentendo l'esecuzione di analisi semplificate, di tipo statico, e permettendo la progettazione senza l'adozione di particolari regole per la determinazione delle sollecitazioni di progetto, contrariamente a quanto avviene nell'applicazione delle regole di gerarchia delle resistenze per le strutture dissipative ad alta e bassa duttilità. Non è, inoltre, richiesto né il rispetto di prescrizioni geometriche molto restrittive, sebbene sia sempre consigliabile tenerle in conto nell'impostazione e nel dimensionamento della struttura, né l'esecuzione di dettagli costruttivi, a volte molto complicati e di difficile realizzazione nelle strutture in c.a.. Quest'ultimo aspetto ha dei riflessi positivi anche sulla realizzazione della struttura. La semplificazione dei dettagli costruttivi, oltre a ridurre i costi, aumenta l'affidabilità delle fasi costruttive, talvolta cruciali ai fini delle buone prestazioni sismiche di una struttura.

Per quanto riguarda la modellazione dell'opera, la sovrastruttura e la sottostruttura verranno sempre modellate come sistemi a comportamento elastico-lineare, mentre il sistema di isolamento, in relazione alle sue caratteristiche meccaniche, può essere modellato come avente un comportamento visco-elastico lineare oppure non lineare. Nei casi in cui non risulta consentita la modellazione in campo lineare, sarà necessario l'adozione di modelli con non linearità concentrate nel sistema di isolamento. Ciò semplifica l'analisi, rispetto all'analisi non lineare di una struttura convenzionale, e consente al progettista di affrontare con buona affidabilità anche l'analisi non lineare in campo dinamico. Non è consentita l'analisi statica non lineare in quanto, essendo trascurabili le non linearità che si sviluppano nella struttura, l'adozione di tale analisi non comporterebbe alcun vantaggio nella progettazione della struttura.

La normativa dedica una particolare attenzione alla corretta impostazione del progetto dell'opera, cruciale per il buon funzionamento dell'isolamento sismico, fornendo importanti indicazioni progettuali riguardanti i dispositivi ed il sistema strutturale nel suo insieme. Le prime sono volte ad evitare malfunzionamenti dei dispositivi per difetti propri o di montaggio e a rendere possibile in ogni momento la loro ispezione, manutenzione e, eventualmente, sostituzione. Le seconde sono volte ad ottenere un comportamento concreto ed ottimale del sistema di isolamento, assicurando innanzitutto il libero movimento della porzione dell'opera isolata (sovrastruttura) rispetto al resto dell'opera (sottostruttura o altre parti strutturali), a strutture circostanti e al terreno. Particolare attenzione è rivolta alla limitazione degli effetti torsionali e di sollecitazioni anomale sui singoli dispositivi e alla limitazione di spostamenti differenziali tra le diverse parti della struttura.

ISOLAMENTO SISMICO

Nelle verifiche di sicurezza, oltre all'usuale controllo delle resistenze degli elementi strutturali e del corretto comportamento dei dispositivi, per spostamenti di progetto allo SLC, sono prescritti i controlli di compatibilità dei giunti di separazione e, soprattutto, dei collegamenti impiantistici con gli spostamenti che essi debbono sostenere sotto sisma, in relazione al funzionamento del sistema di isolamento, come indicato nella tabella 1.3 precedentemente riportata.

A garanzia dell'affidabilità del sistema di isolamento, è richiesto sistematicamente il collaudo in corso d'opera, durante il quale particolare attenzione dovrà essere rivolta alla corretta realizzazione dei dispositivi e delle fasi più delicate della loro messa in opera. È prevista, inoltre, la possibilità di effettuare prove di collaudo mediante spostamento e rilascio della struttura, o mediante cicli di spostamento sinusoidali imposti.

Tutte le normative più avanzate (di tutti i paesi) sono concordi nella possibilità di effettuare analisi semplificate (come l'analisi statica lineare), stante l'affidabilità offerta dai dispositivi di isolamento e la semplicità di comportamento dinamico delle strutture isolate, a patto che siano soddisfatte una serie di condizioni riguardanti:

- (A) Le caratteristiche meccaniche del sistema di Isolamento;
- (B) Le caratteristiche meccaniche e geometriche della sovrastruttura;
- (C) Limitazioni sul terreno di fondazione e sulla sismicità del sito.

Le condizioni sulle caratteristiche meccaniche del sistema di isolamento riguardano nello specifico:

- A1. La variazione di rigidezza del sistema di isolamento nel range di spostamenti di interesse;
- A2. Il rapporto di smorzamento viscoso equivalente;
- A3. La capacità ricentrante del sistema di isolamento;
- A4. La dipendenza del comportamento meccanico del sistema di isolamento dalla velocità di deformazione e dai carichi verticali applicati;
- A5. Il periodo T_{is} dell'oscillatore semplice, che modella il comportamento dinamico della struttura isolata.

Le condizioni sulle caratteristiche meccaniche e geometriche della sovrastruttura riguardano nello specifico:

- B1. La regolarità in pianta ed in elevazione della struttura;
- B2. L'altezza della sovrastruttura e/o il suo numero di piani;
- B3. Le dimensioni in pianta della struttura;
- B4. Il rapporto tra le rigidezze in direzione verticale ed orizzontale del sistema di isolamento K_v/K_h e/o il valore del periodo della struttura in direzione verticale T_v ;
- B5. Eventuali sforzi di trazione (o sollevamenti) nel sistema di isolamento;
- B6. Eventuali eccentricità tra centro di massa della sovrastruttura e centro di rigidezza del sistema di isolamento.

Le ulteriori limitazioni sul terreno di fondazione e sulla sismicità del sito riguardano:

- C1. La presenza di strati di terreno deformabile in fondazione;
- C2. La vicinanza della struttura a faglie attive.

La norma italiana impone le limitazioni su tutte le condizioni appena elencate, tranne la C1 e la C2, inoltre della B1 viene richiesta solo la regolarità in pianta.

I metodi di analisi semplificati, quando applicabili, forniscono il taglio totale alla base della struttura, da distribuire lungo l'altezza della stessa secondo leggi coerenti con le limitazioni assunte per l'applicabilità dei metodi semplificati. La norma italiana e quella francese, ad esempio, prevedono distribuzioni di forza proporzionali alla massa, nell'ipotesi di accelerazioni di piano costanti lungo l'altezza della struttura. L'analisi dinamica lineare si rende necessaria quando le condizioni di tipo B non sono verificate, implicando che la sovrastruttura non sia assimilabile ad una massa rigida. Trattandosi di un'analisi lineare, le condizioni di tipo A risultano comunque necessarie e, nella norma italiana, sono anche sufficienti. L'analisi dinamica non lineare è sempre applicabile e prevede l'impiego di accelerogrammi coerenti con le caratteristiche spettrali dei terremoti che possono verificarsi nel sito in esame. L'analisi dinamica non lineare consente di portare in conto le non linearità di comportamento del sistema di isolamento e, ove necessario, della sovrastruttura. Il sistema di isolamento svolge un ruolo cruciale all'interno di una struttura isolata. Ad esso, infatti, è completamente affidato il vincolo, sia verticale che orizzontale, della sovrastruttura. Per tale motivo, tutte le norme sismiche sono concordi nel richiedere un livello di sicurezza superiore rispetto alle altre parti della struttura, ovvero a definire un ulteriore stato limite per la verifica del sistema di isolamento, il cui terremoto di riferimento ha un periodo di ritorno maggiore. La norma italiana definisce uno stato limite apposito per la verifica di stabilità e resistenza dei dispositivi costituenti il sistema di isolamento, stato limite che fa riferimento ad un terremoto con periodo di ritorno di 2500 anni (contro i 500 anni previsti allo SLV della struttura). Le prestazioni del sistema di isolamento non sono costanti, ma possono variare in funzione di una serie di fattori meccanici, ambientali e temporali di cui si deve tenere conto durante la progettazione sia dei dispositivi d'isolamento che degli elementi della sovrastruttura e sottostruttura (variabilità all'interno di una stessa fornitura, velocità di deformazione, entità dei carichi verticali, deformazioni simultanee nelle due direzioni, temperatura, invecchiamento, ecc...). A tal riguardo, la norma italiana impone di considerare le proprietà meccaniche più sfavorevoli che emergono dalle prove di qualificazione dei dispositivi, sia per il calcolo delle sollecitazioni che degli spostamenti, definendo un preciso range di velocità di deformazione entro cui indagare le caratteristiche meccaniche dei dispositivi ($\pm 30\%$ del valore di progetto). Per gli edifici di classe d'uso II (ad esempio quelli per civile abitazione) la norma italiana consente di far riferimento ai valori medi delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi, a patto che i relativi massimi e minimi non differiscano di più del 20% rispetto ai valori medi. Per edifici di maggior importanza (ad esempio quelli strategici) la norma italiana impone di effettuare più analisi, assumendo i valori più sfavorevoli contemporaneamente presenti.

Per quanto riguarda la caratterizzazione e la verifica dei dispositivi, la norma italiana appare più completa, fornendo indicazioni precise sulle modalità di prova e sulla determinazione dei parametri sperimentali dei singoli dispositivi.

Le differenze osservate fanno ritenere che l'atteggiamento molto prudentiale, presente nelle norme di dieci o quindici anni fa, si sta attenuando progressivamente, man mano che le conoscenze migliorano e le esperienze dei terremoti confermano l'efficacia e la robustezza concettuale e sostanziale dell'isolamento sismico. La normativa italiana si pone in una posizione di apertura alle nuove tecnologie, abbandonando alcuni pregiudizi che ne hanno ostacolato l'applicazione e mantenendo rigorosi i controlli sui dispositivi e sulle modalità di applicazione. Essa tenta di valorizzare i vantaggi insiti nell'isolamento sismico, che si traducono in livelli di sicurezza più elevati, senza penalizzarne l'adozione, nella pretesa del rispetto di requisiti nettamente superiori ai requisiti alla base della progettazione ed esecuzione delle costruzioni convenzionali.

1.6 CRITERI DI PROGETTAZIONE DEI DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO

La fase di predimensionamento viene completata con la definizione delle caratteristiche del sistema di isolamento, ossia della sua rigidezza e della sua capacità dissipativa, da cui dipendono i periodi propri e lo smorzamento del sistema strutturale e, conseguentemente, le grandezze fondamentali della sua risposta: forze sismiche, sintetizzate nella loro risultante ovvero il taglio alla base, e spostamenti del sistema di isolamento. Più precisamente, si definiscono innanzitutto i valori del periodo e dello smorzamento del sistema che determinano un soddisfacente abbattimento degli effetti sismici sulla sovrastruttura, successivamente vengono definite le caratteristiche di rigidezza del sistema di isolamento nel suo insieme e quelle dei singoli isolatori. La progettazione definitiva degli isolatori nei loro dettagli tecnologici viene dunque effettuata contestualmente alle loro verifiche allo SLC.

Una volta fissato dunque il periodo della struttura isolata, si procede alla determinazione della rigidezza equivalente del sistema d'isolamento K_{esi} , assumendo ancora che la sovrastruttura sia un solido rigido che trasla vincolato al sistema di isolamento. La rigidezza equivalente orizzontale del sistema di isolamento vale pertanto:

$$K_{esi} = \left(\frac{2 \cdot \pi}{T_{is}} \right)^2 \cdot M \quad (1.58)$$

con $M = M_{iso}$ = massa totale della sovrastruttura.

La rigidezza equivalente complessiva K_{esi} deve essere ripartita tra i diversi dispositivi, situati sotto ciascun pilastro. Ai fini di un buon comportamento del sistema e di una favorevole progettazione dei dispositivi, tale ripartizione deve essere effettuata in modo da ridurre al minimo l'eccentricità del centro di rigidezza del sistema d'isolamento rispetto alla proiezione del baricentro delle masse dell'edificio sul piano degli isolatori. Per l'applicabilità dell'analisi statica, tale eccentricità dovrà risultare inferiore al 3% della lunghezza massima dell'edificio nella stessa direzione dell'eccentricità considerata. In definitiva, le caratteristiche di rigidezza dei singoli isolatori devono soddisfare le seguenti condizioni:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_i K_{e,i} = K_{esi} \\ \text{eccentricità massa - rigidezza } d(K; G) < 3\% \text{ della dimensione parallela} \end{array} \right. \quad (1.59)$$

La rigidezza degli isolatori elastomerici armati, come descritto nel capitolo §11.9.7 delle NTC2018, è funzione dell'area in pianta e dell'altezza complessiva dell'elastomero. Una maniera per dimensionare il singolo isolatore, che garantisce il perfetto rispetto della seconda condizione, sarebbe quella di assumere l'area in pianta dell'isolatore proporzionale al carico verticale portato, di modo da far risultare la rigidezza a taglio dell'isolatore proporzionale al peso (e dunque alla massa) portato. Questo criterio però presenta due inconvenienti. Il primo è che ne risulterebbe un numero di tipologie pari, salvo situazioni di simmetria, al numero di pilastri, con conseguenti sensibili incrementi del costo dei dispositivi. Il secondo è che la rigidezza torsionale del sistema risulterebbe bassa e tale da determinare un periodo del modo di vibrazione rotazionale uguale a quello dei due modi traslazionali, con conseguente esaltazione degli effetti torsionali.

1.6.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI DISPOSITIVI ELASTOMERICI

Le caratteristiche geometriche dei dispositivi di isolamento in gomma ed acciaio HDRB, di maggior interesse nella progettazione delle strutture isolate, sono:

- D diametro o dimensione di lato (per isolatore circolare o quadrato);
- t_e altezza totale della gomma;
- t_i spessore dell'i-esimo strato di gomma (tra 5 e 10 mm);
- t_s spessore dei piatti di acciaio interni vulcanizzati alla gomma (spessore minimo 2 mm);
- H altezza totale dell'isolatore;
- n numero strati di gomma;
- s spessore dei piatti terminali.

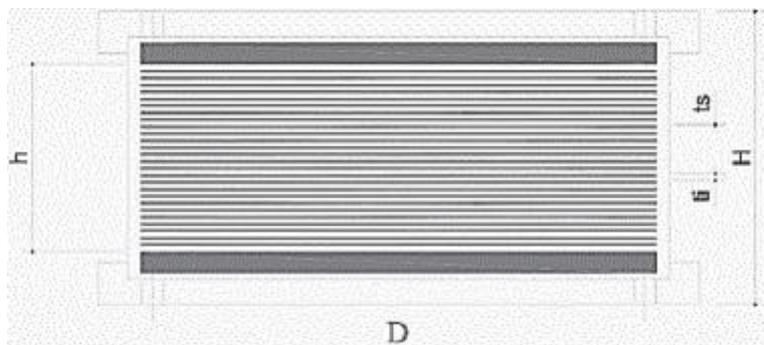


Figura 1.29 Caratteristiche geometriche isolatori HDRB

Si definiscono inoltre due fattori geometrici che caratterizzano il comportamento dei dispositivi:

- $S_1 = \frac{A'}{L} = \frac{D}{4 \cdot t_i}$ è detto fattore di forma primario ed è definito come rapporto tra la superficie A' in comune tra il singolo strato di elastomero e la singola lamina di acciaio, e la superficie laterale libera L del singolo strato di elastomero;
- $S_2 = \frac{D}{t_e}$ è detto fattore di forma secondario ed è definito come il rapporto tra la dimensione in pianta D della singola piastra di acciaio e lo spessore totale degli strati di t_e elastomero.

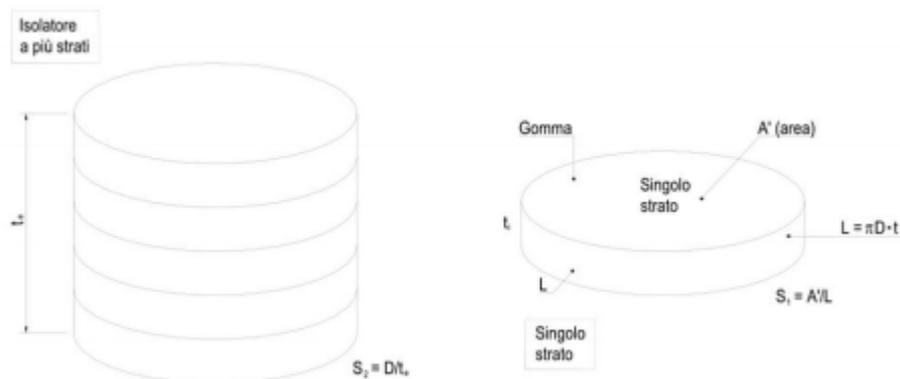


Figura 1.30 Fattori di forma primario S_1 e secondario S_2

ISOLAMENTO SISMICO

Il fattore di forma primario S_1 controlla la rigidezza verticale (controllando il confinamento della gomma). Nel calcolo di K_V non si considera l'area dell'intero strato di gomma, ma soltanto quella della lamina metallica, in quanto lo strato laterale esterno di elastomero non confinato fornisce un apporto trascurabile alla portanza nei confronti dei carichi verticali. Sulla base dei valori ricorrenti del carico verticale V di competenza di un isolatore (variabili, solitamente, nel range 700÷3000 kN) si può ritenere che valori di $S_1 > 10$ assicurino un'adeguata rigidezza verticale, atta a sostenere i carichi senza apprezzabili cedimenti (variabili nel range 1÷3 mm).

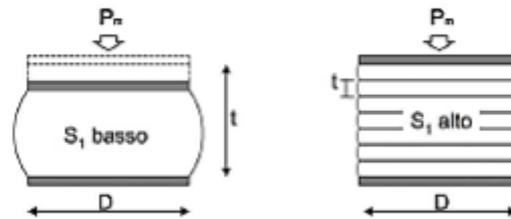


Figura 1.31 Differenze fra fattore di forma primario S_1 alto e basso

Il fattore di forma secondario S_2 controlla la stabilità del dispositivo (controllando il rapporto di forma). Tale parametro è un indice della possibile insorgenza di eventuali fenomeni di instabilità e valori di $S_2 > 3$ assicurano la portanza dell'isolatore nei confronti dei carichi verticali anche nelle condizioni di massima deformazione.

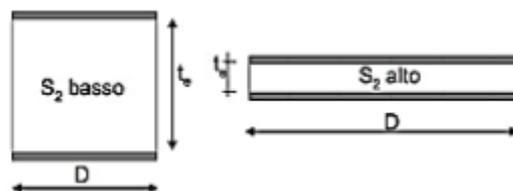


Figura 1.32 Differenze fra fattore di forma secondario S_2 alto e basso

Le caratteristiche meccaniche dei dispositivi di isolamento in gomma ed acciaio HDRB di maggior interesse nella progettazione delle strutture isolate sono:

- G_{din} modulo dinamico equivalente a taglio compreso tra 0,4 e 1,4 MPa;
- ξ smorzamento viscoso equivalente pari al 10% o al 15%;
- γ deformazione di taglio del dispositivo che in fase di progetto assunta pari a 100÷150%.

1.6.2 COMPORTAMENTO TENSO-DEFORMATIVO

Per comprendere il comportamento di un isolatore elastomerico si analizzano sono le tensioni che nascono nella gomma quando il dispositivo è soggetto a carico verticale ed orizzontale. Di seguito si riportano considerazioni sugli stati tensionali e deformativi che nascono in uno strato di elastomero confinato da piastre rigide d'acciaio.

1.6.2.1 RIGIDEZZA VERTICALE ED ORIZZONTALE

La rigidezza verticale del singolo strato elastomerico è data da:

$$K_{V,i} = \frac{E_c A}{t_i} \quad (1.60)$$

La rigidezza verticale K_V dell'isolatore è ricavata considerando in serie i singoli strati che compongono il dispositivo:

$$K_V = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{K_{V,i}}} \quad (1.61)$$

Questa caratteristica meccanica è influenzata dal tipo di gomma (modulo G) e dal fattore di forma primario S_1 :

$$\frac{1}{E_c} = \frac{1}{E'_c} + \frac{1}{K} \quad (1.62)$$

La compressibilità volumetrica K dipende dal tipo di gomma utilizzata, e si assume in genere pari a 2000 MPa. Il modulo a compressione assiale invece vale:

$$E'_c = 6 \cdot G \cdot S_1^2 \quad (1.63)$$

La rigidezza orizzontale del singolo isolatore si ottiene molto più semplicemente dalla relazione:

$$K_o = \frac{GA}{t_e} \quad (1.64)$$

essendo G , A e t_e rispettivamente il modulo dinamico equivalente a taglio, l'area della sezione trasversale lorda e lo spessore complessivo dell'elastomero.

1.6.2.2 COMPRESSIONE SEMPLICE

La progettazione analitica della risposta di uno strato di gomma, confinato da piastre rigide, soggetto a carico verticale presenta delle difficoltà a causa della forte non-linearità del fenomeno e della non omogeneità dello stato deformativo.

Il problema dell'equilibrio elastico (pressure solution) si può risolvere agevolmente introducendo alcune ipotesi semplificative:

- le sezioni rimangono piane dopo la deformazione;
- le superfici cilindriche, inizialmente verticali, diventano paraboliche;
- elastomero incompressibile ($\epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = 0$).

Sotto l'azione dei carichi normali al piano d'appoggio l'elastomero tende a manifestare dilatazioni laterali che vengono contrastate dalle azioni tangenziali che insorgono a seguito della solidarizzazione dell'elastomero all'armatura metallica.

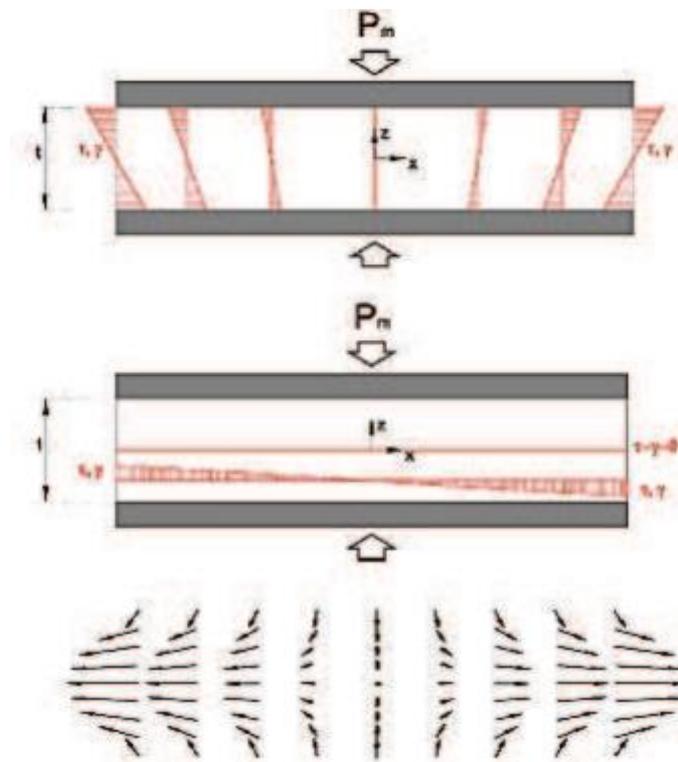


Figura 1.33 Effetto della compressione semplice su isolatore elastomerico

Per l'equilibrio interno del concio elementare di gomma le azioni radenti che si esplicano al contatto con l'acciaio vengono equilibrate da tensioni normali agenti sia in direzione radiale sia in direzione circonferenziale. Queste tensioni tangenziali producono un'azione di confinamento laterale che limita drasticamente sia lo spostamento verticale ed annulla lo spostamento radiale in corrispondenza dell'interfaccia tra gomma e acciaio. La deformazione tangenziale per compressione assiale è pari a:

$$\gamma_c = \frac{P}{S_1 \cdot G_{din} \cdot A_r} \quad (1.65)$$

ISOLAMENTO SISMICO

Anch'essa si riduce al crescere del fattore di forma primario e quindi al ridursi dello spessore del singolo strato in rapporto al suo diametro. La normativa NTC 2018 fornisce un'espressione analoga, ma con un valore incrementato di un fattore pari a 1.5, che è in realtà rappresentativo del comportamento degli appoggi armati nastriformi, considerando allo stesso tempo un'area ridotta dell'impronta del carico (A_r) che tiene conto dello spostamento orizzontale. Si assume pertanto:

$$\gamma_c = \frac{1,5 \cdot P}{S_1 \cdot G_{din} \cdot A_r} \quad (1.66)$$

Le sollecitazioni nell'armatura metallica possono dedursi da semplici condizioni di equilibrio seguendo il medesimo criterio utilizzato per ricavare lo stato di sollecitazione nell'elastomero. Le tensioni normali nel lamierino variano con legge parabolica, con valore nullo ai bordi e valore massimo al centro ove sono pari a:

$$\sigma_s = \frac{\sigma_v \cdot 2 \cdot t_i}{t_s} \quad (1.67)$$

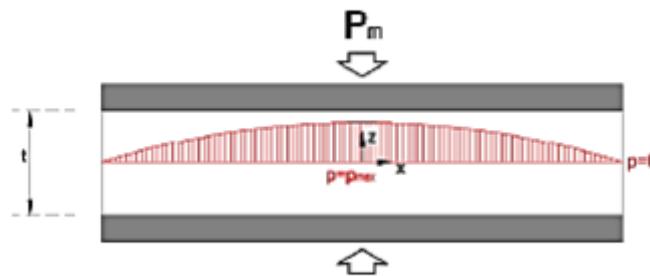


Figura 1.34 Tensioni normali nel lamierino

Nelle prescrizioni normative il valore precedente viene incrementato in condizioni sismiche di un 30% e considerato che $2 \cdot t_i$ rappresenta lo spessore totale ($t_1 + t_2$) dei due strati di elastomero afferenti allo stesso lamierino, la tensione nell'acciaio viene valutata nelle indicazioni normative mediante la relazione:

$$\sigma_s = 1,3 \cdot \frac{P}{A_r} \cdot \frac{(t_1 + t_2)}{t_s} \leq f_{yk} \quad (1.68)$$

Ai fini della verifica di resistenza la tensione normale nel lamierino deve risultare inferiore alla tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

1.6.2.3 ROTAZIONE IMPRESSA

La deformazione di taglio dovuta alla flessione è pari a:

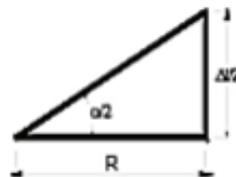
$$\gamma_a = 6 \cdot S_1 \cdot \varepsilon_a \quad (1.69)$$

dove ε_a è deformazione a taglio dei bordi dovuta alla flessione, data dalla seguente espressione:

$$\frac{\alpha}{2} = \frac{\Delta t}{2} \cdot \frac{1}{R} \Rightarrow \Delta t = \alpha \cdot R \Rightarrow \varepsilon_a = \frac{\Delta t}{t_e} = \frac{R \cdot \alpha}{t_e} \quad (1.70)$$

Sostituendo S_1 e ε_a si ottiene:

$$\gamma_a = 6 \cdot \frac{D}{4 \cdot t_i} \cdot \frac{D \cdot \alpha}{2 \cdot t_e} = \frac{3 \cdot D^2 \cdot \alpha}{4 \cdot t_i \cdot t_e} \quad (1.71)$$



con:

$$\alpha = \sqrt{\alpha_x^2 + \alpha_y^2} \quad (1.72)$$

è la media di α_x , α_y rotazioni relative tra le facce superiore e inferiore di un isolatore elastomerico rispettivamente intorno alle direzioni x e y.

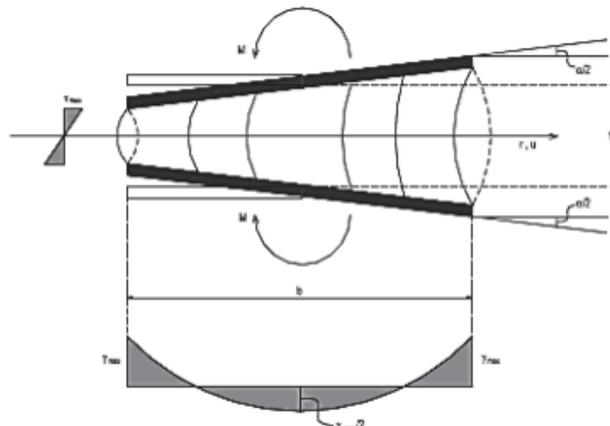


Figura 1.35 Rotazione impressa

Dalla relazione che lega l'angolo tra le due piastre terminali α con il raggio di curvatura ρ , e dalla teoria della trave, si ricava la relazione tra il momento flettente M agente sul dispositivo con l'angolo α :

$$\begin{cases} \frac{1}{\rho} = \frac{\alpha}{t} \\ M = \frac{E_c \cdot l}{\rho} \end{cases} \Rightarrow M = E_c \cdot l \cdot \frac{\alpha}{t} = \frac{3 \cdot \alpha \cdot G}{2 \cdot t^3} \cdot \frac{\pi \cdot R^6}{12} \Rightarrow \begin{cases} \alpha_x = \frac{24 \cdot M_x \cdot t_i^3}{3 \cdot \pi \cdot G \cdot R^6} \\ \alpha_y = \frac{24 \cdot M_y \cdot t_i^3}{3 \cdot \pi \cdot G \cdot R^6} \end{cases} \quad (1.73)$$

1.6.2.4 AZIONI ORIZZONTALI

In condizioni statiche di equilibrio, la forza orizzontale F generata dalla reazione elastica del dispositivo deformato dallo spostamento d induce nell'elastomero tensioni tangenziali, la cui risultante sarà uguale in modulo ma di verso contrario alla F .

In condizioni di taglio semplice lo scorrimento dell'isolatore si ricava sommando gli scorrimenti relativi dei singoli strati, ottenendo:

$$\gamma_s = \frac{d}{t_e} \quad (1.74)$$

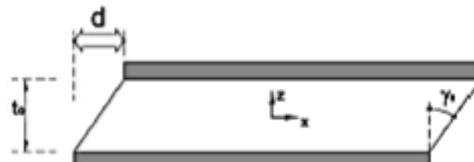


Figura 1.36 Tensioni tangenziali

1.6.2.5 AREA RIDOTTA EFFICACE

Per lo studio del comportamento degli isolatori elastomerici soggetti alla combinazione dei carichi verticali e orizzontali, è importante considerare l'area ridotta.

In queste condizioni il trasferimento del carico verticale può avvenire direttamente tra la piastra superiore e quella inferiore solo lungo la proiezione dell'area condivisa dalla circolare della base fissa inferiore.

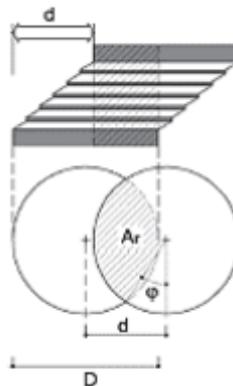


Figura 1.37 Area ridotta efficace

In queste condizioni il trasferimento del carico verticale può avvenire direttamente tra la piastra superiore e quella inferiore solo lungo la proiezione dell'area condivisa dalla circolare della base fissa inferiore.

ISOLAMENTO SISMICO

Da semplici considerazioni geometriche si può dedurre che l'area ridotta in esame è pari all'area totale dei due settori circolari individuati dalla intersezione delle due circonferenze.

Valendo per il semiangolo sotteso al centro dalla corda comune ai due cerchi la relazione seguente ($\theta = \phi/2$):

$$\cos \theta = \frac{d}{2R} \Rightarrow \theta = \cos^{-1} \frac{d}{2R} \quad (1.75)$$

Si deduce di conseguenza che l'area ridotta risulta essere pari a:

$$A_r = \frac{D^2}{4} \cdot (2 \cdot \theta - \sin(2 \cdot \theta)) \quad (1.76)$$

la cui superficie assume quindi il significato di area di contatto effettiva.

L'area efficace si annulla per uno spostamento laterale pari al diametro ($d = D$), ossia per uno scorrimento pari a:

$$\gamma = \frac{D}{t_e} = S_2 \quad (1.77)$$

1.6.2.6 CARICO CRITICO DI INSTABILITÀ

La verifica della stabilità dell'equilibrio degli isolatori assume una importanza fondamentale a causa della bassa rigidezza a taglio e degli elevati movimenti orizzontali che contraddistinguono questi dispositivi ed il cui effetto è quello di abbattere drasticamente il carico critico di instabilità.

$$P_{cr} = \frac{G \cdot A_r \cdot S_1 \cdot D}{t_e} = G \cdot A_r \cdot S_1 \cdot S_2 \quad (1.78)$$

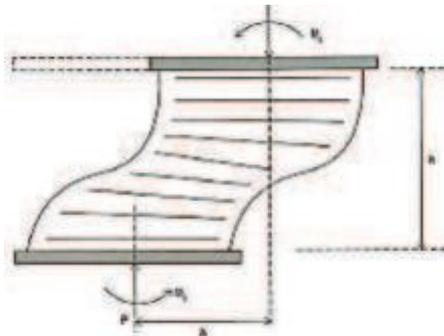


Figura 1.38 Carico critico di instabilità

1.6.3 VERIFICHE DI SICUREZZA

1.6.3.1 VERIFICA DELLA DEFORMAZIONE DI TAGLIO TOTALE DI PROGETTO

Per gli isolatori in elastomero e acciaio, la deformazione di taglio totale di progetto γ_t è data dalla somma di tre aliquote:

- Deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dalla compressione:

$$\gamma_c = \frac{1,5 \cdot P}{S_1 \cdot G_{din} \cdot A_r} \quad (1.79)$$

- Deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dallo spostamento sismico totale, inclusi gli

$$\gamma_s = \frac{d_2}{t_e} \quad (1.80)$$

effetti torsionali:

- Deformazione di taglio dovuta alla rotazione angolare:

$$\gamma_a = \frac{a^2}{2 \cdot t_i \cdot t_e} \quad (1.81)$$

dove:

- $a^2 = 3 \alpha D^2 / 4$ (nel caso di isolatori circolari);
- $\alpha = (\alpha_x^2 + \alpha_y^2)^{1/2}$;
- α_x e α_y = rotazioni rispettivamente attorno all'asse x ed asse y.

A questo punto, la deformazione di taglio totale di progetto vale:

$$\gamma_t = \gamma_c + \gamma_s + \gamma_a \quad (1.82)$$

Per soddisfare la verifica della deformazione di taglio totale, si deve ottenere $\gamma_t \leq 5$.

Per la verifica di aderenza elastomero-acciaio è opportuno, inoltre, che la deformazione di taglio in corrispondenza dello spostamento sismico totale rispetti la seguente limitazione:

$$\gamma_s \leq 2 \quad (1.83)$$

1.6.3.2 VERIFICA DELLE TENSIONI NELLE PIASTRE DI ACCIAIO

La tensione massima agente sulla generica piastra d'acciaio deve risultare inferiore alla tensione di snervamento dell'acciaio f_{yk} .

La relazione fornita dalle attuali normative per tale tipo di verifica è:

$$\sigma_s \leq 1,3 \cdot \frac{P}{A_r} \cdot \frac{(t_1 + t_2)}{t_s} < f_{yk} \quad (1.84)$$

dove t_1 e t_2 sono gli spessori dei due strati di elastomero direttamente a contatto con la piastra e t_s è lo spessore della piastra ($t_s > 2$ mm).

1.6.3.3 VERIFICA DEL CARICO CRITICO

Il carico massimo verticale agente sul singolo isolatore dovrà essere inferiore al carico critico diviso per un coefficiente di sicurezza:

$$P \leq \frac{P_{cr}}{2} \quad (1.85)$$

1.7 CRITERI DI MODELLAZIONE DEI DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO

Tutti i dispositivi sono caratterizzati da un comportamento marcatamente non lineare, con cicli d'isteresi più o meno ampia seconda dei materiali e della tecnologia impiegati.

La modellazione non lineare del sistema di isolamento ha il vantaggio di rispecchiare in modo coerente il comportamento degli isolatori, ma la valutazione della risposta sismica avviene abbandonando i metodi di analisi lineari e utilizzando l'unico metodo di analisi non lineare consentito per strutture isolate sismicamente: l'analisi dinamica non lineare (Time History Analysis), che sappiamo richiedere l'adozione di tecniche di integrazione al passo del sistema di equazioni differenziali.

Tutti i dispositivi di isolamento in gomma risentono però di alcune problematiche:

- La stabilità del dispositivo sotto compressione e taglio;
- Il creep dell'elastomero, deformazione sotto carico costante;
- Efficacia dell'aderenza fra gomma e acciaio per spostamenti elevati;
- Variazioni del comportamento meccanico della gomma dovute al variare della temperatura, alla frequenza di oscillazione e all'invecchiamento;
- riduzione della capacità portante verticale all'aumentare dello spostamento orizzontale, sia per la deformazione a taglio indotta che per la riduzione dell'area di impronta effettiva;
- Richiedono ispezioni periodiche per verificarne la funzionalità;
- Dopo un evento sismico possono risultare danneggiati e/o presentare spostamenti residui. In questo caso è necessario la loro sostituzione ed il ricentraggio dell'edificio;
- Vanno utilizzati insieme ad elementi ad attrito (slitte) che garantiscono la rigidità orizzontale sotto azioni orizzontali modeste (vento);
- Sono relativamente costosi.

È però possibile, ai fini progettuali, considerare dei legami costitutivi semplificati (lineari o bilineari) ottenuti individuando degli opportuni parametri sintetici rappresentativi del reale comportamento ciclico dei dispositivi.

Nel caso degli isolatori elastomerici, le NTC 2018 al punto 11.9.7 individuano due parametri sintetici:

- La rigidità equivalente K_e ;
- Il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e .

La rigidità equivalente K_e , relativa ad un ciclo di carico, è definita come rapporto tra la forza F corrispondente allo spostamento massimo d raggiunto in quel ciclo e lo stesso spostamento e si valuta come prodotto del modulo dinamico equivalente a taglio G_{din} per il rapporto tra l'area A di elastomero e lo spessore totale t_e degli strati di elastomero, ossia:

$$K_e = \frac{F}{d} = \frac{G_{din} \cdot A}{t_e} \quad (1.86)$$

ISOLAMENTO SISMICO

Il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e si definisce come rapporto tra l'energia E_d dissipata in un ciclo completo di carico e $2\pi Fd$, ossia:

$$\xi_e = \frac{E_d}{2 \cdot \pi \cdot F \cdot d} \quad (1.87)$$

Tale parametro trasforma l'energia dissipata per isteresi, generalmente calcolata come area racchiusa dal ciclo corrispondente a $\gamma = 100\%$, in smorzamento viscoso equivalente. La rigidezza verticale K_V è definita come rapporto tra la forza verticale di progetto F_V e lo spostamento verticale d_v :

$$K_V = \frac{F_V}{d_v} \quad (1.88)$$

Al punto 7.10.5.2 delle NTC2018 si consente, per un dato sistema di isolamento, l'adozione di un modello lineare equivalente a patto che siano verificate alcune condizioni inerenti alla rigidezza e allo smorzamento equivalenti del sistema di isolamento. Si definisce rigidezza totale equivalente del sistema di isolamento K_{esi} la somma delle rigidezze equivalenti dei singoli dispositivi, mentre il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema di isolamento ξ_{esi} definisce l'energia dissipata dal sistema di isolamento in cicli con frequenze nell'intervallo delle frequenze naturali dei modi considerati dall'analisi. Essi sono definiti come segue:

$$K_{esi} = \sum_i K_{e,i} \quad (1.89)$$

$$\xi_{esi} = \sum_i \frac{(E_{d,i})}{2 \cdot \pi \cdot K_{esi} \cdot d^2} \quad (1.90)$$

È possibile evitare di prendere in considerazione la deformabilità verticale degli isolatori a patto che il rapporto tra la rigidezza verticale del sistema di isolamento K_V e la rigidezza equivalente orizzontale K_{esi} risulti maggiore di 800.

Il valore della rigidezza equivalente K_e di ciascun dispositivo facente parte del sistema di isolamento deve essere riferito allo spostamento totale di progetto per lo stato limite in esame. Qualora la rigidezza equivalente del sistema di isolamento dipenda in maniera significativa dal suddetto spostamento, è necessario implementare una procedura iterativa per la determinazione del valore numerico, da arrestarsi quando la differenza tra il valore assunto e quello calcolato risulti inferiore alla tolleranza del 5%.

Lo smorzamento viscoso equivalente può invece ritenersi indipendente dal particolare stato limite considerato e di valore pari al valore assunto in corrispondenza del massimo valore dello spostamento di progetto.

ISOLAMENTO SISMICO

L'applicazione dell'analisi statica lineare richiede che per nessuna delle combinazioni di carico previste vi siano isolatori soggetti ad una tensione normale media di trazione. Tale richiesta è basata su evidenze sperimentali che hanno mostrato come la presenza di uno sforzo normale di trazione comporti l'insorgere negli isolatori di un comportamento non lineare, i cui effetti non possono essere adeguatamente tenuti in conto attraverso un'analisi lineare semplificata. È comunque opportuno, in sede progettuale, cercare di minimizzare gli sforzi di trazione indotti dall'azione sismica, in quanto tale stato tensionale rappresenta una condizione di lavoro non verificata sperimentalmente: per i dispositivi a scorrimento si possono generare dei sollevamenti (distacchi tra le superfici di scorrimento), mentre per gli isolatori elastomerici esso può indurre il fenomeno della cavitazione (formazione nella gomma di piccole bolle d'aria che nelle successive fasi di compressione possono implodere e far variare sensibilmente lo stato tensionale) e l'insorgere di rotture.

Se la struttura al di sopra degli isolatori può essere assimilata ad un corpo rigido, per effettuare il calcolo lineare secondo lo spettro di risposta si può seguire la seguente procedura:

1. Determinare lo spettro di risposta di progetto della zona in esame;
2. Scegliere un valore ipotetico di periodo proprio (T) per la struttura isolata (normalmente il periodo proprio di una struttura isolata è intorno ai 2,5 – 3 secondi);
3. Determinare la massa sismica (M) totale della struttura;
4. Determinare il centro di massa della struttura;
5. Dato il periodo proprio (T) del sistema isolato e data la massa (M), si può determinare la rigidezza globale necessaria (K_r) del sistema di isolamento attraverso la seguente relazione:

$$K_r = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot M}{T^2} \quad (1.91)$$

6. Scegliere gli isolatori adatti alla situazione specifica tenendo conto della rigidezza globale (la somma delle rigidezze dei singoli isolatori deve essere più possibile uguale a K_r), del carico verticale per ciascun isolatore e dello spostamento orizzontale sismico che può essere calcolato con la seguente formula:

$$S_{max} = a_g \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi} \right)^2 \quad (1.92)$$

7. Determinare in quali punti della struttura disporre gli isolatori scelti (normalmente sotto a ciascun pilastro) in modo che il centro delle rigidezze sia il più vicino possibile al centro delle masse. In questo modo in fase sismica si attiveranno solo i modi di vibrare traslazionali mentre eventuali modi di vibrare torsionali (estremamente dannosi e pericolosi) si attiveranno solo in minima parte. I modi di vibrare traslazionali hanno l'evidente vantaggio di far collaborare tutti gli isolatori allo stesso modo. Si tenga presente che per far coincidere i centri di massa e rigidezza, in alcuni punti è possibile disporre dei semplici appoggi multidirezionali che portano il carico verticale come degli isolatori ma hanno rigidezza nulla.

8. Una volta scelti gli isolatori, occorre affinare lo spettro di risposta in modo da inserire il valore di smorzamento effettivo degli isolatori stessi, riducendo lo spettro del fattore η del valore pari a:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \quad (1.93)$$

9. Effettuare l'analisi lineare modale;
10. Verificare i seguenti punti analizzando i risultati:
- Se si riscontrano carichi verticali e/o spostamenti maggiori di quelli ipotizzati, è necessario cambiare i dispositivi scelti, senza cambiare però la rigidezza totale del sistema;
 - Se le forze sismiche nella struttura rimangono troppo elevate, è necessario aumentare l'isolamento. Questo si può effettuare o aumentando il periodo proprio del sistema isolato (ripetere l'analisi dal p.to2) o aumentando lo smorzamento dei dispositivi, passando per esempio ad una miscela con dissipazione maggiore (fino al 16%) o a un dispositivo tipo LRB (dissipazione fino al 30%).

1.7.1 MODELLAZIONE DISPOSITIVI ELASTOMERICI CON INSERTI IN PIOMBO

Il loro comportamento può essere definito attraverso tre parametri:

- F_y carico di snervamento del nucleo in piombo;
- K_{lead} rigidezza orizzontale (contributo nucleo in piombo);
- K_r rigidezza orizzontale (contributo elastomero).

Il calcolo lineare equivalente può essere effettuato, sotto le stesse ipotesi, analogamente a quanto spiegato al paragrafo precedente per gli isolatori HDRB, ma sostituendo alla rigidezza K_r la rigidezza orizzontale efficace K_{eff} e al valore ξ il valore dello smorzamento viscoso efficace β_r . Occorre tener presente che il comportamento degli isolatori LRB è fortemente non lineare. Ciò implica che la rigidezza efficace K_{eff} e lo smorzamento viscoso efficace β_r sono validi solo per lo spostamento di progetto dato S_{max} . L'analisi modale va, di conseguenza, reiterata, anche se dall'analisi si ottengono spostamenti minori di quelli ipotizzati.

1.8 RECENTI APPLICAZIONI

Recentemente, si sono verificati considerevoli progressi sia nello sviluppo di nuovi dispositivi che nell'applicazione di quelli disponibili, a strutture nuove o esistenti, che, infine, nella stesura di normative specifiche riguardanti l'isolamento sismico.

L'adozione, in molti paesi, di regole specifiche per il progetto di strutture isolate ha convinto progettisti e costruttori a guardare con maggior interesse l'isolamento sismico. Tali regole, tuttavia, nonché l'iter approvativo ad esse connesso, sono ancora profondamente diverse da paese a paese. La differenza di ciò è che in alcune parti del mondo, dove l'uso dell'isolamento sismico è agevolato o quantomeno non ostacolato (ad esempio, in Giappone), il numero di strutture isolate da sisma continua ad essere in forte crescita, mentre in altri paesi (ad esempio gli USA), dove la normativa in materia è penalizzante, il numero di nuove applicazioni è più limitato.

1.8.1 APPLICAZIONI A PONTI E VIADOTTI

Negli ultimi anni, le applicazioni a ponti e viadotti, sia di nuova costruzione che esistenti, sono considerevolmente aumentate in Europa e nel resto del mondo, in particolare negli USA (dove la normativa per i ponti ed i viadotti isolati sismicamente non è penalizzante come quella riguardante gli edifici), in Cile, in Giappone, in Cina, a Taiwan ed in Corea.

In Giappone, ad esempio, più di 2000 ponti e viadotti isolati sono stati realizzati fra la fine degli anni novanta ed i primi anni del nuovo secolo. Un significativo cambio di rotta si nota, tuttavia, a partire dal 1995, anno del terremoto di Kobe: mentre prima, infatti, la tendenza era quella di adottare dispositivi di isolamento e dissipazione di energia di tipo elasto-plastico (in pratica dispositivi basati sullo snervamento di elementi in acciaio), in seguito la maggior parte delle applicazioni ha visto l'adozione di dispositivi elastomerici ad elevato smorzamento (HDRB o LRB).

Per quanto riguarda l'Italia, che si conferma leader nel settore, risultano essere più di 250 le applicazioni di sistemi di isolamento sismico e dissipazione di energia a ponti e viadotti (autostradali, stradali e ferroviari).

Fra i sistemi d'isolamento e dissipazione di energia più spesso utilizzati, occorre ricordare:

- Appoggi in gomma ad elevato smorzamento;
- Appoggi scorrevoli acciaio-PTFE accoppiati con dispositivi dissipativi ausiliari, che sfruttano le proprietà isteretiche di acciaio e piombo, ovvero, le proprietà viscosi di fluidi speciali.

Sempre in Europa, sono state di recente proposte nuove tecnologie per l'isolamento sismico dei ponti, che sfruttano la proprietà dei materiali avanzati, come le leghe a memoria di forma o particolari oli siliconici.

1.8.2 APPLICAZIONI AD EDIFICI

Alla fine del 2003, in Italia erano solamente 25 gli edifici isolati con isolamento sismico. Con l'entrata in vigore dell'Ordinanza 3274 nel 2003 e con la riclassificazione sismica del territorio nazionale, si è assistito ad un vero boom di nuove progettazioni, il cui numero è in continua evoluzione. Le applicazioni riguardano non solo edifici strategici (ospedali, caserme dei vigili del fuoco, ecc...) e ad elevato valore del contenuto (scuole, contenitori museali, ecc...), ma anche edifici di civile abitazione. Importanti e impegnativi dal punto di vista progettuale, per la varietà di soluzioni proposte, sono anche gli interventi di adeguamento sismico su edifici esistenti. Infine, numerose sono le proposte in via di progettazione e realizzazione nel settore della protezione del patrimonio storico-artistico, in cui l'Italia è all'avanguardia. Oggetto degli interventi sono non solo edifici monumentali, ma anche statue, reperti archeologici, oggetti museali, ecc...

Attualmente nel mondo sono presenti già oltre 10000 strutture, sia di nuova costruzione sia esistenti, dotate di sistemi di protezione passiva quali isolamento e dissipazione di energia. Concentrando l'attenzione sull'isolamento sismico, il paese che vanta il maggior numero di applicazioni è il Giappone, seguito a grande distanza dalla Repubblica Popolare Cinese, Russia, Italia e USA. La quarta posizione attribuita all'Italia è legata soprattutto all'uso dell'isolamento in Abruzzo dopo il sisma del 06 aprile 2009. Infatti, prima di tale evento sismico, in Italia gli edifici isolati sismicamente erano all'incirca una settantina, tra completati ed in fase di completamento. Tale numero è salito a circa 250 considerando gli alloggi del "Progetto C.A.S.E. (Complessi Antisismici Sostenibili ed Ecocompatibili).

Nell'ambito di tale progetto sono stati realizzati tra giugno 2009 e febbraio 2010 a L'Aquila 185 piattaforme isolate sismicamente, per un totale di circa 4450 appartamenti, che ospitano temporaneamente i senzatetto. Tale intervento, con i suoi circa 7368 isolatori in totale, rappresenta ad oggi la maggior applicazione di isolamento sismico in Italia e, probabilmente, nel mondo. Alla base del progetto vi è la costruzione di strutture prefabbricate di varia natura (c.a., legno, acciaio), realizzate su piattaforme in cemento armato di dimensioni in pianta di 21x57 m e di spessore di 50 cm, sostenute da isolatori sismici posti in sommità di colonne portanti. Due le soluzioni inizialmente proposte: una con sistema misto composto da 12 isolatori elastomerici e 28 sliders ed una con 40 isolatori a scorrimento con superficie curva. La seconda soluzione è risultata vincitrice del bando, in quanto economicamente e tecnicamente compatibile con i tempi ristretti di realizzazione dell'intervento. Tale soluzione, inoltre, presenta il vantaggio di determinare un periodo fondamentale di vibrazione sostanzialmente indipendente dalla massa isolata, non nota a priori. Quest'ultima, infatti, dipendeva dal tipo di edificio in elevazione, che poteva avere struttura in legno, in c.a. o in acciaio, con masse molto differenziate.

Tra le recenti applicazioni ad edifici pubblici strategici va citato l'Ospedale del Mare di Napoli. L'edificio, che ha una pianta a geometria pressoché quadrata con lato pari a circa 150 m, è isolato sismicamente alla base con 327 isolatori elastomerici ad elevato smorzamento. Dimensioni dell'impalcato, privo di giunti, dimensioni complessive e numero degli isolatori rendono la costruzione tra le più impegnative al mondo. Nel caso particolare, l'utilizzo del sistema di isolamento comporta diversi e significativi benefici rispetto ad una progettazione tradizionale. In particolare, si è stimata una riduzione dell'acciaio di armatura longitudinale pari a circa il 40% per le travi e le colonne.

Altre recenti applicazioni dell'isolamento sismico alla base sono quelle costituite dalla nuova scuola Francesco Jovine di San Giuliano di Puglia e dal centro direzionale De Cecco, progettato dall'architetto Fuksas. Nel primo caso la soluzione individuata posiziona l'isolamento sismico al di sotto del pilastro di cemento armato comune ai due edifici che costituiscono la scuola ed utilizza 61 isolatori in gomma armata e 12 slitte in acciaio-teflon. Anche il centro direzionale De Cecco adotta un sistema di isolamento misto, basato su isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB) accoppiati ad appoggi scorrevoli.

La situazione nel resto del mondo appare, come detto in precedenza, piuttosto variegata. Nei paesi dotati di normative sismiche che incoraggiano l'uso dell'isolamento, il numero delle applicazioni è in costante crescita. Nei paesi dotati di norme più penalizzanti, in relazione alle forze sismiche da adottare e ai margini di sicurezza da assumere nella progettazione dei dispositivi, si sta assistendo ad un periodo di relativa stasi. Emblematici appaiono i casi di Giappone e Repubblica Popolare Cinese, da un lato, e negli USA, dall'altro.

In Giappone, le applicazioni dell'isolamento sismico negli otto mesi successivi al terremoto di Kobe del 1995 furono ben 60 (contro le 79 precedenti realizzazioni) e l'anno dopo più di 200, con ulteriori incrementi negli anni successivi. Oggi è difficile fornire un numero di applicazioni in Giappone, numero che è, comunque, migliaia superiore a 5000, di cui circa 120 grattacieli. Molti di questi edifici sono privati e ad uso residenziale, ma diverse sono le applicazioni su opere di notevole impegno. Per quanto riguarda le più recenti realizzazioni, c'è da osservare innanzitutto un'inversione di tendenza nella scelta dei sistemi d'isolamento adottati. Ai dispositivi elastomerici ad alto smorzamento si preferiscono sempre più sistemi misti ottenuti accoppiando appoggi scorrevoli o a rotolamento a dispositivi ausiliari ricentranti e/o dissipativi, generalmente basati su materiali elastomerici. Spesso si punta ad ottenere periodi di vibrazione dell'ordine di 4÷6 secondi, particolarmente nelle applicazioni più impegnative, così da estendere il campo di applicazione a strutture più alte e migliorare la protezione del contenuto. Di particolare interesse sono le recenti applicazioni dell'isolamento sismico ad edifici di notevole altezza, rese possibili dall'adozione dei suddetti sistemi d'isolamento e dalla contemporanea accettazione (da parte delle norme) di sforzi di trazione nei dispositivi in gomma e/o dotati di accorgimenti che garantiscono la bilateralità del vincolo. Si ricorda, a tal proposito, che a Tokyo è stato completato nel 2000 un edificio isolato alto 87 m; ad esso è seguita la costruzione, ad Osaka, di un grattacielo ad uso uffici ancor più alto, la DT Tower (130 m di altezza), isolato in corrispondenza del secondo piano mediante un sistema costituito da 12 dispositivi a rotolamento, 6 dispositivi LRB e 6 dissipatori viscosi, completata nel 2003. Infine, vale la pena di citare un'avveniristica realizzazione a Tokyo, con la costruzione di un'enorme pilastro in c.a., di 12349 mq di superficie, poggiato su isolatori sismici, su cui sorgono 21 edifici residenziali alti dai 6 ai 14 piani. Il pilastro, al di sotto del quale è stato ricavato un grande parcheggio, è sorretto da 242 isolatori che determinano un periodo di 6,7 secondi ed uno spostamento di progetto di ben 800 mm. Il sistema di isolamento è costituito da una combinazione di isolatori scorrevoli, a rotolamento ed in gomma ad elevato smorzamento (LRB). Dal 2005 è iniziata la realizzazione di grattacieli isolati con sistemi passivi, ibridi o semiattivi. Un esempio è l'Applause Building costruito nuovamente ad Osaka, dotato di un sistema ibrido che muove la struttura di un eliporto posto sulla sommità ed un altro è a Yokohama, dove sorge un grattacielo in cui è applicato un sistema di protezione semiattivo. Da evidenziare che sono anche aumentate notevolmente le villette private isolate con dispositivi a scorrimento acciaio-teflon e HDRB oppure con Ball Bearing (isolatori a rotolamento) accoppiati a VD (Viscous Damper).

ISOLAMENTO SISMICO

Quest'ultima soluzione ha la caratteristica di avere periodo indipendente dalla massa, pertanto è possibile l'applicazione anche alle leggere villette in legno.

Anche nella Repubblica Popolare Cinese, dove la comparsa dell'isolamento sismico è relativamente recente (primi anni '90), il numero di edifici isolati (in molti casi residenziali) è in forte crescita. Alla fine del 2006, il numero degli edifici isolati cinesi era arrivato a più di 550, a cui vanno aggiunti 20 ponti e 5 grandi strutture, per arrivare alla fine del 2009 a 690 edifici, sia in cemento armato che in muratura, e 32 ponti, con un raddoppio del numero annuo delle nuove realizzazioni, passato da circa 50 a 100 dopo il terremoto di Wenchuan del 2008. Nella RPC l'isolamento è applicato non solo alla base degli edifici o alla sommità del terreno, ma anche sopra ad un piano più elevato (per sopraelevazioni o realizzazioni dotate di forte irregolarità in altezza), o alla sommità degli edifici per sorreggere uno o due piani che fungono da Tuned Mass Damper.

Le realizzazioni procedono a ritmo serrato, nonostante una normativa piuttosto severa, anche se meno penalizzante di quella statunitense e nonostante la perdurante necessità di sottoporre i progetti ad una speciale commissione. Basta citare la Isolation House Building on Subway a Pechino, che attualmente è la più grande applicazione dell'isolamento sismico a livello mondiale in termine di superficie abitabile: sono stati infatti costruiti (completati nel 2006) 50 edifici isolati alla base, di 7÷9 piani di altezza per un totale di 480000 m² di superficie abitabile. La peculiarità di questa realizzazione è che tutti gli edifici sorgono su di un'unica enorme sottostruttura a 2 piani, di 3 kmq di superficie (1500 m x 2000 m), che contiene tutti i servizi e le infrastrutture, inclusi treni e metropolitane. La soluzione adottata ha consentito un risparmio del 25% sul costo di costruzione totale.

La federazione Russa resta terza al mondo per numero di applicazioni, con oltre 600 edifici isolati. In particolare, oltre ai retrofit di edifici monumentali, continuano a crescere le applicazioni ad edifici alti. Anche il numero di ponti e di viadotti protetti da sistemi antisismici è ormai significativo.

Ben diversa appare la situazione negli USA, dove, a causa di una normativa sismica penalizzante, gli edifici isolati alla base sono "soltanto" 200 e principalmente pubblici, trattandosi, nella metà dei casi circa, di adeguamenti sismici a strutture esistenti. Nel caso degli USA il numero annuo di nuovi edifici isolati resta, infatti, estremamente limitato (3 o 4) e riguarda prevalentemente grandi costruzioni strategiche, per la metà oggetto di retrofitting.

Una menzione particolare merita l'Armenia che, per numero di applicazioni dell'isolamento sismico per abitante, risulta essere seconda solo al Giappone, nonostante questo paese sia ancora in via di sviluppo e l'uso dell'isolamento sismico sia iniziato più tardi che altrove (dopo il terremoto di Spitak nel 1988).

Anche in Nuova Zelanda, uno dei paesi in cui l'isolamento sismico ha visto i natali e al quale si deve lo sviluppo dei dispositivi basati sull'uso del piombo, le applicazioni continuano a crescere, nonostante essa sia, come l'Armenia, scarsamente popolata. Attualmente la Nuova Zelanda occupa il terzo posto a livello mondiale, dopo il Giappone e l'Armenia, per numero di applicazioni per abitante.

Per quanto riguarda le applicazioni di isolamento sismico agli edifici in muratura, alcuni casi interessanti sono costituiti:

- dall'adeguamento sismico di un edificio scolastico a Vanadzor in Armenia, realizzato con isolatori Medium Damping Neoprene Bearing (MDNB) di produzione locale, inseriti nei muri portanti, completato nel 2002;
- il municipio di San Francisco, distrutto dal sisma del 1906, ricostruito nel 1912, danneggiato dal sisma di Loma Prieta del 1989 ed adeguato nel 2000 con 530 dispositivi LRB e 62 dispositivi SD;
- il Salt Lake City and County Building, un edificio con massicce pareti murarie di spessore di circa 1 m alla base e 5 piani, che diventano 12, per 76 m di altezza, in corrispondenza della torre orologio, per un totale di 15800 mq di superficie utile, isolato con 447 isolatori in gomma (208 con il piombo) con diametro 410-480 mm.

1.8.3 RECENTI APPLICAZIONI IN ITALIA E CONFRONTO TRA INTERVENTI EFFETTUATI

Negli ultimi anni le potenzialità dell'isolamento alla base delle strutture sono state accuratamente investigate in tutto il mondo, specialmente in Giappone e negli USA, dove il BIS (Base Isolation Systems) rappresenta una consolidata strategia di progetto. Recenti applicazioni combinano l'efficienza di soluzioni strutturali isolanti con la necessità di avere campate più lunghe e strutture meno invadenti. La soluzione "all rubber", ovvero con soli isolatori elastomerici, sembra essere la soluzione più adatta in vista della progettazione di un sistema di isolamento integrato. Da qui viene la scelta di ridurre il numero di appoggi/isolatori e di aumentare il diametro dei dispositivi di isolamento: in questo modo, essi possono facilmente trasferire i carichi derivanti da un'area di influenza maggiore. Allo stesso tempo, si ottengono periodi di vibrazione più lunghi di 4 secondi e gli spostamenti di progetto possono facilmente superare i 40 cm senza intaccare la stabilità dei dispositivi, mentre ci si aspettano elevate prestazioni dalla sovrastruttura, grazie all'utilizzo di grandi spazi aperti ottenuti inserendo campate più lunghe.

In Italia, contemporaneamente alla già precedentemente riportata soluzione proposta da Calantari, l'idea di dividere separare la struttura dal terreno apparve anche contemporaneamente in due brevetti italiani. Nel 1909, Enrico Bertelli progettò una struttura isolata dall'aspetto futuristico, in quanto "sospesa" tramite catene attaccate in cima a due muri indipendenti in muratura posizionati ai lati. Simultaneamente, Giuseppe Bacigalupo brevettò un sistema strutturale simile alle moderne strutture isolate, attraverso un sistema a rotolamento posto tra la sovrastruttura e le fondazioni, mentre una catena laterale limitava l'eccessivo scivolamento laterale della sovrastruttura, dunque limitava lo spostamento massimo.

La prima effettiva applicazione in Italia risale agli anni '80. Negli ultimi anni, la crescente fiducia nell'applicazione di queste tecniche è andata in parallelo con le modifiche apportate agli approcci di progettazione, in accordo con le normative tecniche nazionali.

Le prime soluzioni proposte presentano tutti isolatori in gomma di piccolo diametro (400 – 600 mm), assicurando un periodo di 1,5 – 2,0 secondi. Nel caso in esame, la sovrastruttura presentava solitamente uno schema a telaio classico, con piccole campate e con un'area di influenza per ciascun dispositivo di circa 10 – 20 m², a cui corrisponde un valore basso di tensione di compressione circa pari a 2 – 3 MPa.

ISOLAMENTO SISMICO

Nella decade 2000 – 2010 iniziarono ad essere integrati anche i sistemi di isolamento ibridi, ovvero dispositivi elastomerici usati insieme a dispositivi a scorrimento, garantendo di ridurre drasticamente gli effetti negativi dovuti ad una non perfettamente razionale distribuzione dei carichi. La soluzione ibrida permette di raggiungere un periodo di vibrazione pari a 2,0 – 2,8 secondi, legato anche ad un aumento del diametro dei dispositivi (600 – 700 mm), assieme ad un aumento dell'area di influenza (30 – 40 m²) corrispondente ad un valore di tensione di compressione di circa 3 – 4 MPa, mentre gli spostamenti massimi raggiunti sono pari a 20 cm.

Negli ultimi anni, l'obiettivo principale è stato quello di incrementare il periodo di vibrazione sopra ai 3 secondi ed è stato concretizzato optando per dispositivi con grandi valori di tensione di compressione al di sopra di essi, anche oltre i 15 MPa, anche se questo potrebbe generare problemi di stabilità. Al contrario, recenti applicazioni optano per una riduzione del numero degli appoggi e dunque dei dispositivi, incrementandone il diametro, raggiungendo dunque spostamenti maggiori di 30 cm e periodi maggiori di 3 secondi. Uno dei primi esempi di questa tecnica è il Nuovo centro del dipartimento della protezione civile a Foligno.

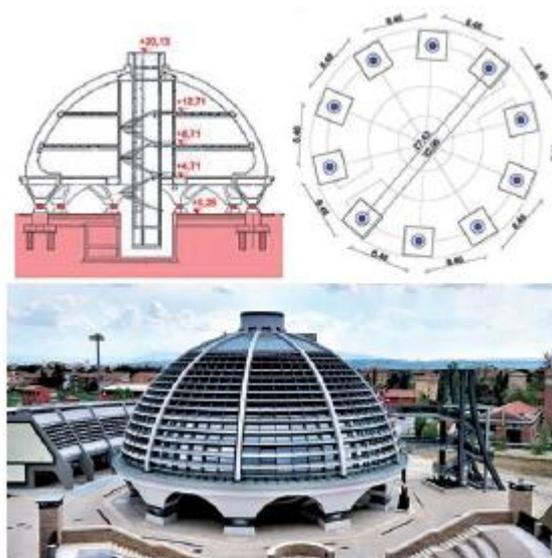


Figura 1.39 Nuovo centro del dipartimento della protezione civile a Foligno

Vengono ora riportati alcuni dei più recenti ed innovativi casi di strutture con isolamento sismico alla base in Italia.

1.8.3.1 CENTRO MULTIFUNZIONALE A CASERTA

Questo campus è stato realizzato inizialmente per ospitare le strutture dell'aeronautica militare. È un complesso costituito da quattro differenti edifici (denominati A,B,C,D), allocati in modo da avere un'unica entrata principale.

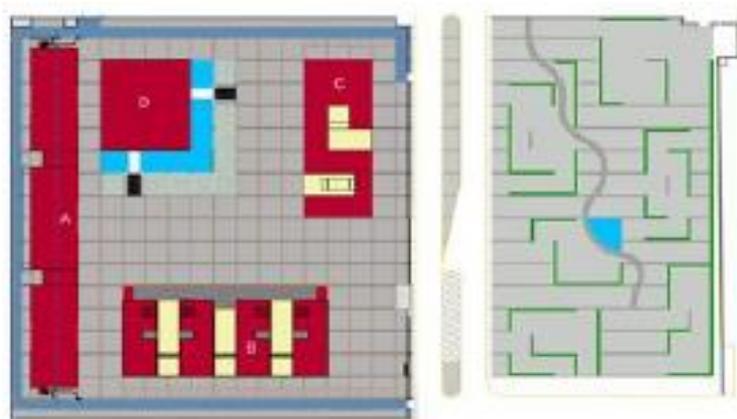


Figura 1.40 Planimetria del centro multifunzionale a Caserta

L'edificio A è adibito a come alloggio, l'edificio B è adibito alla scuola militare, l'edificio C come laboratorio e l'edificio D come auditorium.

Ad eccezione dell'edificio D, gli altri blocchi hanno una grande flessibilità nell'organizzazione degli spazi interni. Questa caratteristica è dovuta alle campate di grandi dimensioni, che garantiscono un numero minore di pilastri. In particolare, il telaio strutturale è costituito da campate larghe 5,1 metri in direzione longitudinale, mentre in direzione trasversale, quella centrale è larga ben 11,2 metri, con le due laterali lunghe 5,6 metri.

Il progetto dal punto di vista strutturale ed architettonico sono stati eseguiti in parallelo per garantire la versatilità dello spazio interno. In particolare, per l'edificio A, sono state valutate due soluzioni dal punto di vista strutturale:

1. Soluzione a base fissa con muri in calcestruzzo con funzione strutturale;
2. Soluzione con base isolata con la struttura principale composta da colonne di calcestruzzo.

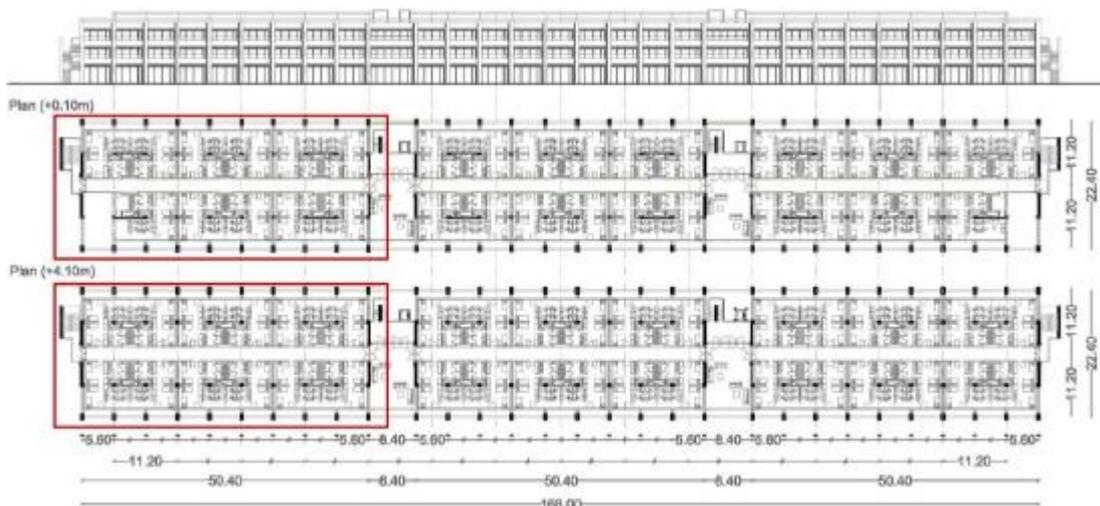


Figura 1.41 Planimetria dell'edificio A

ISOLAMENTO SISMICO

Guardando la prima soluzione, l'intero edificio è diviso in tre porzioni, ognuna di 60 x 20 m. Per fornire la massima flessibilità spaziale e contrastare i carichi sismici, sono state utilizzate travi in spessore nella porzione centrale, mentre travi in altezza sono state utilizzate lungo il perimetro. La lastra in calcestruzzo, di spessore pari a 40 cm, è composta da predalles ed è stata posta in parallelo con una trave in spessore lunga 11,2 metri. Essendo posta sopra di colonne di fondazione profonde 6 – 11 metri, questa soluzione necessita anche di pareti incrociate in calcestruzzo per rendere la struttura più rigida.

Per quanto riguarda la seconda condizione, essa garantisce un periodo di 2,4 secondi ed uno spostamento massimo di progetto pari a 18 cm, con le forze sismiche notevolmente ridotte. Questo fornisce la possibilità di usare una struttura più snella, con meno pilastri (50 x 50 cm). Il sistema di isolamento è composto da 28 dispositivi HDRB di 600 mm di diametro e 16 dispositivi HDRB di 700 mm di diametro. Entrambi hanno uno spessore totale della gomma pari a 200 mm, quindi fattore di forma S_2 pari a 3 – 3,5, ed il singolo spessore dello strato di gomma pari a 8,3 mm, quindi fattore di forma primario S_1 pari a 18 – 21.

System	Φ [mm]	n.	A_{max} [m ²]	N_{max} [kN]	σ_{max} [MPa]
HDRB	700	16	25.80	1420	3.70
$S_1 = 18-21$ $S_2 = 3.0 - 3.5$	600	28	18.70	490	1.70

Tabella 1.4 Caratteristiche isolatori

Un grande vantaggio economico deriva dall'approccio con la base isolata ed inoltre garantisce:

- Migliore performance sismica, rispetto al caso a base fissa;
- Grande affidabilità strutturale;
- Grande flessibilità e versatilità nell'organizzazione degli spazi interni.

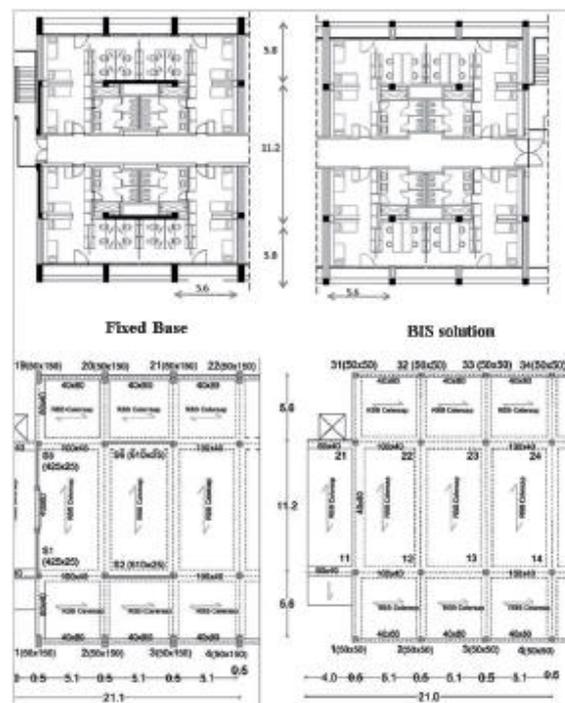


Figura 1.42 Confronto tra le due soluzioni strutturali proposte

ISOLAMENTO SISMICO

1.8.3.2 COMPLESSO "LA CICOGNA" PRESSO IL POLICLINICO DI NAPOLI

Questa soluzione strutturale prevede l'allargamento del complesso n°2 dell'ospedale Policlinico di Napoli. I blocchi integrati interagiscono in maniera funzionale con la struttura esistente, anche se alcune parti sono strutturalmente indipendenti tra di loro. La struttura è costituita da un blocco a forma di parallelepipedo a base rettangolare, di dimensioni 91,61 x 19,31 metri.



Figura 1.43 Vista frontale del complesso "La Cicogna" (sopra) Soluzione a base fissa (sotto) Soluzione con isolamento alla base

Si erige al di sopra di 8 coppie di pilastri in calcestruzzo, disposti ad interasse di 15 metri in direzione trasversale. Longitudinalmente, questi pilastri seguono una griglia regolare composta da cinque campate di 12,16 metri, mentre le due laterali sono lunghe 11,40 metri.

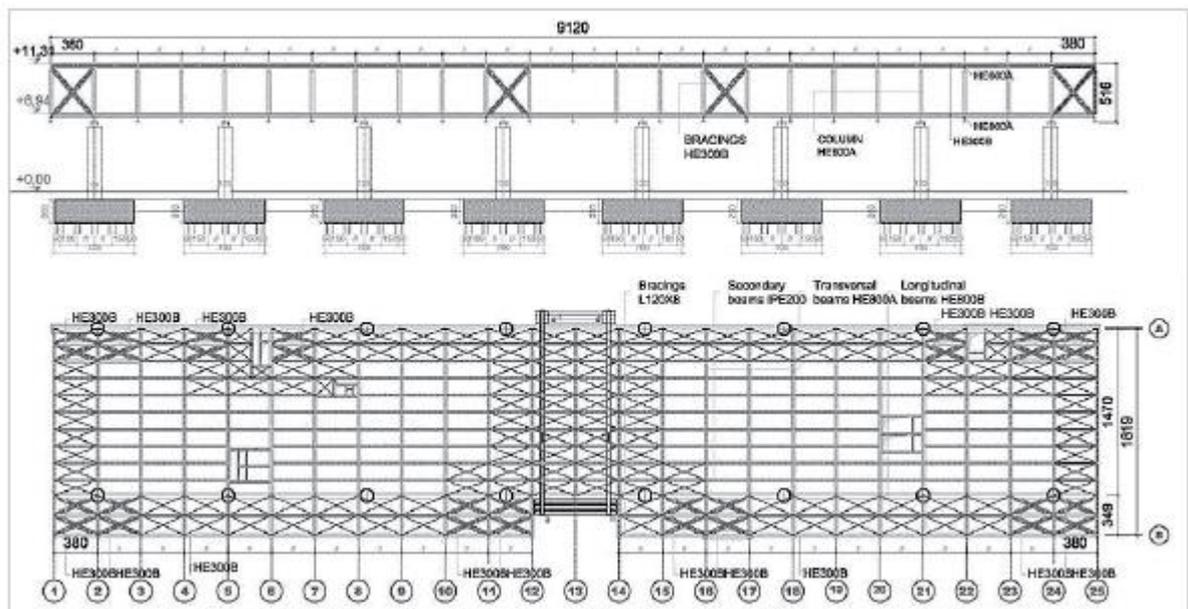


Figura 1.44 Soluzione strutturale con isolamento alla base (sopra) Sezione longitudinale (sotto) Vista in pianta

ISOLAMENTO SISMICO

La struttura in acciaio superiore, utilizzando 18 travi, garantisce libertà nell'organizzazione degli spazi interni. La soluzione con base isolata è stata preferita ad una soluzione a base fissa, che prevedeva una più fitta disposizione di pilastri. La soluzione a base isolata è caratterizzata da una disposizione delle colonne in due allineamenti longitudinali e otto allineamenti trasversali. Ogni colonna è stata tagliata a 6,10 metri dal terreno, per inserire 16 appoggi elastomerici di diametro pari a 600 mm. Gli isolatori hanno uno spessore totale di 202,5 mm ($S_2 = 3$) ed uno spessore del singolo strato di gomma pari a 7,5 mm ($S_1 = 20$). In aggiunta, 8 dispositivi a scorrimento sono stati usati per connettere il blocco principale con la tromba delle scale esterna. In questo caso, si ottiene un periodo di vibrazione pari a 2,8 ed uno spostamento massimo di progetto pari a 18 cm.

Hybrid System	Φ [mm]	n.	A_{max} [m ²]	N_{max} [kN]	σ_{max} [MPa]
16 HDRB + 8 SB	HDRB 600	16	119	1120	4.00

Tabella 1.5 Caratteristiche isolatori

1.8.3.3 PALAZZO DI GIUSTIZIA A L'AQUILA

Questo caso ha l'obiettivo di integrare un edificio pubblico strategico con un contesto urbano fortemente prestabilito, pieno di restrizioni storiche e culturali. L'edificio è composto da 5 piani, con il più basso adibito a garage e parcheggio urbano. L'intera sovrastruttura è composta da due moduli speculari, separati l'uno dall'altro dalla tromba delle scale in comune. L'uso del sistema di isolamento alla base garantisce grande libertà nell'organizzazione degli spazi interni. La scelta della struttura in acciaio per gli edifici superiori permette di realizzare una singola campata centrale di 11,5 metri, con ai lati due travi a sbalzo lunghe 2,5 metri. Il palazzo della giustizia possiede uno schema rettangolare (16,50 x 136,00 metri).



Figura 1.45 Palazzo di giustizia di L'Aquila, sezione longitudinale

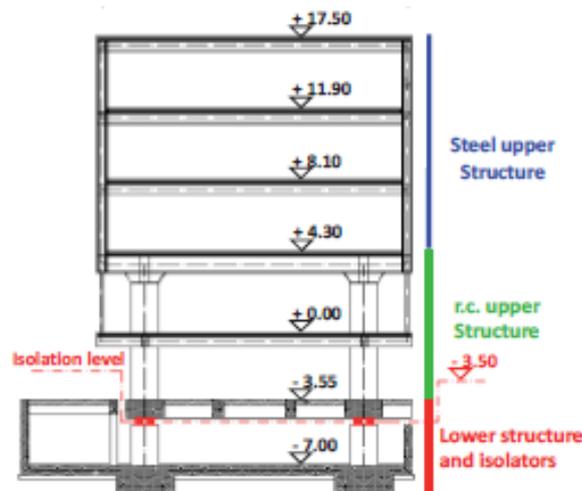


Figura 1.46 Palazzo di giustizia di L'Aquila, sezione trasversale

ISOLAMENTO SISMICO

Il sistema di isolamento è posto tra l'ultimo piano adibito a garage e parcheggio e lo spazio pubblico coperto. In particolare, sono stati utilizzati 28 dispositivi di tipo HDRB di diametro 1200 mm, su un telaio strutturale di 11,50 metri (trasversale) x 10,50 metri (=3 x 3,50 metri, longitudinale). Ogni isolatore ha uno spessore totale della gomma pari a 224 mm ($S_2 = 5,3$) e uno spessore del singolo strato di gomma pari a 16 mm ($S_1 = 18,75$). In questo caso, la soluzione con base isolata garantisce un periodo pari a 3,10 sec ed uno spostamento di progetto pari a 21 cm.

System	Φ [mm]	n.	A_{max} [m ²]	N_{max} [kN]	σ_{max} [MPa]
HDRB $S_1 = 18.75$ $S_2 = 5.3$	1200	28	89.25	4350	3.80

Tabella 1.5 Caratteristiche isolatori

Il taglio dovuto all'inserimento del sistema di isolamento fornisce la possibilità di accomodare ogni requisito di tipo architettonico, garantendo una elevata performance dal punto di vista sismico alla sovrastruttura.

1.8.3.4 APPLICAZIONE DI ISOLAMENTO SISMICO PER LA ZONA EST DI NAPOLI

L'applicazione di un sistema di isolamento alla base in scala urbana è meno conosciuta. In Giappone è già stata applicata alcuni anni fa e consiste nell'isolare sismicamente alla base anche edifici con elevate altezze o edifici comunemente realizzati con il sistema a base fissa: ciò ha portato ad un grande beneficio dal punto di vista economico. Un esempio di questa applicazione può essere quello della città di Sagamihara, vicino a Tokyo, dove una enorme lastra, al di sopra della quale vi sono 21 edifici separati, da 6 a 14 piani l'uno, è stata costruita al di sopra di 242 dispositivi di isolamento, utilizzando dispositivi elastomerici molto grandi.

In Italia, il primo e fino ad ora unico esempio di questa estrema applicazione di isolamento alla base è l'intervento eseguito per riabilitare l'area urbana posseduta dalla Kuwait Petroleum Italia, nella zona Est di Napoli, in cui si è provato ad integrare l'isolamento alla base con le necessità urbane fornite dal PUA (Piano Urbanistico Attuativo).

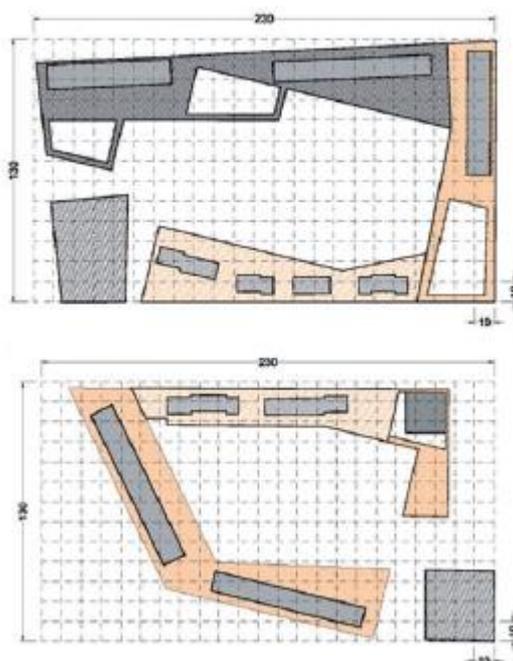


Figura 1.47 Rendering della zona Est di Napoli: schema strutturale

ISOLAMENTO SISMICO

Una situazione più complessa è stata fronteggiata nella progettazione delle lastre in calcestruzzo di dimensioni 130 x 230 metri, in modo che potessero supportare differenti tipologie di edifici (avendo edifici alti da 1 a 15 piani). Per ognuna delle due piastre, sono stati utilizzati 336 dispositivi di tipo HDRB da 600 mm, seguendo una maglia strutturale 10 x 10 metri. Ogni isolatore possiede un'area di influenza pari a 89 m². L'area totale interessata da questo intervento di adeguamento sismico è pari addirittura a 29900 m² per ogni lastra.



Figura 1.48 Rendering della zona Est di Napoli: schema strutturale

1.8.3.5 CONFRONTO TRA GLI INTERVENTI EFFETTUATI IN SUOLO ITALICO

Guardando ai casi precedenti ed alla evoluzione della progettazione con isolamento alla base nel mondo, può essere proposta una classificazione anche per le soluzioni proposte su suolo italiano, guardando ai tre parametri principali, ovvero periodo T , spostamento massimo di progetto δ e diametro dei dispositivi ϕ . In aggiunta, il confronto in campo temporale può anche essere valutato in termini di tensione di compressione sui dispositivi σ ed in termini di area di influenza A . Valutando in particolar modo le potenzialità del sistema di isolamento alla base per ottenere elevate prestazioni dal punto di vista architettonico, sono stati confrontati i risultati di uno studio personale svolto dal professor De Luca con alcuni casi studio:

- 1992 Dipartimento Navale di Ancona (ND);
- 1993 Centro medico della marina italiana ad Augusta (MC);
- 1994 Edifici residenziali per la marina italiana ad Augusta (AR);
- 2000 Ospedale di Frosinone (FH);
- 2001 Edifici residenziali a Rampolla (RR);
- 2002 Ospedale di Gervasutta (GH);
- 2006 Istituto tecnico Lombardo Radice a Bojano (TIB);
- 2007 Scuola Francesco Jovine a San Giuliano (FJS);
- 2008 Edifici residenziali a Messina (RBM);
- 2011 Nuovo centro della protezione civile a Foligno (CP);
- 2015 Ospedale del mare a Napoli (DMH).

ISOLAMENTO SISMICO

Osservando queste applicazioni, si può osservare che la prima generazione di edifici isolati (1990-2000) è caratterizzata da un periodo di isolamento intorno ai 15, - 2 secondi, dovuto all'utilizzo unicamente di dispositivi in gomma di piccolo diametro (400 – 600 mm). Inoltre, gli edifici isolati di prima generazione hanno valori medio-piccoli di area di influenza (10 – 30 m²). Utilizzando un numero più elevato di dispositivi porta ad avere un valore minore di tensione di compressione sui singoli dispositivi (2 – 3 MPa).

La seconda generazione (2000 – 2010) mostra la prevalenza di soluzioni ibride e questo porta ad avere periodi maggiori (2,0 – 2,8 secondi). L'area di influenza media è maggiore rispetto ai dispositivi di prima generazione (30 – 40 m²). Allo stesso tempo, la tensione di compressione sui dispositivi rimane comparabile con quelli della precedente generazione. In questo caso, l'aumento del periodo di vibrazione e degli spostamenti massimi di progetto è dovuto ad un aumento del diametro dei dispositivi (600 – 700 mm). Dalla prima alla seconda generazione, l'esperienza e la maggiore attenzione nei confronti della tecnologia di isolamento alla base ha reso possibile ottenere maggiori performance in ambito sismico.

Nella terza generazione (2010 -) prevale la soluzione con soli isolatori elastomerici, assicurando periodi di vibrazione più elevati (anche oltre i 3,0 secondi). È stato possibile ottenere questo grazie alla riduzione del numero di dispositivi e aumentando il diametro dei dispositivi stessi.

Il sistema di isolamento alla base fornisce la possibilità di unire l'efficienza strutturale contro i terremoti ed i benefici ottenuti ottimizzando le soluzioni strutturali, raggiungendo grandi campate che possono soddisfare molti requisiti architettonici.

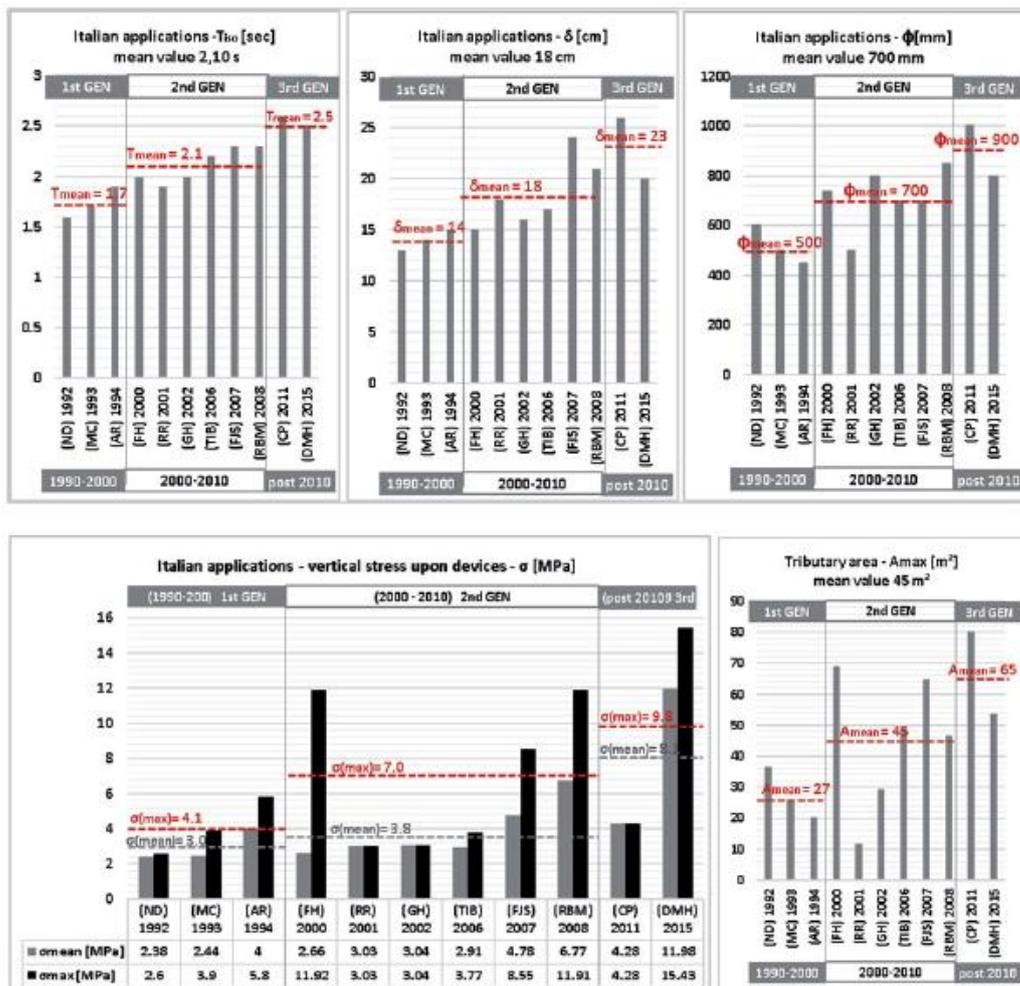


Figura 1.49 Evoluzione dei sistemi di isolamento alla base

ISOLAMENTO SISMICO

Dal punto di vista strutturale, la riduzione del numero di dispositivi e l'aumento dell'area di influenza permette maggiori spostamenti e maggiore stabilità dei dispositivi. Dal punto di vista architettonico invece fornisce grande flessibilità alla sovrastruttura. Anche se l'attenzione nei confronti del sistema di isolamento alla base è più consolidata in paesi come Giappone, Stati Uniti o Nuova Zelanda, gli ultimi casi in Italia mostrano che l'evoluzione di questa tecnologia è ancora in corso. Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti dal professor De Luca in un suo studio personale.

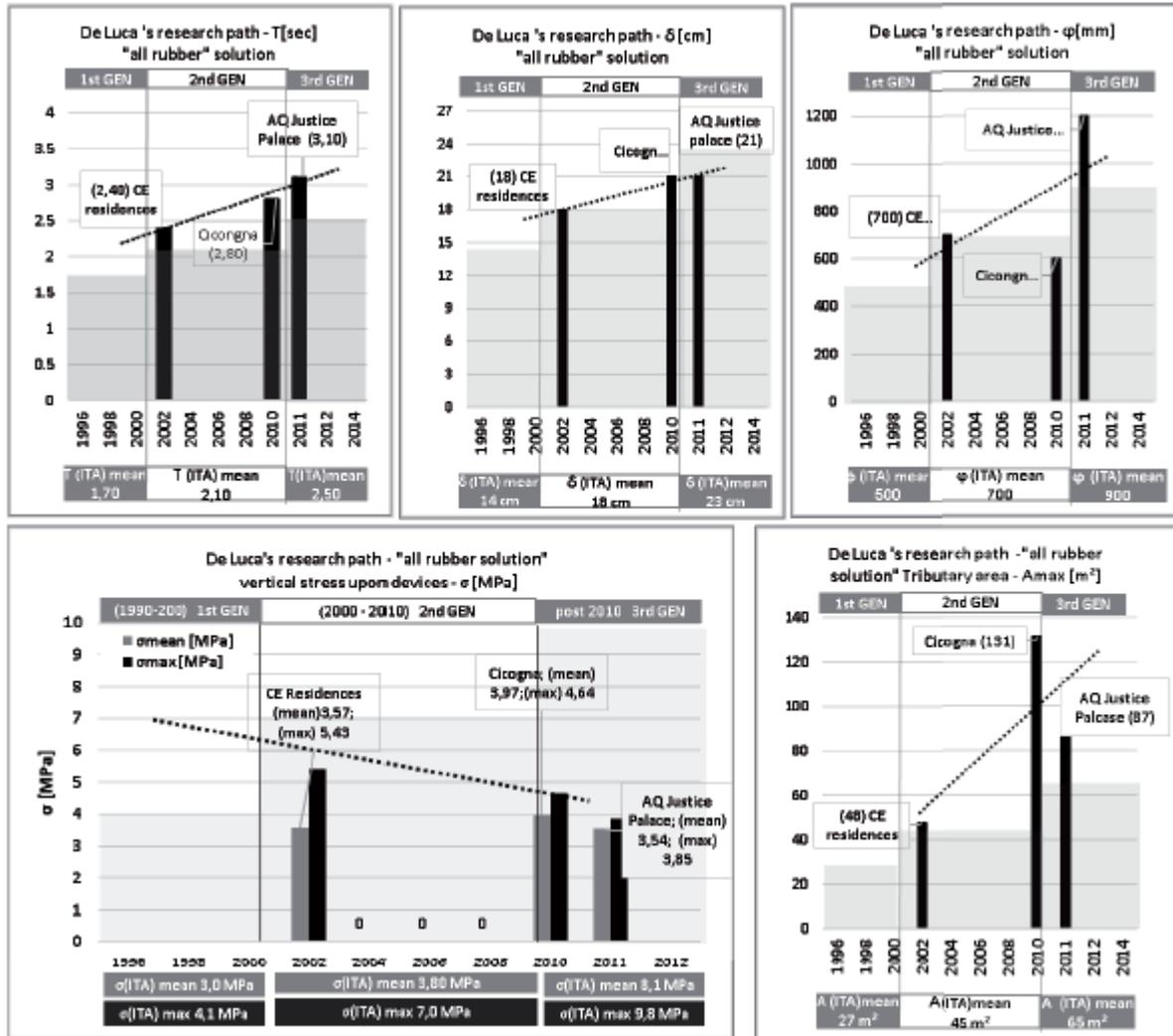


Figura 1.50 Risultati dello studio personale condotto dal professor De Luca

Le ultime applicazioni rivelano che la condizione ottimale, specialmente per la soluzione con soli dispositivi elastomerici, può essere raggiunta limitando la tensione di compressione sui dispositivi in gomma, cercando di ottenere lunghi periodi di vibrazione ($T > 3,0$ secondi), utilizzando dispositivi con diametro maggiore ($\phi > 1200$ mm), capaci di accomodare spostamenti massimi di progetto in linea con il rischio sismico italiano.

1.9 SOLUZIONI INNOVATIVE NEL CAMPO DELL'ISOLAMENTO SISMICO

L'isolamento alla base è diventato una strategia progettuale effettiva per mitigare il rischio sismico dopo oltre 30 anni di pratica e studi. Sono avvenuti molti cambiamenti, passando dalle prime applicazioni, con bassi periodi di vibrazione (T nel range di 2,0 – 2,5 sec) e spostamenti massimi di progetto (δ intorno ai 10 – 20 cm), alle applicazioni più recenti, che garantiscono valori più alti dei precedenti parametri ($\delta > 40$ cm e $T > 5,0$ sec). I miglioramenti tecnici in questo campo sono stati incoraggiati da una maggiore attenzione nei confronti dei valori spettrali relativi (in termini di spostamento, velocità ed accelerazione) durante azioni molto elevate, misurati ad esempio nei terremoti avvenuti sin dagli anni '90, con il terremoto di Northridge del 1994, il primo terremoto con valori di spostamento spettrale inaspettati, pari a 60,48 cm ed un periodo pari a $T = 2,58$ sec. Cinque anni dopo, durante il terremoto a Chi Chi in Taiwan del 1999, si registrò un valore di picco di spostamento del suolo (peak ground displacement o PGD) di 289 cm. Nel 2011 invece, durante il terremoto di Christchurch venne confermata questa attitudine ad ottenere spostamenti maggiori, raggiungendo infatti uno spostamento spettrale massimo maggiore di 90 cm. Questi risultati suggeriscono la necessità di ottenere spostamenti maggiori anche in fase di progetto e conseguentemente anche assicurare i dispositivi dai problemi di instabilità. Per effettuare ciò, vengono analizzate quattro differenti strategie per l'isolamento alla base.

1.9.1 STRATEGIA 1 – RIDUZIONE DEL NUMERO DI DISPOSITIVI

Nella storia dell'isolamento alla base, la soluzione con dispositivi in gomma armata rappresenta la soluzione più comune e più efficiente: negli ultimi 40 anni è notevolmente migliorata, registrando un aumento dei diametri dei dispositivi dai 400 mm iniziali fino ad arrivare ai 1300 mm in uso attualmente. L'efficacia di questa soluzione è stata provata, in particolar modo in Giappone, in cui è stato registrato un grande aumento nell'applicazione di sistemi di isolamento alla base, anche grazie ai feedback positivi raccolti durante il terremoto di Kobe del 1995. Come sostenuto dal JSSI (Japan Society of Seismic Isolation), i dispositivi elastomerici rappresentano circa l'84% di tutti i sistemi utilizzati per l'isolamento alla base. Da vari studi è noto che ci sono due parametri principali che caratterizzano questi dispositivi, ovvero il fattore di forma primario S_1 e secondario S_2 . Il fattore di forma primario è indice della rigidità verticale e della capacità di carico di un dispositivo elastomerico ed è definito come il rapporto tra l'area caricata e l'area laterale libera di espandersi ed è funzione dello spessore del singolo strato di gomma, come è possibile vedere nella formula (1.94), in caso di dispositivo circolare:

$$S_1 = \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4 \cdot \pi \cdot \Phi \cdot t_i} = \frac{\Phi}{4 \cdot t_i} \quad (1.94)$$

Il fattore di forma secondario S_2 è relativo alla stabilità del dispositivo ed è definito, come il rapporto tra la dimensione in piano e lo spessore totale della gomma, come riportato in formula (1.95), in caso di dispositivo circolare:

$$S_2 = \frac{\Phi}{t_e} \quad (1.95)$$

ISOLAMENTO SISMICO

Minore è il fattore di forma S_2 e minore è la possibilità di ottenere spostamenti maggiori: Il carico verticale sarebbe portato al di fuori della base del dispositivo stesso e quindi l'iniziale area su cui era distribuito il carico A_{iso} si ridurrebbe drasticamente ad un valore ridotto A_r , come riportato in formula (1.76) già riportata nel paragrafo 1.6.2.5

In caso di dispositivo circolare, il massimo spostamento relativo tra i piatti di acciaio esterni non può superare il diametro stesso del dispositivo. Come conseguenza dell'aumentare dello spostamento, la riduzione dell'area effettiva porta ad una riduzione anche del carico critico, in accordo con la formula (1.78) riportata nel capitolo 1.6.2.6

Linee guida alla progettazione suggeriscono per S_1 un valore compreso nel range 10 – 30 e per S_2 un valore compreso nel range 3 – 5. Recenti applicazioni in Giappone adottano però valori più grandi per entrambi i parametri, con il primo che raggiunge anche un valore pari a 50 ed il secondo che utilizza valori anche superiori a 5. Se lo spostamento relativo d_E è prossimo al diametro del dispositivo, il carico critico N_{crit} si riduce drasticamente. Per ottenere valori di spostamento relativo d_E maggiori, anche oltre 1 m, una strategia recentemente adottata in Giappone per salvaguardare la stabilità dei dispositivi di isolamento consiste nella riduzione del numero di appoggi, in modo da utilizzare dispositivi più grandi ed allo stesso tempo garantire periodi più lunghi.

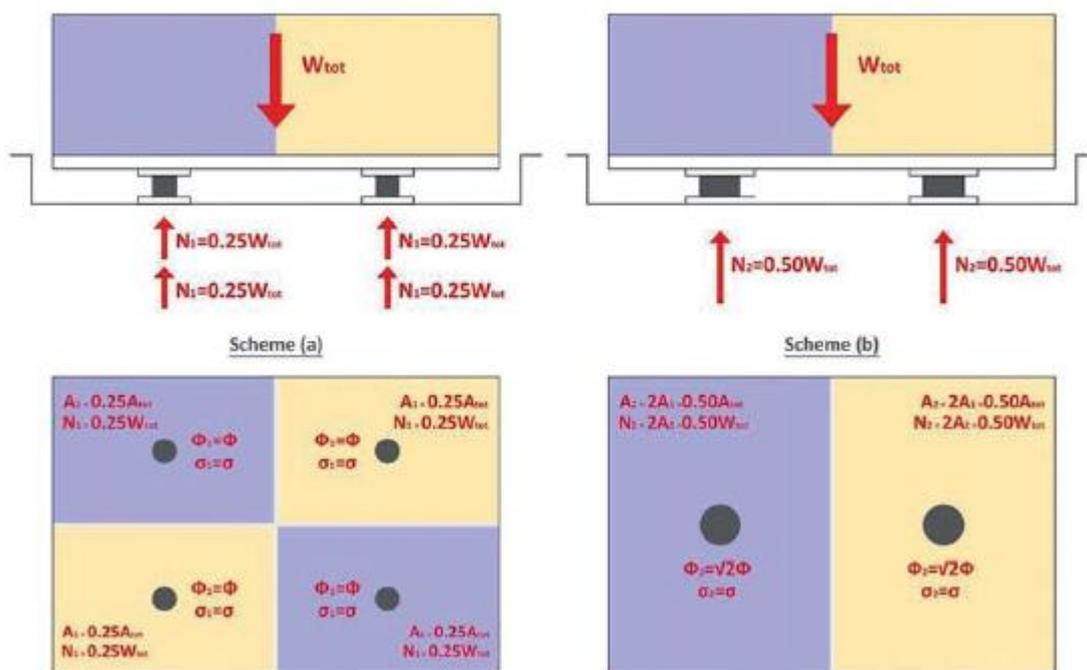


Figura 1.51 Effetto della riduzione del numero di appoggi, lasciando gli stessi valori di σ e T .
(sinistra) Caso con $n=4$ appoggi; (destra) Caso con $n=2$ appoggi

L'esempio mostrato in figura 1.51 illustra questa strategia progettuale. Per ogni schema, si assume lo stesso periodo, lo stesso valore di tensione verticale, lo stesso valore di spostamento massimo di progetto e lo stesso valore di spessore totale della gomma. Per la stessa sovrastruttura con lo stesso carico massimo totale e con la stessa area totale, nel caso (a) si hanno 4 appoggi, ognuno con un carico verticale N_i pari a $W_{tot}/4$ e area di influenza A_i pari a $A_{tot}/4$, mentre nel caso (b) si hanno 2 appoggi, ognuno con carico verticale W_i pari a $W_{tot}/2$ e area di influenza A_i pari a $A_{tot}/2$.

ISOLAMENTO SISMICO

Come conseguenza, i valori di carico verticale per il caso (a) ed il caso (b) sono riportati rispettivamente nelle formule (1.96) e (1.97):

$$N_{crit,1} = G \cdot S_{1,1} \cdot S_{2,1} \cdot A_{iso,1} \cdot \left[1 - \left(\frac{d_E}{\Phi_1} \right) \right] \quad (1.96)$$

$$N_{crit,2} = G \cdot S_{1,1} \cdot S_{2,1} \cdot A_{iso,1} \cdot \left[1 - \left(\frac{d_E}{\sqrt{2} \cdot \Phi_1} \right) \right] \quad (1.97)$$

Ne risulta che $N_{crit,2} > 4 N_{crit,1}$. Questo mostra come vi sia un chiaro vantaggio nel caso (b) rispetto al caso (a), in quanto il carico cresce, ma il carico critico risulta essere ben 4 volte maggiore. Questa strategia del ridurre il numero di dispositivi, utilizzandone altri di diametro maggiore ed aumentandone l'area di influenza, assicura maggiore sicurezza sia in termini di carico critico che in termini di spostamenti massimi d_E .

La figura 1.52 fornisce il rapporto tra il carico critico espresso dalle formule (1.96) e (1.97). È evidente come riducendo a metà il numero di isolatori passando da 4 a 2, il carico critico con due soli dispositivi $N_{crit,2}$ sia anche 10 volte più grande del carico critico rispetto al caso con quattro isolatori $N_{crit,1}$ quando il valore del rapporto tra gli spostamenti d_E ed il diametro ϕ supera il valore 0,8.

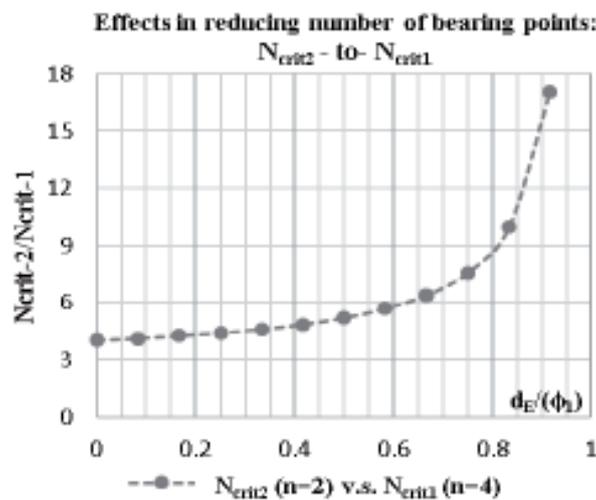


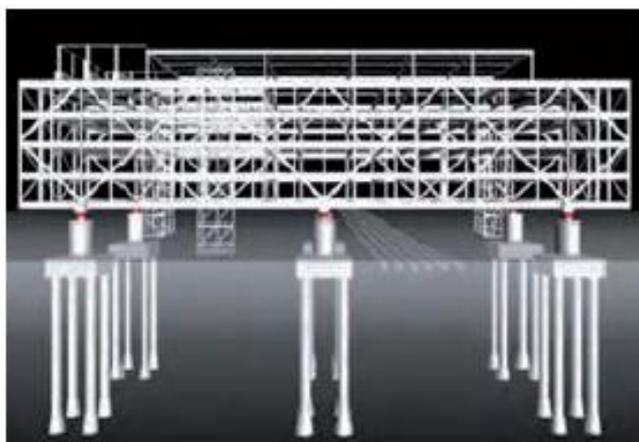
Figura 1.52 Effetto della riduzione del numero di appoggi sul carico critico

Per mettere in pratica la strategia di riduzione del numero di isolatori, sono stati considerati due possibili approcci. Il primo consiste nel cambiare il telaio strutturale superiore, optando per campate più lunghe che assicurano una maggiore area di influenza. In questo caso, i pilastri sono allineati con i sistemi di isolamento. Il secondo approccio prevede l'utilizzo di uno schema a telaio tradizionale, inserendo però dei sistemi di trasferimento, che permettono di ridurre il numero di dispositivi.

ISOLAMENTO SISMICO

La scelta di ridurre il numero di dispositivi, incrementando al tempo stesso le dimensioni dei rimanenti, sembra essere la soluzione più efficace per migliorare il sistema di isolamento alla base. Seguendo questa strategia, recenti applicazioni combinano l'efficienza di questa strategia con la necessità di avere campate più lunghe e strutture meno invasive. Un modello prototipo per una struttura isolata alla base che mettesse in pratica questa strategia è stato proposto da Nakamura nel 2009, il quale inserì nella parte inferiore delle strutture delle travi con il compito di trasferire il carico derivante da vari pilastri ad un numero inferiore di appoggi. Questo concetto era già stato utilizzato su alcuni edifici a larga scala, ad esempio per la Shimizu Corporation's Institute of Technology in Tokyo (2003), dove sono stati utilizzati tre differenti tipi di isolatori sismici. L'edificio principale a 6 piani utilizza un sistema "trussed cage" (gabbia di travi) a larga scala, supportata alla base da 6 isolatori disposti su pilastri indipendenti, creando un'area estesa al piano terra. Gli isolatori sismici sono di tipo elastomerico, di diametro pari a 1000 – 1100 mm. La soluzione con travi di grandi dimensioni proposta da Nakamura garantisce di supportare un'area pari a $80 \times 20 \text{ m}^2$ per ogni piano, poste al di sopra di 6 pilastri di lunghezza pari a 6,8 metri. Al di sopra di essi, vi sono dei dispositivi elastomerici di tipo LRB, uno per ogni pilastro, assicurando quindi di disaccoppiare la sovrastruttura dal terreno.

Figura 1.53 Edificio principale della Shimizu Corporations



Ogni supporto possiede un'area di influenza pari a 266 m^2 . Il susseguente incremento di tensione verticale di compressione (valore massimo pari a 14 MPa) assicura un alto periodo di vibrazione, pari a $T_{iso} = 4$ secondi.

Guardando alle applicazioni in suolo italico, questa strategia di progettazione è stata utilizzata in un caso: la caserma dei Carabinieri a Quindici. In questo caso, è stato utilizzato un sistema di trasferimento, che garantisce il collegamento tra i 68 pilastri della sovrastruttura ed i 31 dispositivi di isolamento.

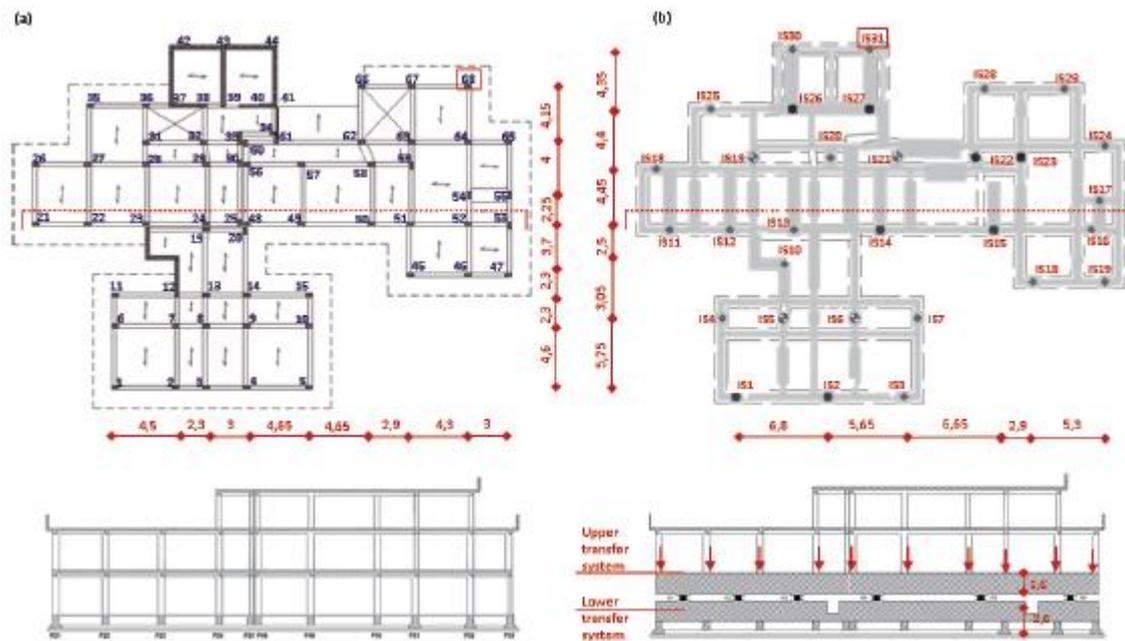


Figura 1.54 Caserma dei Carabinieri a Quindici (a) (sopra) Soluzione originale con base fissa (sotto) Sezione trasversale
(b) (sopra) Planimetria con dispositivi di isolamento (sotto) Sezione trasversale

La stessa strategia può implicare l'utilizzo di altri tipi di dispositivi, come è stato necessario nel caso del Glendale Municipal Services Building. La struttura originaria è supportata solamente da 4 pilastri, ognuno con un'area di influenza pari a 360 m^2 . Il seminterrato possiede un'area pari a $44 \times 44 \text{ m}^2$, con una apertura centrale di area pari a $25 \times 25 \text{ m}^2$. I 3 piani superiori ed il tetto possiedono una superficie pari a 1440 m^2 . Nel 2008, Nabih Youssef & Associates pianificarono un miglioramento sismico dell'edificio. I pilastri originali sono stati rimossi, così come la fontana e l'intero piazzale. Per permettere all'edificio di essere posizionato su un sistema di isolamento, il piazzale necessita di essere supportato dal medesimo sistema di isolamento. Per questo motivo fu necessario innalzare il livello del piazzale di diversi metri. Successivamente furono installati dei dispositivi a scorrimento al di sotto dei pilastri e successivamente fu costruito un nuovo piazzale al di sotto degli appoggi per creare il sistema di isolamento.



Figura 1.55 Sistema di isolamento per il Glendale Municipal Services Building

ISOLAMENTO SISMICO

Considerando la strategia fino ad ora presentata, l'approccio complementare che consiste nell'utilizzo di campate più grandi per assicurare una maggiore area di influenza per ogni dispositivo è stato messo in pratica per il Quartier Generale della Shimizu Corporation a Tokyo. È uno degli edifici più rappresentativi della città, risultato di una procedura di progetto molto sofisticata, che garantiva alla struttura un periodo di vibrazione pari a $T_{iso} = 5,4$ secondi. È il primo edificio di oltre 100 metri ad impiegare una struttura in calcestruzzo rinforzato ed un sistema di isolamento combinati tra di loro. Con un'area planimetrica pari a $70 \times 30 \text{ m}^2$, il sistema di isolamento alla base è composto da 42 isolatori, 32 LRB con diametro variabile tra 1200 e 1500 mm e 10 NRB con diametro variabile tra 1000 e 1200 mm, accoppiati con 10 smorzatori. Questi dispositivi sono distribuiti principalmente lungo il perimetro e possiedono un valore medio di area di influenza pari a 60 m^2 per dispositivo.



Figura 1.56 Quartier Generale della Shimizu Corporations a Tokyo

1.9.2 STRATEGIA 2 – SOLUZIONE IBRIDA

Un approccio alternativo consiste nell'utilizzo di una soluzione ibrida, che combina isolatori elastomerici e isolatori a scorrimento. Paragonandola alla soluzione precedente, questa soluzione deve affrontare il problema della differente rigidità verticale delle due tipologie di dispositivi. Questo aspetto viene amplificato quando la struttura subisce grandi spostamenti dovuti all'azione sismica. Sotto questi elevati spostamenti, i dispositivi elastomerici si deformano verticalmente, mentre i dispositivi a scorrimento no, in quanto generano invece grande attrito. Tuttavia, questo sistema di isolamento permette ai progettisti di ridurre drasticamente gli effetti negativi dovuti ad una non perfettamente razionale distribuzione degli elementi strutturali. Questa soluzione è stata messa in pratica per l'istituto tecnico G. Lombardo Radice a Bojano (2006). Questo complesso è caratterizzato da un layout irregolare sia dal punto di vista strutturale che dal punto di vista architettonico. Il piano può essere inscritto in un rettangolo lungo 56 m e largo 28,85 m. La sovrastruttura è caratterizzata da blocchi aventi differenti altezze. L'adozione di un sistema di isolamento ibrido permette di mitigare gli effetti negativi derivanti da una non corretta distribuzione delle forze laterali sulle strutture resistenti, in quanto lo schema strutturale iniziale fu progettato solamente per evitare concentrazione di carichi verticali. Il sistema di isolamento ibrido è composto da 25 dispositivi LRB con diametro pari a 600 mm e 16 dispositivi LRB con diametro pari a 700 mm, accoppiati con 13 dispositivi low-friction Sliding Bearing (SB).

ISOLAMENTO SISMICO

Si ottiene un periodo di vibrazione T_{iso} pari a 2,20 sec, mentre il fattore di forma secondario S_2 è pari a 4, in modo da evitare problemi di instabilità, assicurando uno spostamento massimo di progetto δ pari a 17 cm.

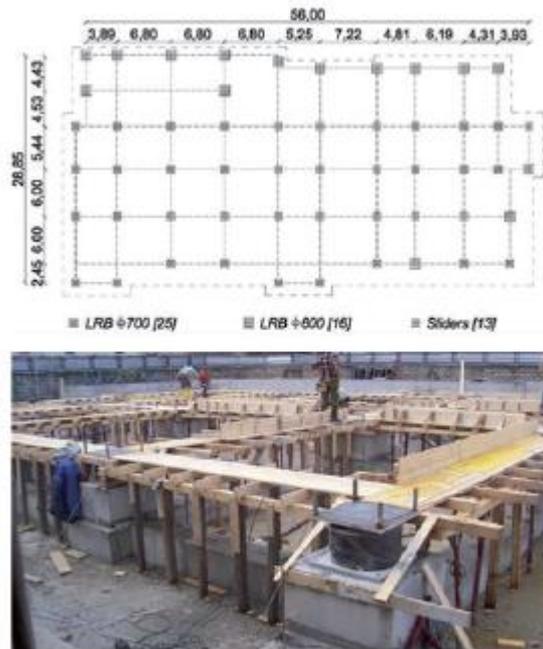


Figura 1.57 Istituto tecnico G. Lombardo Radice a Bojano, pianta strutturale

Un altro esempio di applicazione del sistema di isolamento ibrido è la scuola Francesco Jovine a San Giuliano di Puglia (2007). La nuova scuola elementare fu ricostruita in un luogo differente a San Giuliano di Puglia, in modo da dedicare il posto originario alla memoria delle vittime del terremoto del 2007. La struttura è stata isolata alla base usando un sistema ibrido, con 61 dispositivi HDRB (34 con diametro pari a 700 mm e 27 con diametro pari a 600 mm) e 12 dispositivi SB in acciaio e PTFE. Questo sistema di isolamento, caratterizzato da un fattore di forma $S_2 = 4$, assicura un periodo di vibrazione pari a 2,30 sec ed uno spostamento di progetto massimo δ pari a 24 cm.

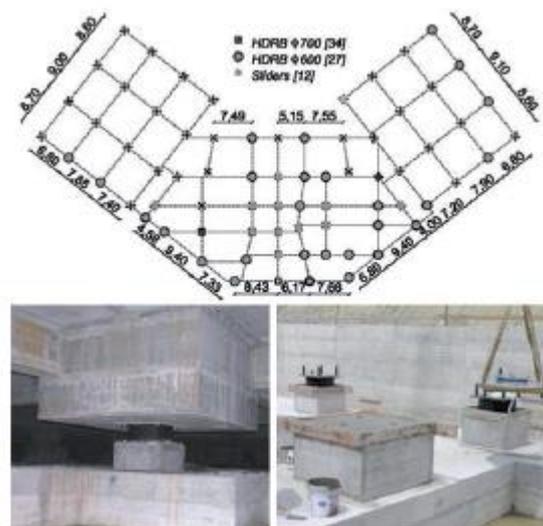


Figura 1.58 Scuola Francesco Jovine: dettaglio del sistema di isolamento ibrido

1.9.3 STRATEGIA 3 – AUMENTO DELLA TENSIONE DI COMPRESSIONE

La strategia 3 consiste nell'incrementare la tensione di compressione per gli isolatori, come è stato già fatto in Giappone. Questa strategia è facilmente intuibile osservando alla formula semplificata che mette in relazione direttamente il periodo di vibrazione T con la tensione di compressione sul dispositivo σ :

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sigma}{\frac{G}{t_e} g}} \quad (1.98)$$

Considerando la deformabilità della gomma G fissa per questioni tecnologiche, è facile notare come il periodo incrementi in maniera proporzionale alla radice quadrata della tensione di compressione. Questo comportamento è molto comune ed utilizzato anche in Italia, come ad esempio nell'ospedale Del Mare.

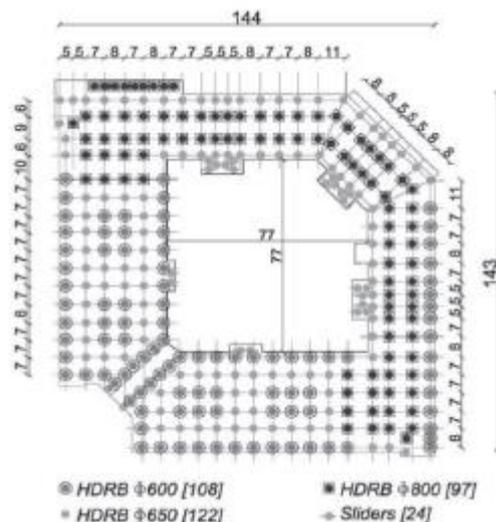


Figura 1.59 Ospedale Del Mare a Napoli: schema del sistema di isolamento

Esso consiste in un complesso con più piani e con struttura irregolare, costruito nella zona Nord-Est di Napoli. Occupa un'area di $144 \times 144 \text{ m}^2$ per una altezza totale di 29 metri. Rappresenta la più grande applicazione di sistema di isolamento alla base in Europa. Il sistema di isolamento consiste in 327 HDRB di forma circolare con tre differenti tipologie di diametro, ovvero 600 mm, 650 mm e 800 mm, con un fattore di forma secondario S_2 massimo pari a 4. Il sistema di isolamento garantisce uno spostamento massimo di progetto δ pari a 20 cm ed è posto al di sopra di una lastra di fondazione in calcestruzzo rinforzato di spessore 120 cm a sua volta posta al di sopra di pali di fondazione, lunghi 15 cm e con diametro pari a 800 mm. Il grande carico verticale trasferito dalla sovrastruttura con pianta irregolare produce elevate tensioni di compressione, che variano nel range di 80 - 130 kg/cm^2 . L'unico aspetto negativo di questa strategia di progettazione è che nella progettazione si tiene conto di un elevato valore di tensione di compressione, che però potrebbe minare la stabilità del dispositivo.

1.9.4 STRATEGIA 4 – SOLUZIONE CON SOLI DISPOSITIVI A SCORRIMENTO

Una soluzione alternativa ai dispositivi di isolamento elastomerici sono i dispositivi FPS (friction pendulum system). La loro forma compatta e il loro considerevole minor peso in confronto con i dispositivi elastomerici, pur avendo simile capacità di spostamento, li rendono estremamente convenienti, in particolar modo per soluzioni di ammodernamento e adeguamento sismico su edifici esistenti. In questo caso, è possibile accomodare diversi valori di spostamenti massimi di progetto semplicemente modificando il diametro e la curvatura della superficie resistente.

Alcune applicazioni degne di nota sono applicazioni di sistemi FPS in grande scala, come utilizzati per l'aeroporto di San Francisco o per il ponte Benicia-Martinez, con isolatori FPS di diametro pari a 4,0 metri ed un peso di ben 18 tonnellate che possono fornire uno spostamento anche maggiore di 1,40 metri.



Figura 1.60 Isolatore FPS del ponte Benicia-Martinez in California, con diametro pari a 4 metri

Il raggio di curvatura invece controlla il periodo di vibrazione. Sono stati compiuti studi teorici e ricerche sperimentali incentrati sui sistemi FPS, individuandoli come una tecnologia più versatile ed economica. In questo caso, il periodo naturale della struttura isolata diventa indipendente dalla massa della sovrastruttura e dipende solamente dal raggio di curvatura della superficie scorrevole. In particolare, le due grandezze sono legate dalla seguente formula:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (1.99)$$

La soluzione con dispositivi FPS sembra dunque essere la soluzione più efficiente tra quelle a controllo passivo. Tuttavia, essi non sono ancora molto diffusi nel campo dell'isolamento sismico. Il più grande prototipo per questo tipo di sistema di isolamento, utilizzato per la costruzione di 185 edifici prefabbricati, consiste in due parti: una parte inferiore composta da due lastre connesse da pilastri che montano i dispositivi di isolamento alla base ed una parte superiore, che consiste in un edificio residenziale di tre piani.

ISOLAMENTO SISMICO

La parte residenziale si erige al di sopra di una piattaforma in calcestruzzo rinforzato di dimensioni 21 x 57 metri di 50 cm di spessore e supportata da 40 colonne in acciaio o calcestruzzo, disposte secondo una griglia regolare secondo una maglia 6 x 6 m. Per connettere la parte superiore con le 40 colonne inferiori, nella fase di progetto la soluzione ibrida (12 HDRB e 28 PTFE) è stata sostituita con una soluzione composta unicamente da dispositivi a scorrimento, assicurando un periodo T_{iso} pari a 4,46 sec. Per questo sistema di recente invenzione, la cui efficacia non è stata completamente testata come per i dispositivi elastomerici, i risultati sperimentali si concentrano sul comportamento attritivo all'interfaccia tra la superficie in acciaio ed il materiale scorrevole, indicando che il degrado dell'azione attritiva indotto dal calore generato dallo scorrimento può essere cruciale per un corretto assestamento delle forze, degli spostamenti e dell'energia dissipata.

2 APPLICAZIONE PRATICA

2.1 DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

Dopo aver descritto nel dettaglio le procedure di progettazione e modellazione di strutture con isolamento alla base, si procede con una applicazione pratica.

Come caso studio, è stato scelto un edificio con dimensioni ipotizzate adibito ad uso residenziale situato a Bologna. L'edificio consta di sei livelli, ognuno con un'altezza pari a 3,5 m. È possibile visualizzare le altre dimensioni nelle figure 2.1 e 2.2.

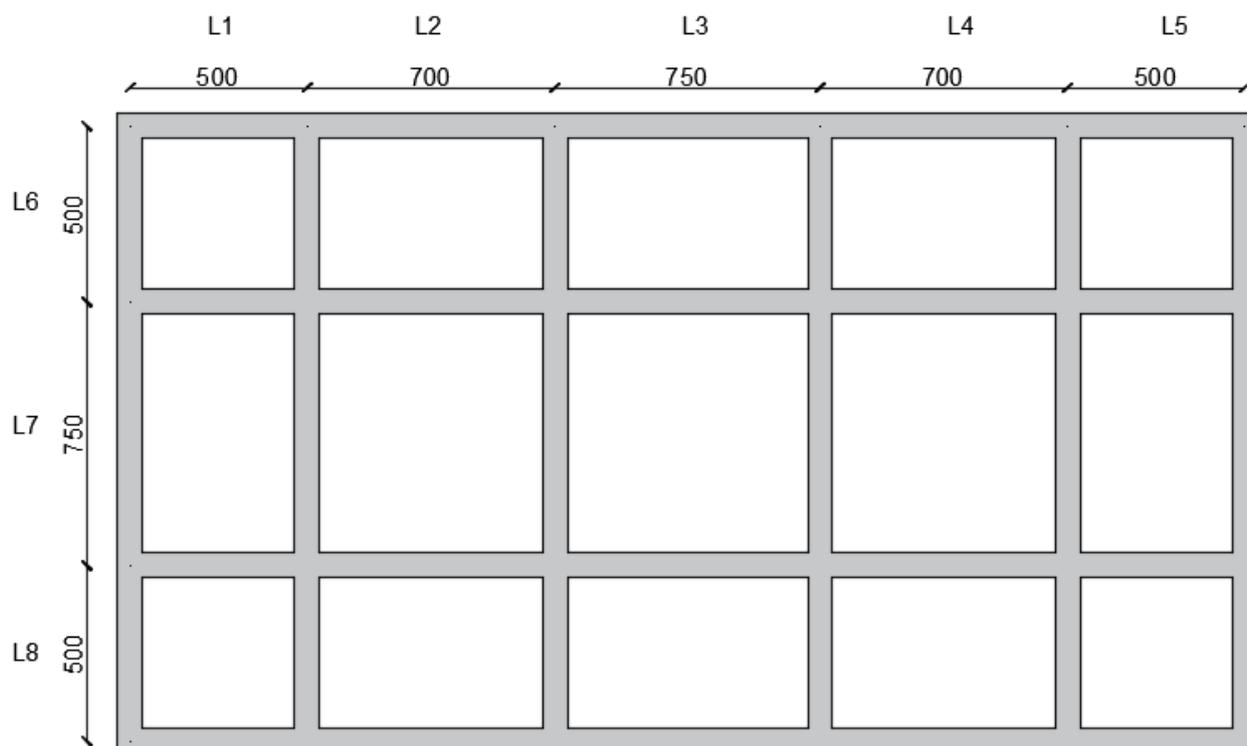


Figura 2.1 Dimensioni in pianta

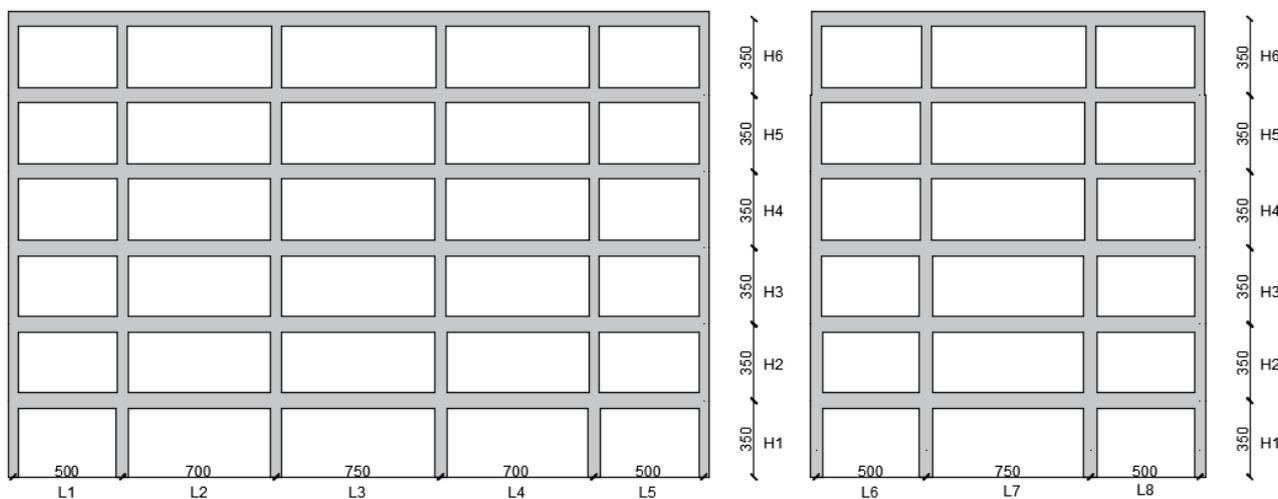


Figura 2.2 Vista longitudinale e trasversale

Dal punto di vista strutturale, l'edificio presenta una pianta regolare e simmetrica, sia in pianta che in altezza. L'altezza totale è pari a 21 m, la lunghezza longitudinale totale è pari a 31,5 m e quella trasversale è pari a 17,5 m. Si procede ora con la definizione dei materiali e l'analisi dei carichi, in modo da procedere con il predimensionamento degli elementi strutturali.

2.2 PROPRIETÀ DEI MATERIALI UTILIZZATI E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.2.1 CALCESTRUZZO C30/37

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo di un provino cilindrico
$R_{ck} = 37 \text{ MPa}$	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo di un provino cubico
$\gamma_c = 1.5$	Coefficiente metodo agli SLU
$f_{cd} = (\alpha_{cc} * f_{ck}) / \gamma_c = (0.85 * 30) / 1.5 = 17 \text{ MPa}$	Resistenza di progetto (design) del calcestruzzo
$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 30 + 8 = 38 \text{ MPa}$	Resistenza media a compressione del calcestruzzo
$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3} = 0.3 * 30^{2/3} = 2,896468154 \text{ MPa}$	Resistenza media a trazione del calcestruzzo
$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 0.7 * 2.89 = 2,027527708 \text{ MPa}$	Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 22000(38/10)^{0.3} = 32836,56803 \text{ MPa}$	Modulo elastico
$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 2.25 \eta f_{ctk} / 1.5 = 2.25 * 1 * 2.02 / 1.5 = 3,041291562 \text{ MPa}$	Tensione di progetto (design) tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,351685138 \text{ MPa}$	Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
$\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$	Deformazione ultima del calcestruzzo

Tabella 2.1 Proprietà calcestruzzo C30/37

2.2.2 ACCIAIO B450C

$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$	Resistenza caratteristica dell'acciaio
$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$	Resistenza di snervamento caratteristica
$\gamma_s = 1.15$	Coefficiente metodo agli SLU
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 391,3043478 \text{ MPa}$	Resistenza di progetto dell'acciaio
$E_s = 200000 \text{ MPa}$	Modulo elastico dell'acciaio
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s = 391 / 200000 = 1,956521739 \text{ ‰}$	Deformazione limite di snervamento dell'acciaio

Tabella 2.2 Proprietà acciaio B450C

2.2.3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la progettazione dell'edificio, si utilizza principalmente come riferimento le Normative Tecniche per le costruzioni 2018 e relative circolari e solo per alcuni accorgimenti si fa riferimento all'Eurocodice.

2.3 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi agenti sulla struttura può essere svolta distinguendo le azioni, come consuetudine, in tre tipologie: permanenti strutturali, permanenti non strutturali e variabili.

Si distinguono due diverse tipologie di solai: i solai interpiano ed il solaio di copertura.

Entrambi i solai presentano la stessa dimensione e struttura resistente, in quanto predimensionati secondo la classica regola:

$$H_{min,solaio} \geq \frac{L_{max}}{25} = \frac{750}{25} = 30 \text{ cm} \quad (2.1)$$

Pertanto, entrambi i solai possiedono una soletta di spessore 5 cm, pignatte di altezza pari a 25 cm e travetti con larghezza pari a 12 cm.

2.3.1 SOLAIO INTERPIANO

Secondo quanto appena riportato, il solaio interpiano possiede un valore di G1 pari a 3,75 kN/m². Per quanto riguarda i carichi permanenti non strutturali, sono stati considerati i seguenti elementi:

G _{2sol,int}	Densità [kN/m ³]	Spessore [m]	Peso [kN/m ²]
Intonaco	20	0,01	0,2
Sottofondo	3,924	0,08	0,31392
Malta	21	0,05	1,05
Isolante termico	0,343	0,04	0,01372
Isolante acustico	-	0,04	0,41
Pavimento (Gres)	-	0,01	0,3
Tramezzi	-	-	1,6
Imp. Radiante + Massetto	15	0,12	1,8

Tabella 2.3 Carichi G2 solaio interpiano

Si ottiene un valore di G2 pari a 5,69 kN/m².

Infine, si considerano i carichi accidentali presenti sopra al solaio. Facendo riferimento alla tabella 3.1.II nel capitolo §3.1.4 delle NTC2018, si considera il sovraccarico in categoria A, ossia per ambienti ad uso residenziale, pertanto $Q_k = 2 \text{ kN/m}^2$.

2.3.2 SOLAIO DI COPERTURA

Come riportato precedentemente, il solaio di copertura presenta la stessa struttura del solaio di interpiano, tuttavia presenta anche una inclinazione di 11°, pertanto occorre moltiplicare il valore ottenuto precedentemente per il coseno dell'angolo di inclinazione, ottenendo dunque un valore di G1 pari a 3,68 kN/m².

APPLICAZIONE PRATICA

Per quanto riguarda i permanenti non strutturali del solaio di copertura, sono stati considerati i seguenti elementi:

$G_{2sol,cop}$	Densità [kN/m ³]	Spessore [m]	Peso [kN/m ²]
Intonaco	20	0,01	0,2
Sottofondo	3,924	0,08	0,31392
Malta	21	0,05	1,05
Isolante termico	0,343	0,04	0,01372
Isolante acustico	-	0,04	0,41
Coppi	-	-	0,3
Barriera vapore	5	0,02	0,1
Massetto pendenza	13	0,06	0,78
Membrana Imperm.	20	0,002	0,04

Tabella 2.4 Carichi G2 solaio copertura

Moltiplicando il valore totale dei carichi considerati per il coseno dell'angolo di inclinazione della copertura, si ottiene un valore di G2 pari a 3,15 kN/m².

Infine, si considerano i carichi accidentali, che nel caso del solaio di copertura sono due: neve e carico accidentale per coperture di categoria H, ossia accessibili solo per manutenzione e riparazione.

Per prima cosa si calcola il carico da neve.

2.3.2.1 CARICO DA NEVE

Seguendo il capitolo §3.4.1 delle NTC2018, il carico da neve si calcola con la seguente formula:

$$qk_{neve} = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t \quad (2.2)$$

Dove:

- q_{sk} = valore di riferimenti del carico della neve al suolo;
- μ_i = coefficiente di forma della copertura;
- C_E = Coefficiente di esposizione;
- C_t = Coefficiente termico.

q_{sk} si calcola come riportato nel capitolo §3.4.2. Nel caso in esame, ci si trova in zona mediterranea con altitudine minore di 200 m, per cui $q_{sk} = 1,5$ kN/m².

Il coefficiente di forma si calcola come riportato nella tabella 3.4.II del capitolo §3.4.3. Nel caso in esame, l'angolo di inclinazione è compreso tra 0° e 30°, per cui $\mu_i = 0,8$.

Il coefficiente di esposizione è riportato nella tabella 3.4.I del capitolo §3.4.4. Nel caso in esame, essendo le condizioni topografiche classificabili come normali, $C_E = 1$.

Il coefficiente termico è riportato nel capitolo §3.4.5. In assenza di specifici studi e documentazioni a riguardo, viene posto cautelativamente pari ad 1, per cui $C_t = 1$.

Il carico da neve quindi, per il caso in esame, risulta pari a:

$$qk_{neve} = 1,5 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 = 1,2 \text{ kN/m}^2 \quad (2.3)$$

2.3.2.2 CARICO ACCIDENTALE PER COPERTURE

Secondo la tabella 3.1.II del capitolo §3.1.4, il carico per coperture di categoria H vale $qk_{cop} = 0,5 \text{ kN/m}^2$.

2.3.2.3 CARICO ACCIDENTALE TOTALE

Entrambi i valori vanno poi moltiplicati due volte per il coseno dell'angolo di inclinazione della falda, in modo da ottenere il valore riferito ad un carico ortogonale al piano del solaio, perciò

$$Q = (qk_{neve} \cdot (\cos 11^\circ)^2) + (qk_{cop} \cdot (\cos 11^\circ)^2) = 1,64 \text{ kN/m}^2 \quad (2.4)$$

2.3.3 RIEPILOGO CARICHI SU SOLAI

In conclusione, per i solai di interpiano e per il solaio di copertura si hanno i seguenti carichi:

	G1 [kN/m ²]	G2 [kN/m ²]	Q [kN/m ²]
Solai interpiano	3,75	5,69	2
Solaio copertura	3,68	3,15	1,64

Tabella 2.5 Carichi solai

2.4 TRAVI E PILASTRI

Secondo le classiche regole di predimensionamento, si ipotizzano anche le dimensioni di travi e pilastri. Per quanto riguarda le travi, sono state ipotizzate con sezione a T con le seguenti dimensioni:

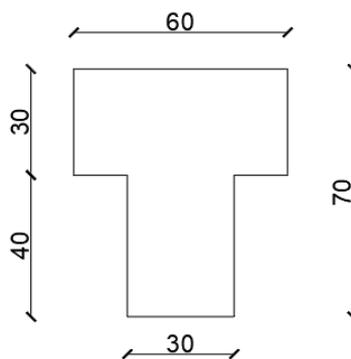


Figura 2.3 Dimensioni trave

APPLICAZIONE PRATICA

Per quanto riguarda i pilastri, sono state effettuate diverse rastremazioni ai vari piani, in modo da ottimizzare al massimo le sezioni per ogni piano:



Figura 2.4 Dimensioni pilastri telaio esterno



Figura 2.5 Dimensioni pilastri telaio interno

In questo modo si ottimizzano le sezioni in base ai criteri di predimensionamento utilizzati. La figura 2.4 si riferisce al telaio longitudinale posto esternamente, mentre la figura 2.5 al telaio longitudinale posto internamente. Come si può notare, le dimensioni dei pilastri del telaio più esterno sono minori, in quanto ovviamente l'area di influenza è minore. Si procede ora con la definizione dell'azione sismica.

2.5 CARATTERIZZAZIONE AZIONE SISMICA

Per valutare l'azione sismica sulla struttura, ci si riferisce al capitolo §3.2 delle NTC2018. Per prima cosa, si procede con la caratterizzazione del sottosuolo. Nel comune di Bologna, il sottosuolo presenta le seguenti caratteristiche:

- Sottosuolo di tipologia C;
- Categoria topografica T1, tipica di territori pianeggianti.

Secondo la normativa, vi sono quattro diverse condizioni di stati limite per l'azione sismica:

- Stato limite di operatività (**SLO**): la struttura non subisce particolari danni e non viene compromessa la sua stabilità e il suo utilizzo;
- Stato limite di danno (**SLD**): la struttura risulta essere danneggiata, ma i danni riscontrati non sono tali da mettere a rischio gli utenti e da comprometterne l'integrità strutturale;
- Stato limite di salvaguardia della vita (**SLV**): la struttura presenta significativi danni degli elementi strutturali, nonché perdita di rigidità, ma conserva comunque una parte della rigidità e resistenza alle azioni verticali, nonché un margine di sicurezza per il collasso rispetto ad azioni sismiche orizzontali;
- Stato limite di prevenzione del collasso (**SLC**): la struttura presenta danni molto gravi degli elementi strutturali. Conserva comunque una parte della rigidità e resistenza alle azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza per il collasso rispetto ad azioni sismiche orizzontali.

I primi due tipi di stato limite rientrano negli Stati limite di esercizio (**SLE**), mentre gli ultimi due rientrano negli Stati limite ultimi (**SLU**).

Per prima cosa, si fissa il periodo di riferimento o vita di riferimento della struttura V_R : per calcolarlo, bisogna moltiplicare la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U , che dipende dalla classe d'uso della struttura. Per gli edifici ordinari, si considera $V_N = 50$ anni e $C_U = 1$, pertanto:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni} \quad (2.5)$$

La probabilità di superamento nella vita di riferimento V_R , per ciascuno stato limite, è riportata nella tabella 3.2.I delle NTC2018:

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

APPLICAZIONE PRATICA

Ora è possibile calcolare il valore del tempo di ritorno, ossia l'intervallo di tempo in cui si susseguono due eventi sismici di medesima intensità. È possibile calcolare il tempo di ritorno per ciascun stato limite, utilizzando la formula:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (2.6)$$

La vita di riferimento è uguale per tutti gli stati limite, mentre ciò che varia è la probabilità di superamento. Si esegue il calcolo per tutte e quattro le tipologie di stato limite:

Stato Limite	V_R [anni]	P_{VR} [%]	T_R [anni]
SLO	50	81	30
SLD	50	63	50
SLV	50	10	475
SLC	50	5	975

Tabella 2.6 Tempo di ritorno

Per realizzare lo spettro di risposta elastico, occorre prima calcolare alcuni parametri tipici che dipendono dal sito in cui sorge l'edificio. Si inseriscono le coordinate di latitudine e longitudine del comune di Bologna all'interno di un file Excel automatizzato ("Spectrum") che fornisce i seguenti parametri:

PARAMETRO	VALORE SLO	VALORE SLD	VALORE SLV	VALORE SLC
PGA o a_g [g]	0,058	0,072	0,161	0,202
F_o	2,494	2,483	2,534	2,555
T_C^* [s]	0,257	0,269	0,297	0,307
S_S	1,5	1,5	1,455	1,390
S_T	1	1	1	1
ξ [%]	5	5	5	5

Tabella 2.7 Parametri azione sismica (1)

dove:

- PGA o a_g : peak ground acceleration, ossia l'accelerazione dovuta all'azione sismica impressa al terreno, quindi alla base dell'edificio;
- F_o : fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;
- T_c^* : valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S_S : coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- S_T : coefficiente di amplificazione topografica;
- ξ : coefficiente di smorzamento viscoso, convenzionalmente posto pari al 5% se non sono stati impiegati particolari accorgimenti.

Utilizzando i parametri appena riportati, è possibile calcolare altri parametri utili per ottenere lo spettro di risposta elastico della struttura:

PARAMETRO	ESPRESSIONE	VALORE SLO	VALORE SLD	VALORE SLV	VALORE SLC
C_C	$C_C = 1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$	1,644	1,619	1,567	1,551
S	$S = S_S \cdot S_T$	1,5	1,5	1,455	1,390
η	$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}}$	1	1	1	1
T_B [s]	$T_B = \frac{T_C}{3}$	0,141	0,145	0,155	0,159
T_C [s]	$T_C = C_C \cdot T_C^*$	0,422	0,436	0,465	0,476
T_D [s]	$T_D = 4 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$	1,832	1,889	2,245	2,409

Tabella 2.8 Parametri azione sismica (2)

dove:

- C_C : coefficiente in funzione della tipologia del sottosuolo (tab 3.2.IV);
- S: coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- η : fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%;
- T_B : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;
- T_C : periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;
- T_D : periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

Infine, per definire lo spettro di risposta elastico in base al valore di periodo, si utilizzano le seguenti formule:

$0 \leq T < T_B$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
$T_B \leq T < T_C$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$
$T_C \leq T < T_D$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$
$T_D \leq T$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

Tabella 2.9 Valori spettro di risposta elastico nei vari intervalli di periodo

APPLICAZIONE PRATICA

Assegnando vari valori di periodo e calcolando lo spettro di risposta in termini di accelerazione in base al periodo assegnato, è possibile ricavare lo spettro di risposta elastico della struttura per tutti gli stati limite:

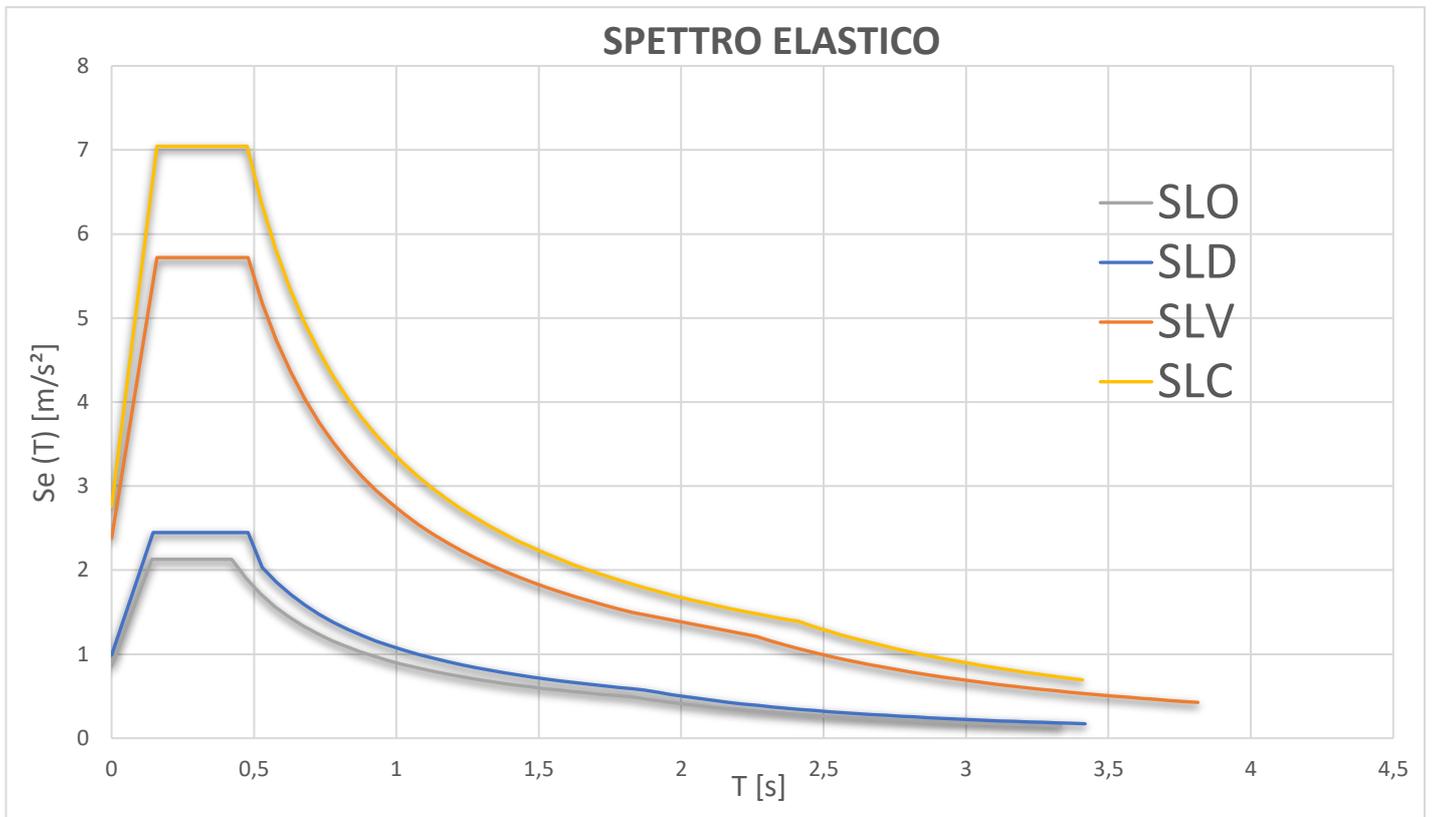


Figura 2.6 Spettri di risposta elastici

2.6 EDIFICIO SENZA ISOLAMENTO

Lo scopo di questa trattazione è quello di confrontare il comportamento dell'edificio senza isolamento sismico e con isolamento sismico, in modo da comprendere a pieno i benefici che può portare un sistema di isolamento alla base nei confronti dell'azione del sisma.

Si procede dunque con l'analisi dell'edificio senza isolamento sismico.

2.6.1 ANALISI MODALE

Per studiare il comportamento dell'edificio, è stato realizzato un modello tramite il software SAP2000. Inizialmente è stato realizzato con l'ipotesi di telaio shear type, in modo da calibrare correttamente il modello e poterlo confrontare facilmente con i calcoli eseguiti manualmente. Una volta accertata la bontà del modello, si toglie l'ipotesi di telaio shear type, modellando la struttura con i suoi effettivi parametri di rigidezza. Viene di seguito riportato il telaio interno dell'edificio:

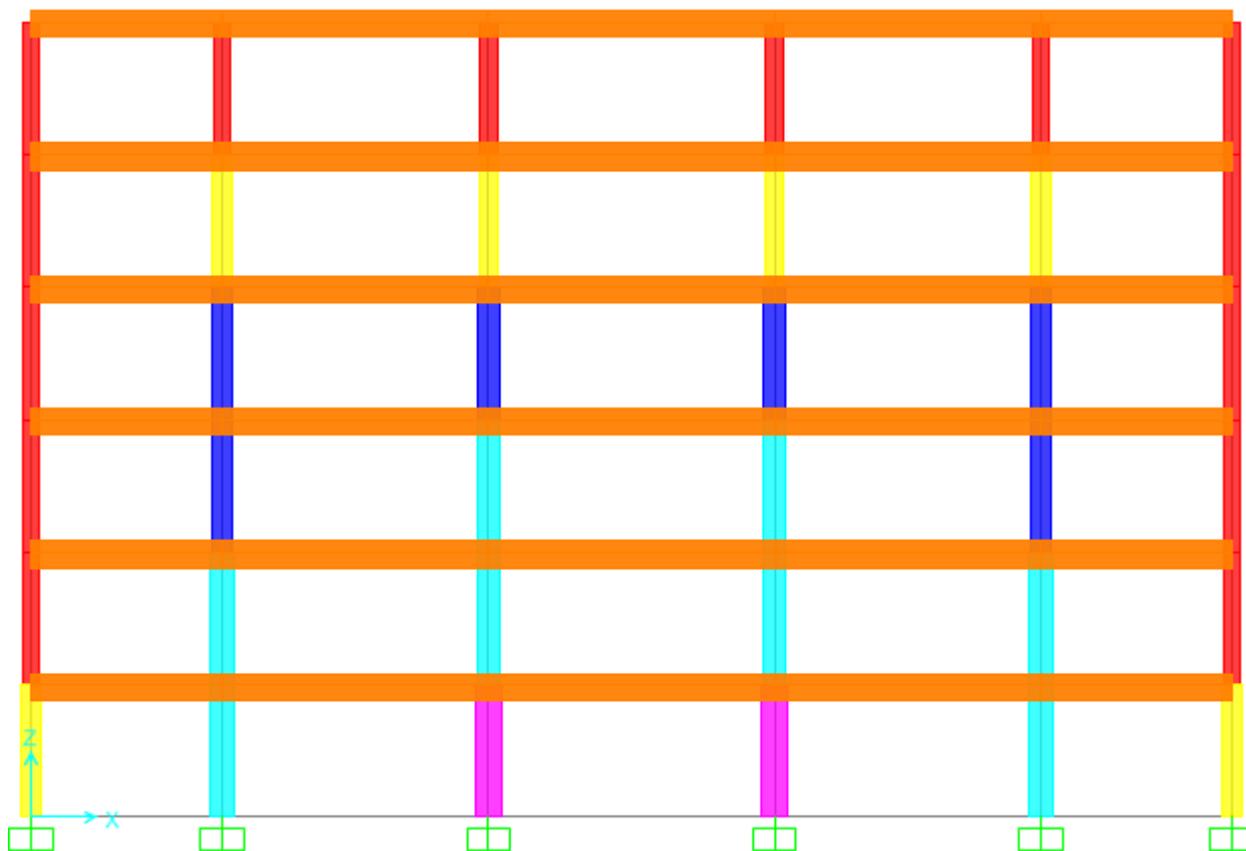


Figura 2.7 Telaio interno modello SAP 2000

Possiamo notare in arancione le travi, in rosso i pilastri di dimensione 45x45 cm, in giallo i pilastri di dimensione 50x50 cm, in blu i pilastri di dimensione 55x55 cm, in ciano i pilastri di dimensione 60x60 cm ed infine in magenta i pilastri di dimensione 65x65 cm. L'edificio presenta alla base degli incastri, ipotizzando il sistema di fondazioni molto più rigido rispetto agli elementi in elevazione.

APPLICAZIONE PRATICA

Per ottenere una corretta valutazione delle masse dell'edificio, sono stati inseriti i carichi effettivi presenti sugli elementi strutturali ricavati precedentemente nell'analisi dei carichi, in modo che il software possa ricavare la massa direttamente dal valore dei carichi. Di seguito vengono riportati i primi quattro modi di vibrare per il telaio in direzione longitudinale (lungo l'asse X):

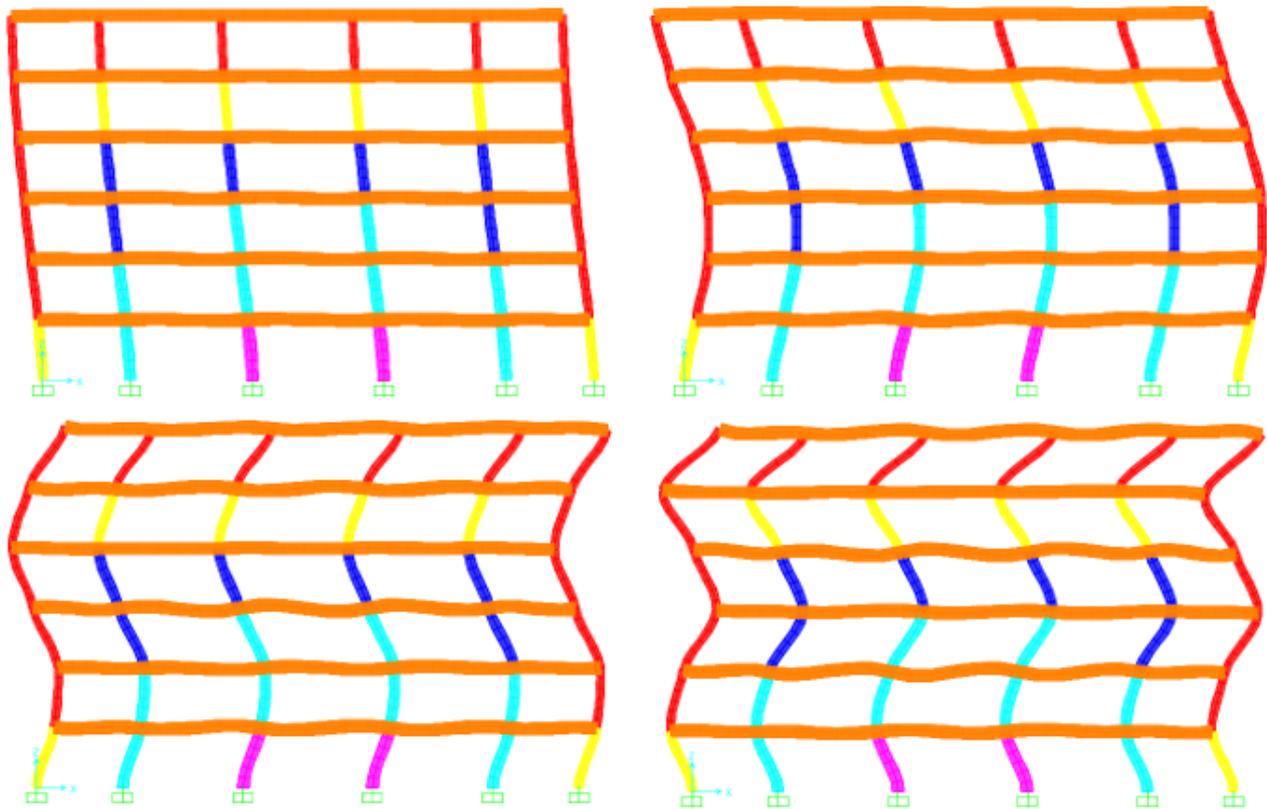


Figura 2.8 Deformate modali primi quattro modi telaio interno longitudinale

Come si può notare, le deformate modali dei primi quattro modi sono corrette, in quanto la prima forma modale non presenta alcun cambiamento di segno, la seconda forma modale presenta un cambiamento di segno, la terza forma modale presenta due cambiamenti di segno e la quarta forma modale presenta tre cambiamenti di segno.

Le forme modali possiedono, rispettivamente, i seguenti valori di periodo e frequenza:

- 1° Modo: $T = 1,19$ secondi, $f = 0,8397$ Hz;
- 2° Modo: $T = 0,4096$ secondi, $f = 2,4416$ Hz;
- 3° Modo: $T = 0,2448$ secondi; $f = 4,0843$ Hz;
- 4° Modo: $T = 0,1788$ secondi; $f = 5,5914$ Hz.

APPLICAZIONE PRATICA

Analogamente a quanto fatto per il telaio longitudinale, si può fare la stessa valutazione per il telaio in direzione trasversale (lungo l'asse Y):

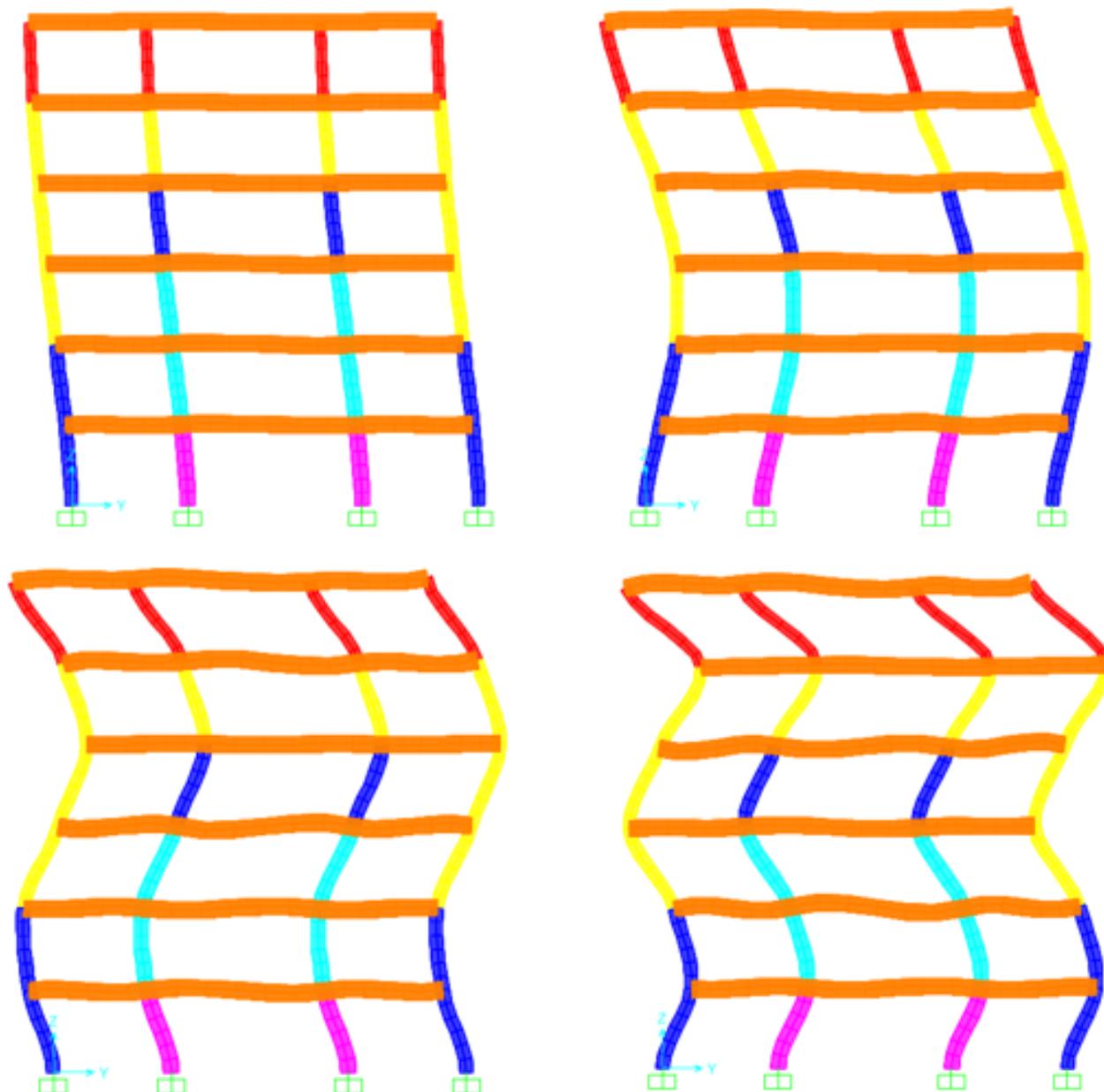


Figura 2.9 Deformate modali primi quattro modi telaio interno trasversale

Anche in questo caso, le deformate modali dei primi quattro modi sono corrette, in quanto la prima forma modale non presenta alcun cambiamento di segno, la seconda forma modale presenta un cambiamento di segno, la terza forma modale presenta due cambiamenti di segno e la quarta forma modale presenta tre cambiamenti di segno.

Le forme modali possiedono, rispettivamente, i seguenti valori di periodo e frequenza:

- 1° Modo: $T = 1,2169$ secondi, $f = 0,8218$ Hz;
- 2° Modo: $T = 0,4162$ secondi, $f = 2,4028$ Hz;
- 3° Modo: $T = 0,2468$ secondi; $f = 4,0517$ Hz;
- 4° Modo: $T = 0,1797$ secondi; $f = 5,5644$ Hz.

2.6.2 ANALISI SISMICA

Si procede successivamente con l'analisi sismica dell'edificio. Tuttavia, prima di procedere, occorre valutare il fattore di struttura dell'edificio. Infatti, in caso di edificio non isolato alla base, è necessario ridurre lo spettro elastico agli SLV tramite il fattore di struttura.

Per le verifiche agli stati limite ultimi, non si può utilizzare lo spettro di risposta elastico, in quanto esso implicitamente ammette che la struttura non abbia subito danno, mentre agli SLV verosimilmente la struttura risulterà essere danneggiata.

Per questo motivo, posso considerare le forze dissipative dovute al danneggiamento della struttura, che dissipa energia sismica deformandosi.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovra resistenza e dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata con le ordinate ridotte sostituendo nelle relative espressioni a η il valore $1/q$, noto come fattore di struttura, che si calcola nel seguente modo:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (2.7)$$

dove:

- Per strutture a telaio con classe di duttilità alta (CD''A'') $q_0 = 4,5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$;
- Per strutture regolari in pianta con più piani e più campate $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,3$;
- Per strutture regolari in altezza $K_R = 1$.

Nel caso in esame, si ottiene dunque:

$$q = 4,5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cdot K_R = 4,5 \cdot 1,3 \cdot 1 = 5,85 \quad (2.8)$$

$$\eta = \frac{1}{q} = \frac{1}{5,85} = 0,1709 \quad (2.9)$$

Le formule da utilizzare sono le stesse di prima, solo che cambia il parametro η . Si ottiene uno spettro di risposta elasto-plastico agli SLV di questo tipo:

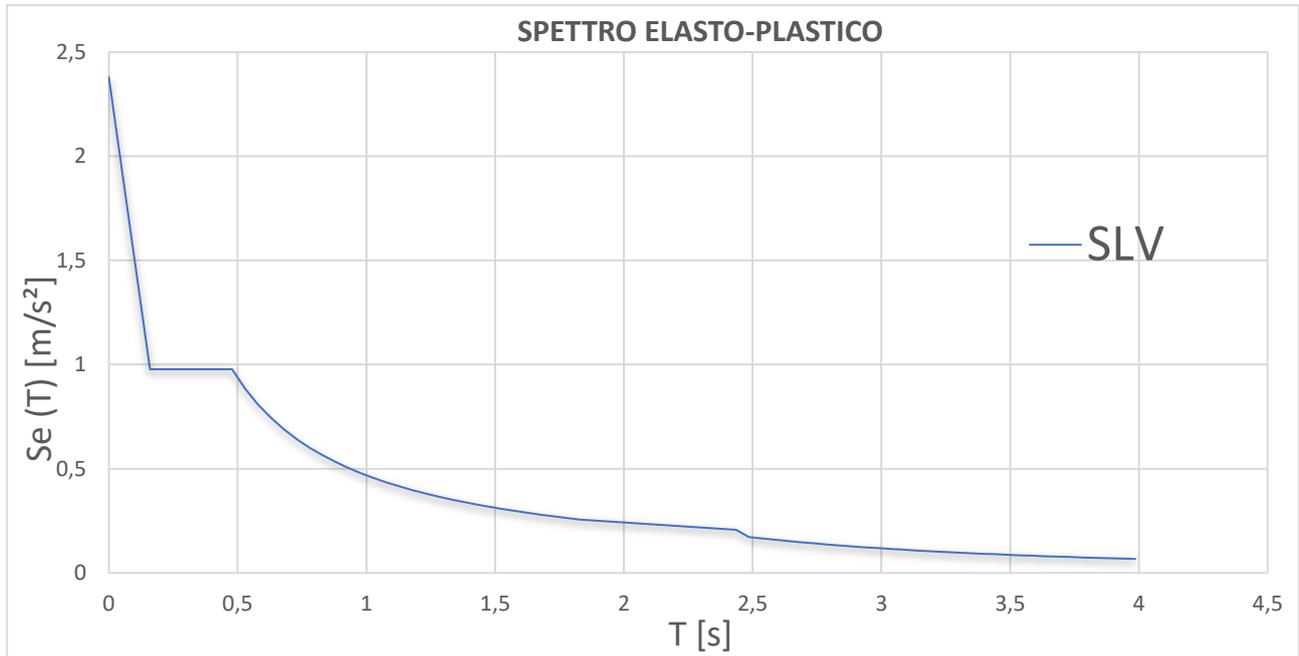


Figura 2.10 Spettro di progetto elasto-plastico SLV

2.6.3 COMBINAZIONI DI CARICO

A questo punto è necessario implementare tutti i carichi ricavati precedentemente per effettuare l'analisi statica della struttura.

Per massimizzare le sollecitazioni per momento positivo e negativo, è stato creato un caso di carico per ognuno dei carichi riportati precedentemente e per ogni campata: in questo modo è possibile creare varie combinazioni di carico ed è possibile attribuire ad ogni carico il proprio coefficiente amplificativo, in modo da creare una combinazione di carico agli SLU senza azione sismica oppure agli SLV in cui però viene considerata l'azione sismica.

In particolare, per una combinazione agli SLU, i coefficienti utilizzati sono quelli riportati nella tabella 2.6.I della colonna A1:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

APPLICAZIONE PRATICA

Per quanto riguarda invece la combinazione agli SLV, sono stati utilizzati i seguenti coefficienti:

- Nel caso di carichi permanenti, sia strutturali che non (quindi sia G1 che G2), si utilizza un coefficiente $\gamma_F = 1$, sia nel caso di carichi favorevoli che nel caso di carichi sfavorevoli alla sollecitazione cercata;
- Nel caso di carichi variabili per il solaio di copertura, si utilizza un coefficiente $\gamma_F = 0$, sia nel caso di carichi favorevoli che nel caso di carichi sfavorevoli alla sollecitazione cercata;
- Nel caso di carichi variabili per il solaio di interpiano, si utilizza un coefficiente $\gamma_F = 0,3$ nel caso in cui i carichi siano favorevoli alla sollecitazione cercata, mentre si utilizza un coefficiente $\gamma_F = 0$ nel caso in cui i carichi siano sfavorevoli alla sollecitazione cercata.

Per massimizzare le sollecitazioni, vengono dunque studiate cinque diverse combinazioni di carico:

- **Combinazione 1:** Massimi carichi, in cui vengono implementati tutti i carichi come favorevoli, pertanto come tutti i carichi vengono amplificati con i coefficienti amplificativi γ_F più elevati. È la combinazione di carico utilizzata per ricavare le massime sollecitazioni in mezz'ora della campata, pertanto il massimo valore di momento positivo;
- **Combinazione 2:** combinazione a scacchiera, in cui in modo alternato si considera una campata con carico favorevole ed una con carico sfavorevole;
- **Combinazione 3:** combinazione simmetrica rispetto alla combinazione 2;
- **Combinazione 4:** si considera una campata per ogni piano sfavorevole e le altre tre favorevoli, in modo alternato tra un piano all'altro;
- **Combinazione 5:** combinazione simmetrica rispetto alla combinazione 4.

Tutte queste combinazioni verranno considerate sia agli SLU (statica) che agli SLV (sismica) ed in particolare le combinazioni agli SLV saranno a loro volta combinate con le sollecitazioni sismiche ricavate precedentemente.

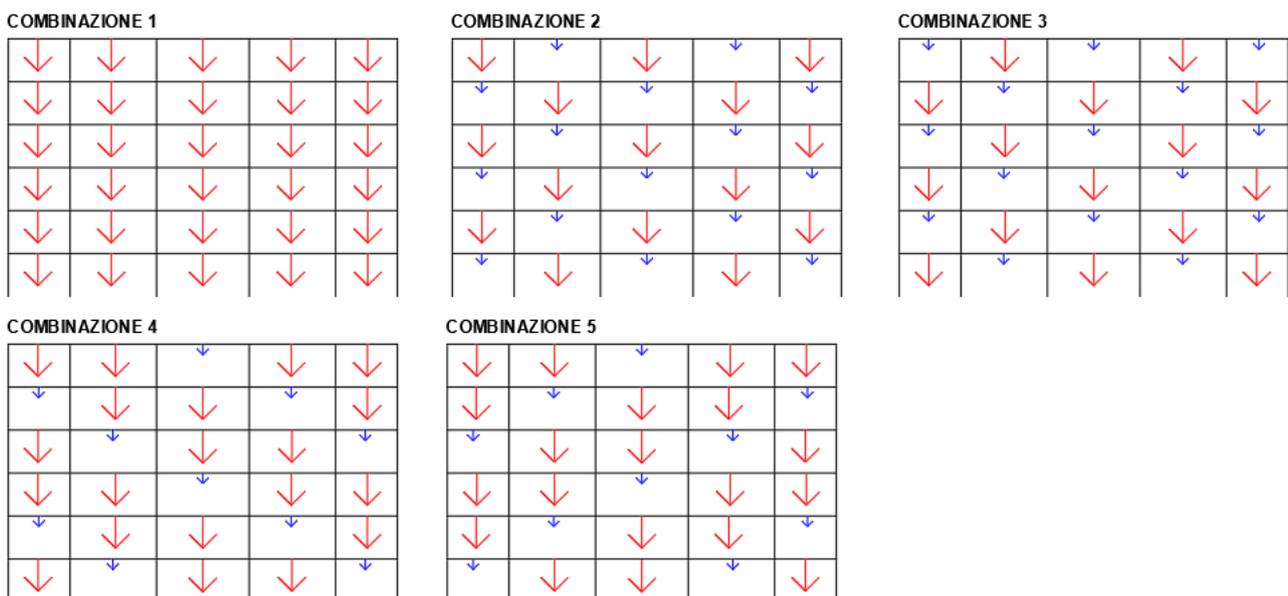


Figura 2.11 Combinazioni di carico

Dove i carichi in rosso rappresentano i carichi favorevoli, mentre quelli in blu rappresentano i carichi sfavorevoli.

APPLICAZIONE PRATICA

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E, le NTC2018 consentono, nel caso in cui la risposta venga valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, di valutare separatamente gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, etc.) per ciascuna delle tre componenti (le due orizzontali x e y e quella verticale z). Tali effetti vanno poi combinati applicando la seguente espressione:

$$E = 1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad (2.10)$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. Dato che l'azione sismica può agire, per ogni direzione di incidenza, con due versi opposti (+/- x; +/- y; +/- z), si comprende come il numero di combinazioni di carico da considerare sia molto oneroso. In particolare, per ciascuno stato limite vanno considerate, come minimo, le seguenti 24 combinazioni:

COMBINAZIONI	E_x	E_y	E_z
E ₁	1,00	0,30	0,30
E ₂	-1,00	0,30	0,30
E ₃	1,00	-0,30	0,30
E ₄	-1,00	-0,30	0,30
E ₅	1,00	0,30	-0,30
E ₆	-1,00	0,30	-0,30
E ₇	1,00	-0,30	-0,30
E ₈	-1,00	-0,3	-0,3
E ₉	0,30	1,00	0,30
E ₁₀	0,30	-1,00	0,30
E ₁₁	-0,30	1,00	0,30
E ₁₂	-0,30	-1,00	0,30
E ₁₃	0,30	1,00	-0,30
E ₁₄	0,30	-1,00	-0,30
E ₁₅	-0,30	1,00	-0,30
E ₁₆	-0,30	-1,00	-0,30
E ₁₇	0,30	0,30	1,00
E ₁₈	0,30	0,30	-1,00
E ₁₉	-0,30	0,30	1,00
E ₂₀	-0,30	0,30	-1,00
E ₂₁	0,30	-0,30	1,00
E ₂₂	0,30	-0,30	-1,00
E ₂₃	-0,30	-0,30	1,00
E ₂₄	-0,30	-0,30	-1,00

Tabella 2.10 Valori spettro di risposta elastico nei vari intervalli di periodo

APPLICAZIONE PRATICA

Tali combinazioni di carico devono poi essere quadruplicate in ossequio al punto 7.2.6 delle NTC2018, laddove si prescrive, per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico e di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, di attribuire al centro di massa una eccentricità accidentale in ogni direzione almeno pari al 5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

Nel caso di analisi lineare statica o dinamica condotta su edifici, ci si può avvalere di quanto riportato nel punto 7.3.3 delle NTC2018, secondo cui gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari al prodotto della forza sismica di piano per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo.

Considerate le quattro possibili posizioni del centro di massa dell'impalcato del piano tipo, si comprende come a ogni direzione e verso della componente orizzontale dominante dell'azione sismica restino associate quattro possibili combinazioni di carico:

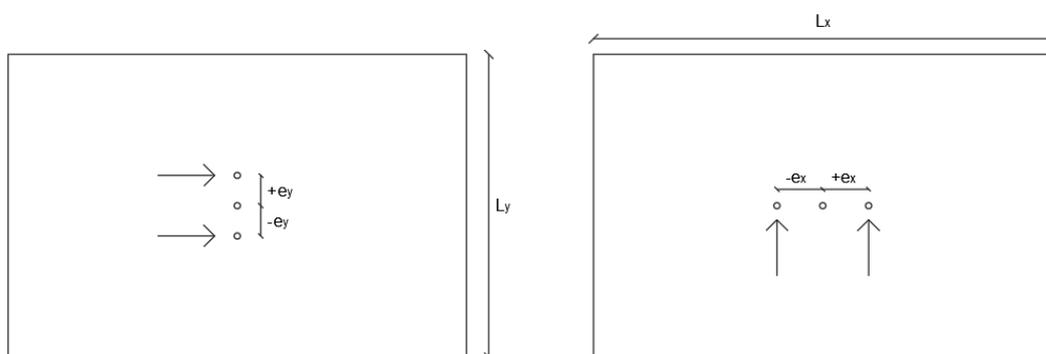


Figura 2.11 Possibili posizioni del centro di massa dell'impalcato del piano-tipo

In accordo con il punto 2.5.3 delle NTC2018, l'azione sismica E va combinata con le azioni permanenti e variabili secondo la seguente espressione:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.11)$$

dove, come di consueto:

- con i simboli G_1 e G_2 si indicano, rispettivamente, il peso proprio di tutti gli elementi strutturali e il peso proprio di quelli non strutturali;
- con il simbolo Q_{kj} si indicano i sovraccarichi variabili, dovuti ad esempio alla destinazione d'uso dei locali o all'azione della neve;
- con il simbolo ψ_{2j} si indicano i coefficienti di combinazione che definiscono i valori quasi permanenti delle corrispondenti azioni variabili.

I valori dei coefficienti ψ_{2j} per l'edificio in esame, estratti dalla tabella 2.5.I delle NTC2018, è di seguito riportata:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

2.6.4 SOLLECITAZIONI TRAVATE

Una volta inserite le azioni, alle combinazioni SLV è stata aggiunta anche la sollecitazione data dal sisma, considerato sia in direzione X che in direzione Y. Inoltre, come stabilito da normativa, quando si analizza la sollecitazione sismica in una direzione, si deve considerare agente anche il 30% dell'azione sismica agente nell'altra direzione. Pertanto, quando si considera l'azione sismica agente in direzione X (longitudinalmente), si considera anche il 30% dell'azione sismica agente in direzione Y (trasversalmente).

Per quanto riguarda le travi, le sollecitazioni più elevate provengono dagli SLU, quindi dalla statica, ciò dovuto al fatto che l'edificio presenta delle luci notevolmente elevate. L'involuppo del momento flettente è di seguito riportato:

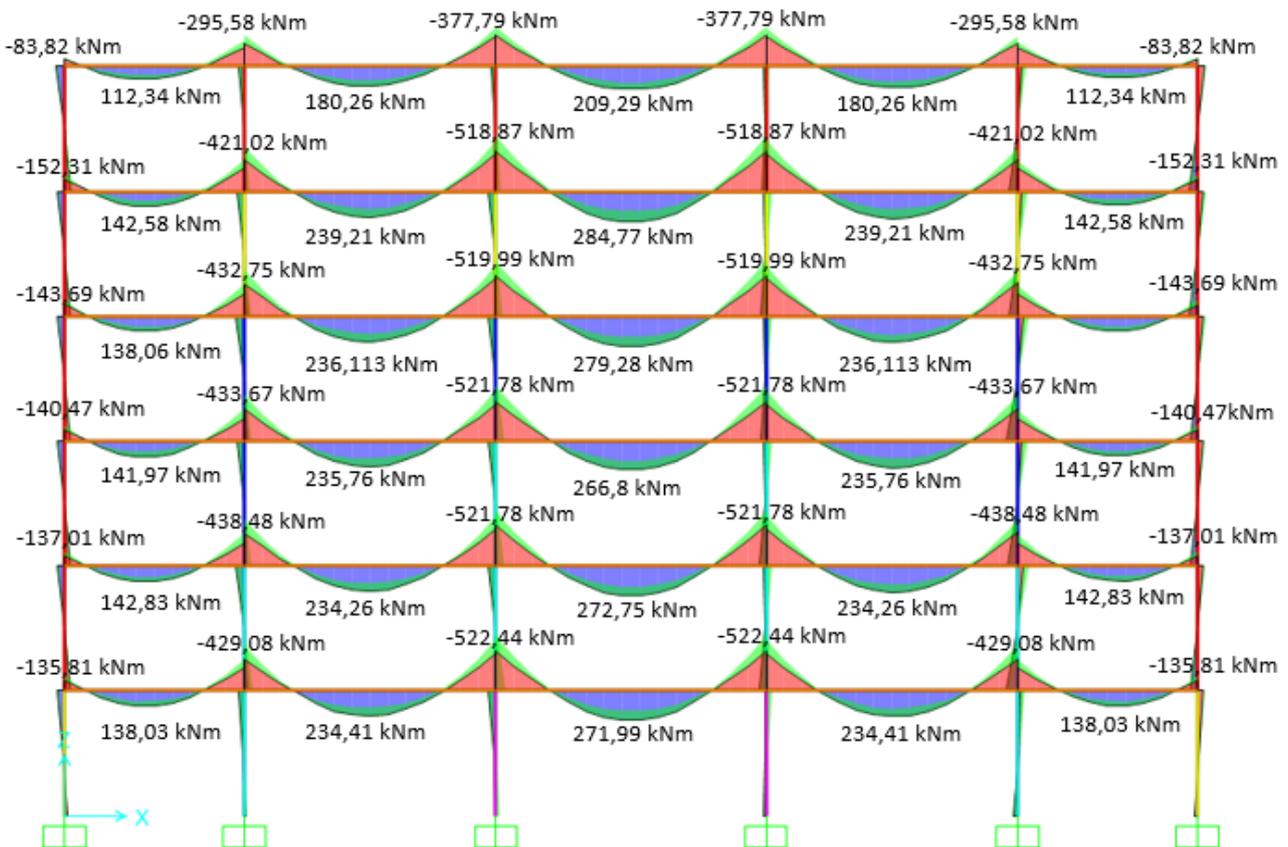


Figura 2.12 Involuppo momento flettente SLU telaio centrale

In figura sono stati riportati anche i valori maggiori per ogni campata e per ogni nodo in modo da avere una più chiara visualizzazione dei risultati.

Ricavate queste sollecitazioni, è possibile procedere con la progettazione dell'armatura longitudinale e trasversale da inserire nelle travate.

APPLICAZIONE PRATICA

In figura 2.12 sono state riportate le sollecitazioni per i telai centrali, vengono ora invece riportate le sollecitazioni per i telai più esterni:

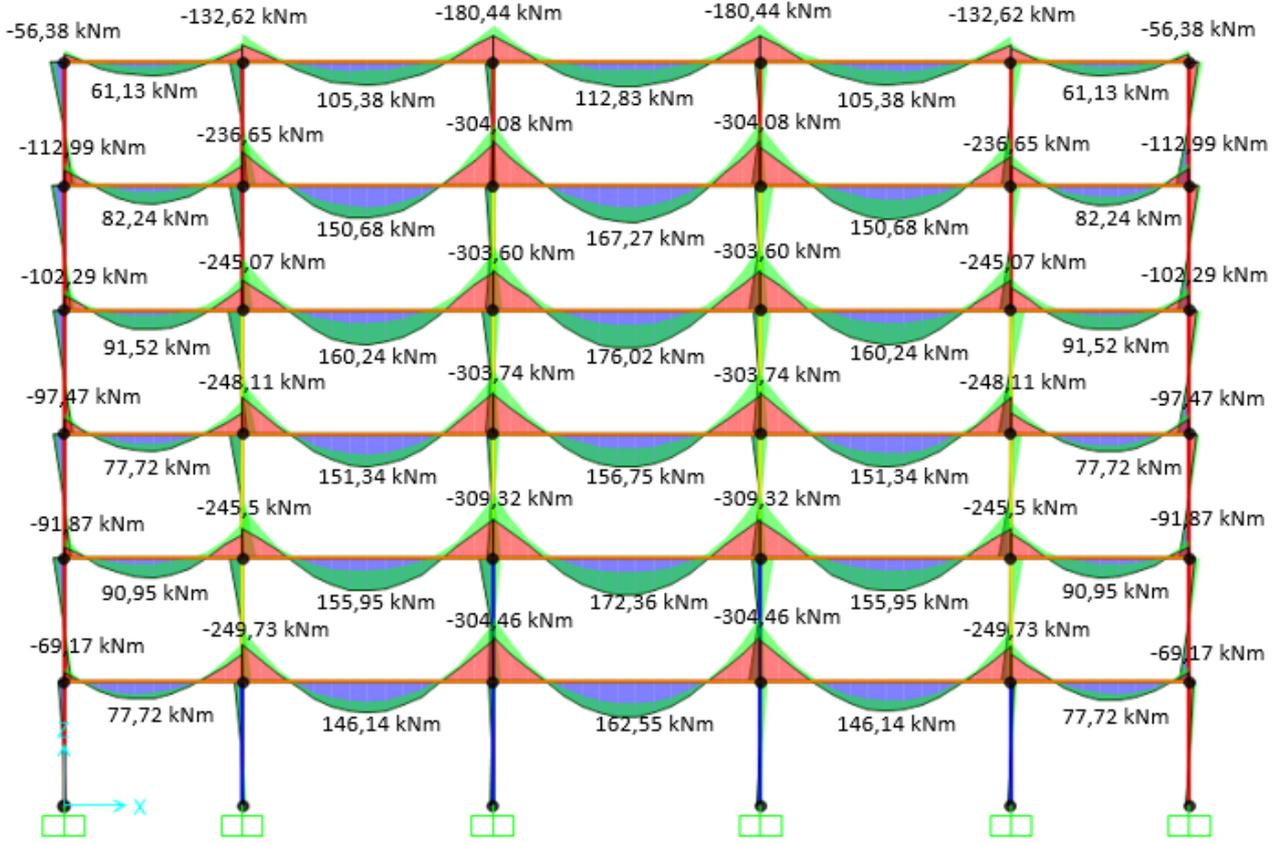


Figura 2.13 Inviluppo momento flettente SLU telaio esterno

Per quanto riguarda invece il telaio in direzione trasversale, la sollecitazione prevalente è quella data dall'azione sismica, in quanto i solai sono orditi in modo da scaricare sulle travi poste in direzione trasversale. Le sollecitazioni dovute dall'azione sismica pertanto sono le seguenti:

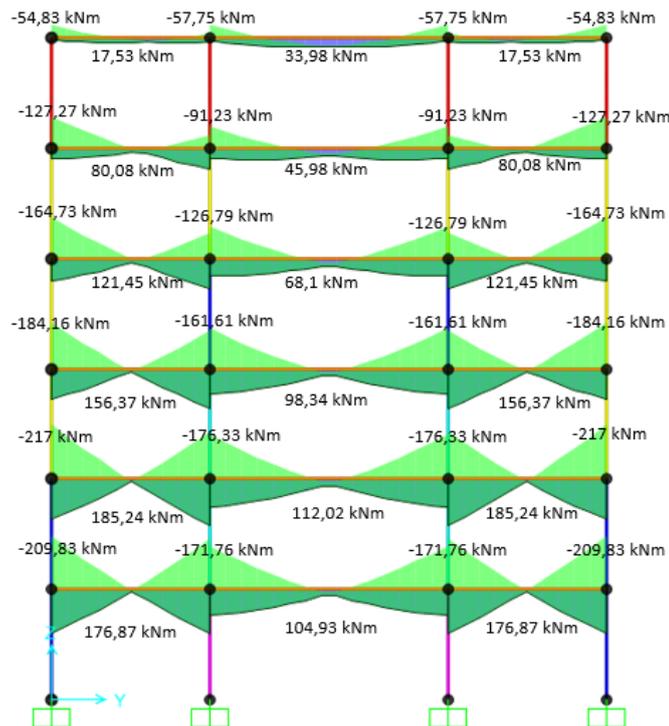


Figura 2.14 Inviluppo momenti flettenti SLV + azione sismica telaio trasversale

2.6.5 ARMATURA TRAVATE

Per quanto riguarda il progetto delle armature a flessione delle travi, si suppone che la sezione si trovi nel campo di rottura n°3, ovvero crisi per raggiungimento della deformazione ultima a compressione del calcestruzzo, presentando sia l'armatura superiore che l'armatura inferiore snervate:

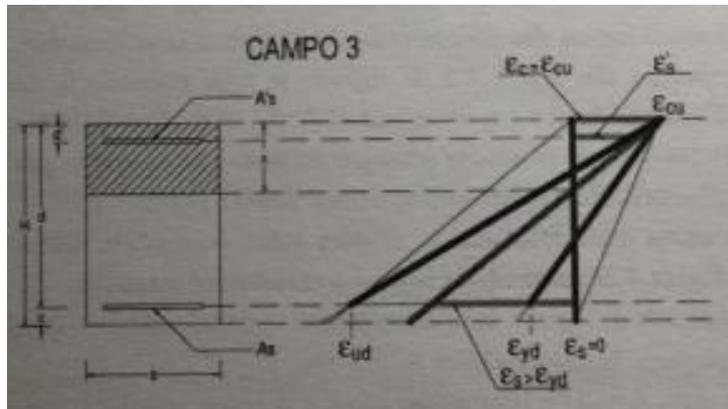


Figura 2.15 Campo di rottura 3

pertanto, la sezione presenta il seguente scenario per quanto riguarda tensioni e deformazioni:

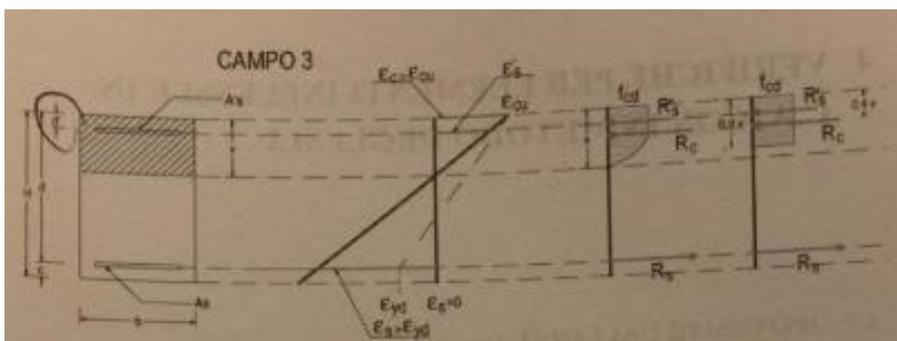


Figura 2.16 Tensioni e deformazioni campo 3

Per ricavare la posizione dell'asse neutro, basta eseguire l'equilibrio alla traslazione della sezione:

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd} - A'_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad (2.12)$$

Per semplicità, si preferisce adimensionalizzare la posizione dell'asse neutro:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{A_s \cdot f_{yd} - A'_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}} = 1,25 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd} \cdot (1 - \beta)}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = 1,25 \cdot \rho_m \cdot (1 - \beta) \quad (2.13)$$

dove:

- $\xi = x/d =$ posizione asse neutro normalizzata;
- $\rho_m = (A_s f_{yd}) / (b d f_{cd}) =$ percentuale meccanica di armatura;
- $\beta = A'_s / A_s =$ rapporto tra armatura compressa ed armatura tesa.

APPLICAZIONE PRATICA

Imponendo successivamente l'equilibrio alla rotazione della sezione, in corrispondenza della risultante di compressione del calcestruzzo, si ottiene:

$$M_{rd} = A'_s \cdot f_{yd} \cdot (0,4 \cdot x - d') + A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x) \quad (2.14)$$

Bisogna però controllare che l'armatura superiore sia effettivamente snervata, facendo un controllo tensionale. In particolare, imponendo la conservazione delle sezioni piane, si ottiene:

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon'_s}{x - d'} \quad (2.15)$$

da cui si ricava:

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_c \cdot \frac{x - d'}{x} = 0,0035 \cdot \frac{x - d'}{x} \quad (2.16)$$

Nel caso in cui la tensione dell'armatura superiore sia inferiore a ε_{yd} (valore per cui si arriva a snervamento delle barre di acciaio), allora il procedimento attuato non risulta più valido, in quanto cade l'ipotesi secondo cui anche l'armatura superiore sia snervata.

In questo caso, si considera sempre di essere in campo 3, tuttavia l'armatura superiore non risulterà essere snervata: per calcolare la posizione dell'asse neutro dunque sarà necessario considerare l'effettiva tensione dell'armatura superiore, in modo da effettuare una valutazione più accurata.

In particolare, le equazioni di equilibrio alla traslazione ed alla rotazione vengono riscritte nel seguente modo:

EQUILIBRIO ALLA TRASLAZIONE

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A'_s \cdot \sigma'_s - A_s \cdot f_{yd} = 0 \quad (2.17)$$

EQUILIBRIO ALLA ROTAZIONE RISPETTO ALLA RISULTANTE DEL CALCESTRUZZO COMPRESSO

$$A'_s \cdot \sigma'_s \cdot (0,4 \cdot x - d') + A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x) = M_{rd} \quad (2.18)$$

dove la tensione nelle barre dell'armatura superiore è esprimibile mediante la seguente formula:

$$\sigma'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s = 0,0035 \cdot \frac{x - d'}{x} \cdot E_s \quad (2.19)$$

Sostituendo l'espressione della σ'_s nell'equazione dell'equilibrio alla traslazione, si ottiene una equazione di secondo grado la cui incognita risulta essere l'asse neutro e quindi risolvendola è possibile risalire alla posizione dell'asse neutro.

Una volta nota la posizione dell'asse neutro, è possibile ricavare l'effettiva tensione σ'_s nelle barre dell'armatura compressa A'_s .

APPLICAZIONE PRATICA

Infine, nota sia la posizione dell'asse neutro che l'effettivo valore della tensione σ'_s , è possibile ricavare il momento resistente della sezione tramite l'equazione di equilibrio alla rotazione, con polo coincidente con il punto di applicazione della risultante del calcestruzzo compresso.

L'unico parametro da scegliere dunque risulta essere il valore di armatura tesa A_s e compressa A'_s per ogni sezione, per momento positivo in prossimità della mezzeria delle campate ed in prossimità degli pilastri per il momento negativo.

Una volta progettate le armature tese e compresse per ognuna delle sezioni secondo il metodo appena riportato, la normativa impone alcune limitazioni che devono essere rispettate in campo sismico:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}} \quad (2.20)$$

Ed inoltre

$$\rho_{comp} > 0,25\rho \quad \text{ovunque, mentre in zona dissipativa} \quad \rho_{comp} > 0,5\rho \quad (2.21)$$

Infine, considerando l'area massima che è possibile inserire nella trave pari a $0,04 A_{trave}$, bisogna controllare che:

$$A_s + A'_s \leq A_{max\ disponibile} = 0,04 \cdot A_{trave} \quad (2.22)$$

Per ogni sezione, sia a momento positivo che a momento negativo, viene progettata l'armatura seguendo questi passaggi ed effettuando le verifiche appena elencate.

I risultati vengono di seguito riportati per i telai centrali.

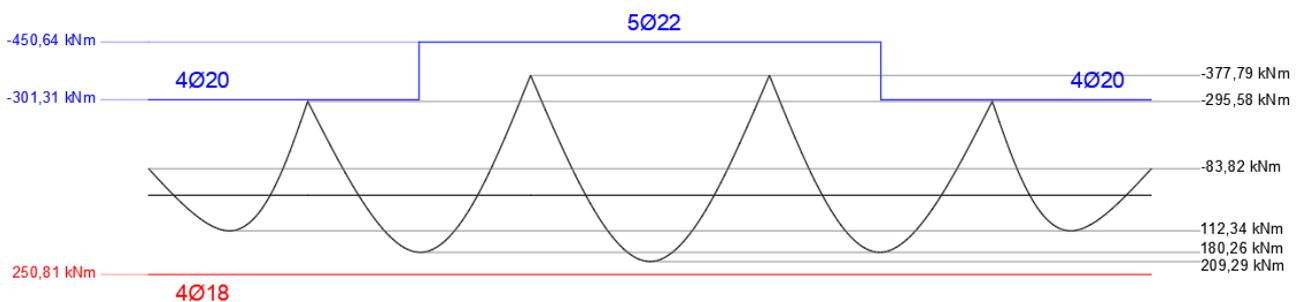


Figura 2.17 Armatura travata 6° piano

APPLICAZIONE PRATICA

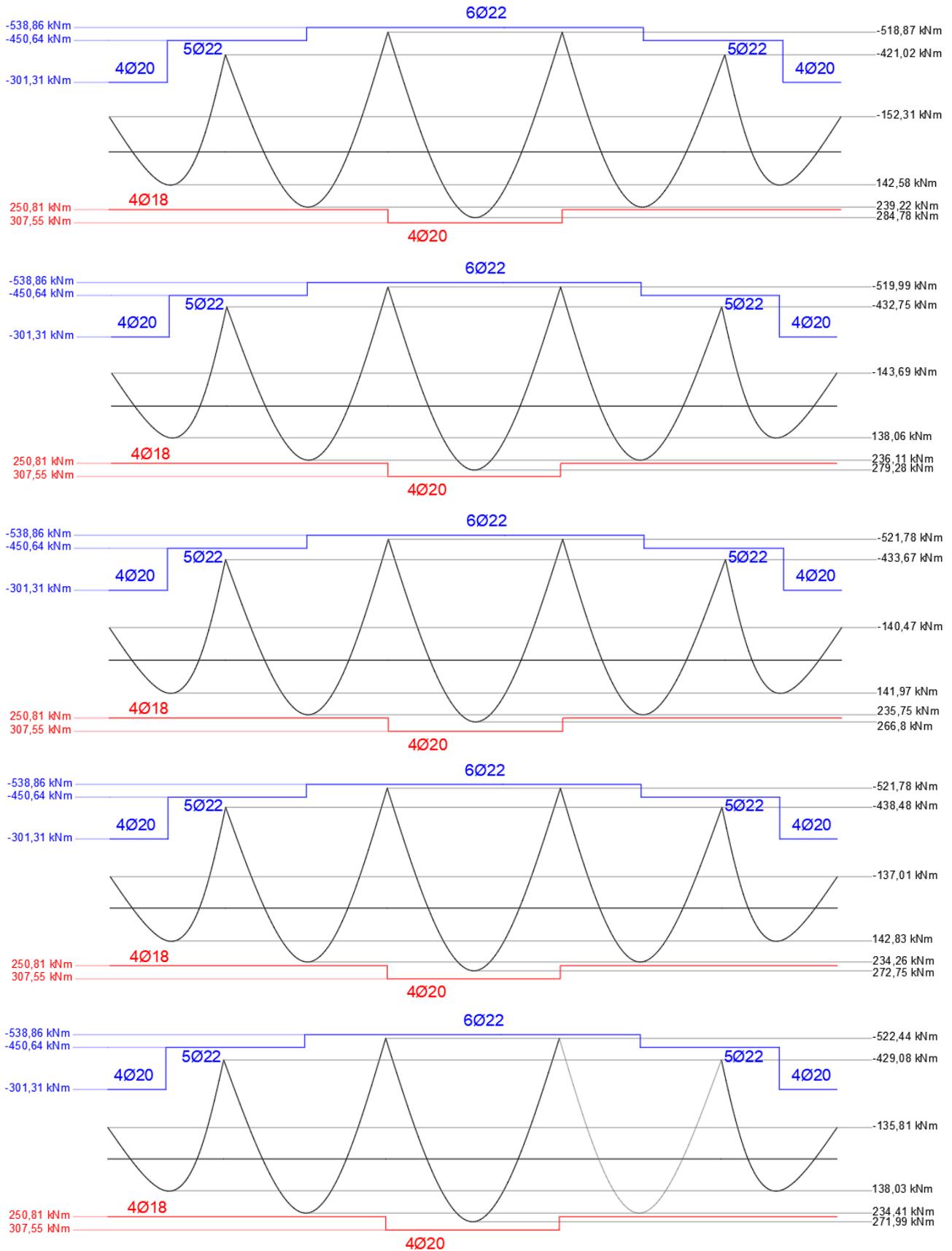


Figura 2.18 Armatura travate 5° piano, 4° piano, 3° piano, 2° piano, 1° piano

APPLICAZIONE PRATICA

Analogamente, si procede con il calcolo anche per le travate dei telai più esterni che, essendo le sollecitazioni minori, presentano una quantità di armatura ovviamente minore:

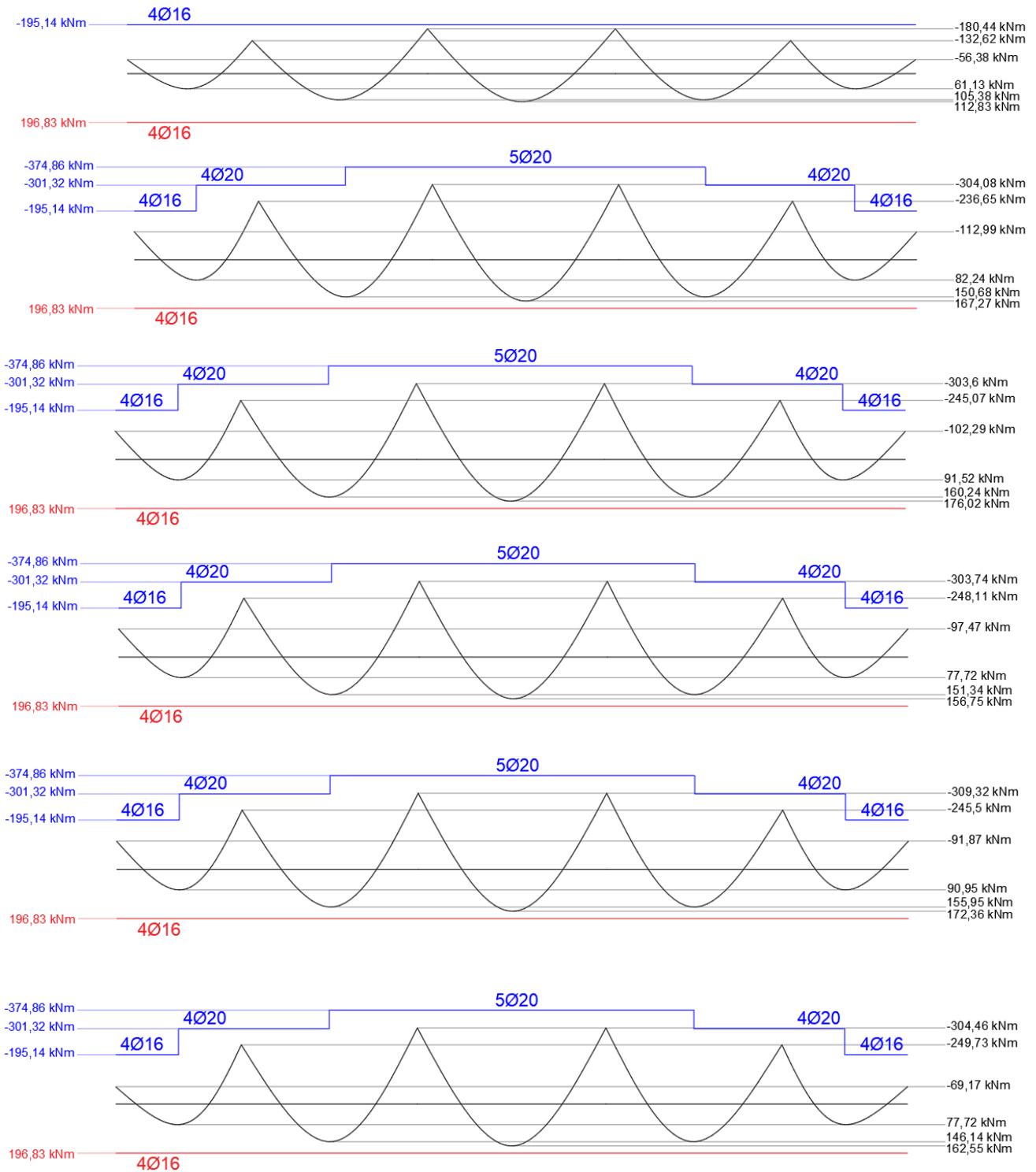


Figura 2.19 Armatura travate 6° piano, 5° piano, 4° piano, 3° piano, 2° piano, 1° piano telai esterni

APPLICAZIONE PRATICA

È stato eseguito il medesimo calcolo anche per le travi disposte in direzione trasversale. Si utilizza il seguente quantitativo di armature per tutte le travi poste in direzione trasversale:

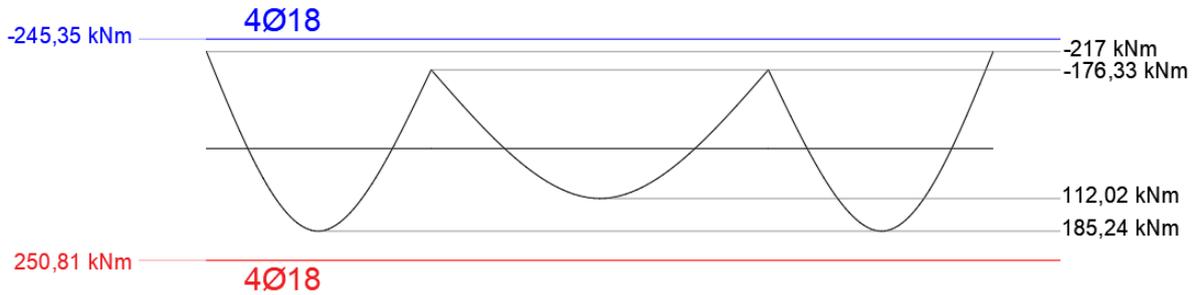


Figura 2.20 Armatura travate trasversali

Le sollecitazioni in figura sono quelle ricavate per la trave più sollecitata ed essendo che anche le altre travate presentano sollecitazioni molto simili alle suddette, si è scelto di utilizzare il medesimo quantitativo di armature per tutte le travi poste in direzione trasversale.

Successivamente, si procede con il progetto delle armature trasversali a taglio per le travi.

Per prima cosa, si ricava il taglio sollecitante, ricavato ipotizzando le travi come travi appoggiate agli estremi. Il taglio sollecitante dunque si ottiene utilizzando la seguente formula:

$$V_{Ed} = (G_k + \psi_2 \cdot Q_k) \cdot \frac{L}{2} + \gamma_{Rd} \cdot \frac{(M_{b,Rd,DX} + M_{b,Rd,SX})}{L} \quad (2.23)$$

dove:

- G_k = Somma dei carichi permanenti (strutturali e non) del solaio;
- Q_k = Carichi variabili del solaio;
- Ψ_2 = Coefficiente di combinazione (valori per combinazione quasi permanente);
- L = Lunghezza trave;
- γ_{Rd} = Coefficiente amplificativo, che per CD"A" vale 1,2;
- $M_{b,Rd}$ = Momento resistente massimo della trave (agli appoggi a destra e sinistra).

Per ottenere la sollecitazione di taglio massima, si valutano quattro diversi casi:

1. Carichi permanenti e variabili, con momento resistente della trave in verso antiorario;

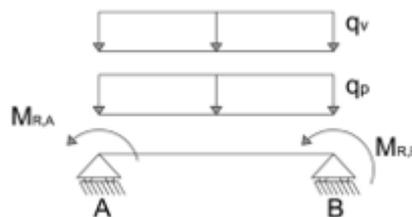


Figura 2.21 Caso 1 sollecitazioni per armatura a taglio trave

2. Solo carichi permanenti, con momento resistente della trave in verso antiorario;

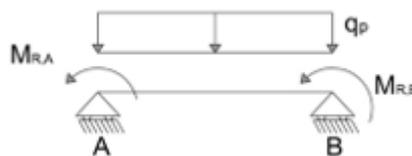


Figura 2.22 Caso 2 sollecitazioni per armatura a taglio trave

3. Carichi permanenti e variabili, con momento resistente della trave in verso orario;

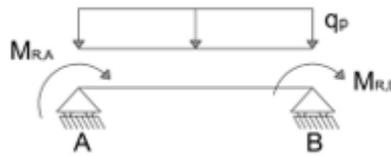


Figura 2.23 Caso 3 sollecitazioni per armatura a taglio trave

4. Solo carichi permanenti, con momento resistente della trave in verso orario;

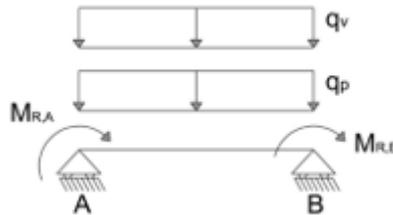


Figura 2.24 Caso 4 sollecitazioni per armatura a taglio trave

Si considererà poi come taglio sollecitante il massimo valore ricavato da queste quattro situazioni. Nel primo caso riportato, le formule da utilizzare sono le seguenti:

$$V_{Sx} = +\gamma_{Rd} \frac{(M_{b,Rd,DX} + M_{b,Rd,SX})}{L} + \frac{(G_k + \psi_2 Q_k) \cdot L}{2} \quad (2.24)$$

$$V_{Dx} = -\gamma_{Rd} \frac{(M_{b,Rd,DX} + M_{b,Rd,SX})}{L} + \frac{(G_k + \psi_2 Q_k) \cdot L}{2} \quad (2.25)$$

Nel secondo caso riportato, le formule da utilizzare sono le seguenti:

$$V_{Sx} = +\gamma_{Rd} \frac{(M_{b,Rd,DX} + M_{b,Rd,SX})}{L} + \frac{G_k \cdot L}{2} \quad (2.26)$$

$$V_{Dx} = -\gamma_{Rd} \frac{(M_{b,Rd,DX} + M_{b,Rd,SX})}{L} + \frac{G_k \cdot L}{2} \quad (2.27)$$

Nel terzo caso riportato, le formule da utilizzare sono le seguenti:

$$V_{Sx} = -\gamma_{Rd} \frac{(M_{b,Rd,DX} + M_{b,Rd,SX})}{L} + \frac{(G_k + \psi_2 Q_k) \cdot L}{2} \quad (2.28)$$

$$V_{Dx} = +\gamma_{Rd} \frac{(M_{b,Rd,DX} + M_{b,Rd,SX})}{L} + \frac{(G_k + \psi_2 Q_k) \cdot L}{2} \quad (2.29)$$

Nel quarto caso riportato, le formule da utilizzare sono le seguenti:

$$V_{Sx} = -\gamma_{Rd} \frac{(M_{b,Rd,DX} + M_{b,Rd,SX})}{L} + \frac{G_k \cdot L}{2} \quad (2.30)$$

$$V_{Dx} = +\gamma_{Rd} \frac{(M_{b,Rd,DX} + M_{b,Rd,SX})}{L} + \frac{G_k \cdot L}{2} \quad (2.31)$$

Secondo il capitolo §7.4.4.1.1 delle NTC2018, bisogna effettuare un duplice controllo sulle sollecitazioni appena ricavate:

- Controllare che il rapporto tra la sollecitazione di taglio minima e quella massima sia maggiore di -0,5;
- Controllare che la sollecitazione massima sia minore di V_{R1} , definita come segue:

$$V_{R1} = \left(2 - \left| \frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \right| \right) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (2.32)$$

Nel caso in cui una o entrambe le condizioni non siano soddisfatte, è necessario disporre in aggiunta alle normali staffe a taglio due ordini di barre diagonali, uno inclinato di 45° ed uno inclinato di -45°, che dovranno assorbire una sollecitazione pari alla metà del taglio sollecitante.

Nel caso in esame, tutti i rapporti V_{min}/V_{max} risultano essere maggiori di -0,5 e in tutti i casi si ottiene che $V_{Ed} < V_{R1}$, pertanto i limiti risultano essere rispettati e quindi non risulta necessario inserire i due ordini di barre diagonali.

Il progetto dell'armatura a taglio si esegue come una normale trave in calcestruzzo, secondo il capitolo §4.1.2.3.5.2 delle NTC2018, ovvero si calcola V_{Rsd} e V_{Rcd} , cioè rispettivamente la resistenza ultima a taglio lato acciaio e lato calcestruzzo, si considera la minore delle due ed essa deve risultare maggiore della sollecitazione tagliante.

APPLICAZIONE PRATICA

I due valori si ricavano con le seguenti formule:

$$V_{Rsd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9 \cdot d}{\Delta x} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (2.33)$$

dove:

- A_{sw} = area dell'armatura trasversale;
- f_{ywd} = tensione di snervamento dell'armatura trasversale;
- d = altezza utile della sezione;
- Δx = passo delle staffe;
- θ = angolo inclinazione puntone compresso;
- α = angolo inclinazione staffe rispetto all'asse della trave.

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{(1 + \cot^2 \theta)} \quad (2.34)$$

dove:

- b_w = base della sezione;
- α_c = coefficiente correttivo pari ad 1 per le membrature non precomprese;
- $v f_{cf}$ = resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v = 0,5$);

Ipotizzando di porre l'inclinazione del puntone pari a $\theta = 45^\circ$ e che le staffe siano verticali ($\alpha = 90^\circ$), resta da scegliere il diametro ed il passo delle staffe.

Per quanto riguarda il diametro (che deve essere $\geq \phi 6$), si ipotizza di utilizzare delle staffe $\phi 10$ a due braccia sempre, mentre per quanto riguarda il passo delle staffe in zona critica è necessario rispettare alcune stringenti limitazioni, in quanto il passo Δx non può essere superiore al minore dei seguenti valori:

- Un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

APPLICAZIONE PRATICA

Le sollecitazioni precedentemente ricavate sono valide per le sezioni di estremità della trave, ossia quella parte nota come zona critica, in cui si concentreranno le deformazioni plastiche dovute al passaggio in campo plastico degli elementi resistenti. Occorre fare ragionamenti analoghi anche per la parte di trave appena dopo la zona critica, in quanto la quantità di armatura da inserire sarà minore, così come la sollecitazione agente. Pertanto, il discorso fatto precedentemente per le sollecitazioni in zona critica vengono rieseguite anche per la sezione appena dopo la zona critica. Ipotizzando l'andamento del taglio lineare ed essendo che per CD'A" la zona critica si estende per una lunghezza pari ad 1,5 l'altezza della sezione, tramite una semplice proporzione lineare è possibile ricavare i valori di momento massimo e minimo per ognuno dei quattro casi di carico descritti in precedenza. L'unica differenza rispetto alle considerazioni fatte per la zona critica consiste nelle limitazioni sul passo delle staffe. In particolare, il passo delle staffe deve rispettare i seguenti limiti:

- $\Delta x \leq 0,8d$;
- $\Delta x \leq A_{sw}/(1,5 b_w)$;
- $\Delta x \leq 300\text{mm}$.

Nel caso in esame, dunque, si ottengono i seguenti valori per le travate dei telai interni:

- TRAVATA 6° PIANO:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 130mm;
- TRAVATA 5° PIANO:
 - Tratto G-H; K-L:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 130mm;
 - Tratto H-I; J-K:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 80mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Tratto I-J:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 80mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 90mm;
- TRAVATA 4° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;
- TRAVATA 3° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;
- TRAVATA 2° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;
- TRAVATA 1° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

APPLICAZIONE PRATICA

Per le travate dei telai esterni invece:

- TRAVATA 6° PIANO:
 - Tratto A-B; E-F:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 200mm;
 - Tratto B-C; C-D; D-E:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 150mm;

- TRAVATA 5° PIANO:
 - Tratto G-H; K-L:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 150mm;
 - Tratto H-I; J-K:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 90mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 120mm;
 - Tratto I-J:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 90mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 110mm;

- TRAVATA 4° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

- TRAVATA 3° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

- TRAVATA 2° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

- TRAVATA 1° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

Di seguito, nella figura 2.25, è possibile capire la nomenclatura utilizzata per identificare i tratti di trave considerati per la suddivisione delle armature trasversali.

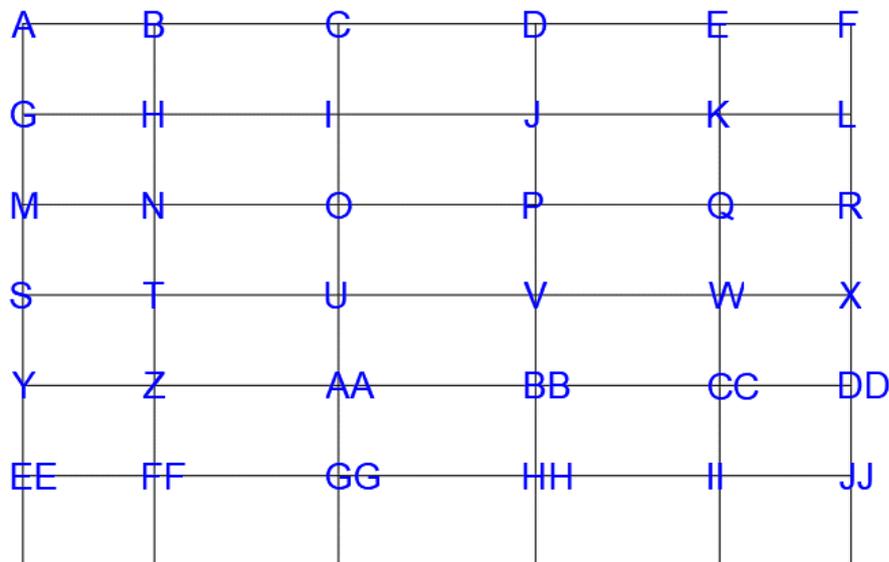


Figura 2.25 Schema pilastri telaio longitudinale

Infine, per quanto riguarda l'armatura trasversale delle travi in direzione trasversale:

- TRAVATA 6° PIANO:
 - Tratto 1-2; 3-4:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 180mm;
 - Tratto 2-3:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 150mm;

- TRAVATA 5° PIANO:
 - Tratto 5-6; 7-8:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 150mm;
 - Tratto 6-7:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 130mm;

- TRAVATA 4° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

- TRAVATA 3° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

- TRAVATA 2° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

- TRAVATA 1° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

Di seguito, nella figura 2.26, è possibile capire la nomenclatura utilizzata per identificare i tratti di trave considerati per la suddivisione delle armature trasversali.

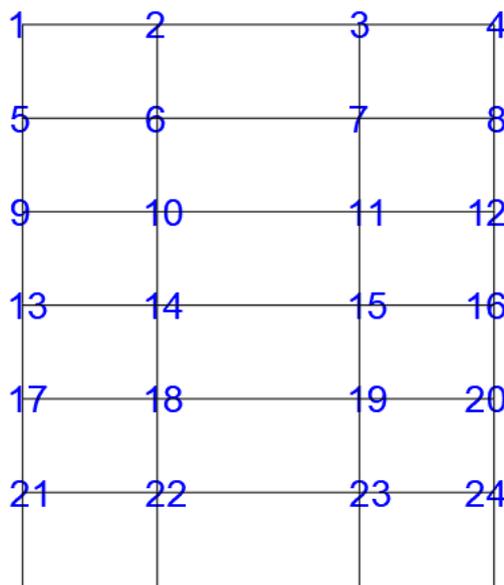


Figura 2.26 Schema pilastri telaio trasversale

2.6.6 ARMATURA PILASTRATE

Per quanto riguarda il progetto delle pilastrate, non risulta corretto procedere nella realizzazione di involucri, per via della contemporanea presenza di momento e sforzo normale, pertanto va trattato come un problema di pressoflessione. Come per quanto fatto per le travi, si considerano le combinazioni di carico precedentemente illustrate sia agli SLU che agli SLV ed in particolare, agli SLV le azioni dei carichi permanenti e variabili sono state considerate agenti contemporaneamente al sisma, sia in direzione +X che in direzione -X.

Dalle suddette combinazioni, per ogni pilastro, si considera quella che genera il massimo valore di sforzo normale e si considera come sollecitazione agente lo sforzo normale appena ricavato con il valore di momento flettente associato al suddetto valore di sforzo normale. Questa procedura viene eseguita per ogni pilastro, in modo da ottenere la combinazione di carico più gravosa per ognuno dei pilastri della struttura. La normativa prevede alcuni limiti sia per l'armatura minima che per l'armatura massima da inserire all'interno dei pilastri. In particolare, secondo il capitolo §4.1.6.1.2 delle NTC 2018, l'area minima da inserire deve essere almeno pari a:

$$A_{s,min} = 0,10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \quad \text{ed in ogni caso non minore di } 0,003 A_c \quad (2.35)$$

Un altro limite da rispettare secondo il capitolo §7.4.6.2.2 delle NTC 2018 è:

$$0,01 \leq \rho \leq 0,04 \quad (2.36)$$

con ρ = percentuale geometrica di armatura (rapporto tra area tesa delle barre ed area del calcestruzzo della sezione), pertanto questo limite impone sia un'area minima che un'area massima. Applicando tale restrizione per ogni tipologia di pilastro, si ottiene:

PILASTRO 45X45	
A_{min} [mm ²]	A_{max} [mm ²]
2025	8100
PILASTRO 50X50	
A_{min} [mm ²]	A_{max} [mm ²]
2500	10000
PILASTRO 55X55	
A_{min} [mm ²]	A_{max} [mm ²]
3025	12100
PILASTRO 60X60	
A_{min} [mm ²]	A_{max} [mm ²]
3600	14400
PILASTRO 65X65	
A_{min} [mm ²]	A_{max} [mm ²]
4225	16900

Tabella 2.11 Armatura massima e minima pilastri

Stabiliti quindi i limiti minimi e massimi da rispettare, si procede con la progettazione vera e propria dell'armatura longitudinale dei pilastri.

APPLICAZIONE PRATICA

Stabiliti quindi i limiti minimi e massimi da rispettare, si procede con la progettazione vera e propria dell'armatura longitudinale dei pilastri.

Per fare ciò, si procede in maniera simile a quanto fatto precedentemente per le travi, ovvero inizialmente si impone l'equilibrio alla traslazione della sezione:

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot f_{cd} \cdot x \cdot B \quad (2.37)$$

tramite cui è possibile ricavare l'asse neutro:

$$x = \frac{N_{Sd}}{0,8 \cdot f_{cd} \cdot B} \quad (2.38)$$

Successivamente si impone l'equilibrio alla rotazione:

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot f_{cd} \cdot x \cdot B \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4 \cdot x\right) + f_{yd} \cdot A'_s \cdot \left(\frac{h}{2} - c'\right) + f_{yd} \cdot A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right) \quad (2.39)$$

Ipotizzando $A_s = A'_s$ e $c = c'$ (come spesso avviene nei pilastri):

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot f_{cd} \cdot x \cdot B \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4 \cdot x\right) + 2 \cdot f_{yd} \cdot A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right) \quad (2.40)$$

A questo punto l'unica incognita risulta essere il valore di A_s , pertanto:

$$A_s = \frac{M_{Sd} - N_{Sd} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4 \cdot x\right)}{2 \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)} \quad (2.41)$$

APPLICAZIONE PRATICA

Quasi tutti i valori ricavati risultano essere inferiori al limite minimo di armatura calcolato precedentemente, o tramite il calcolo rigoroso per soddisfare le suddette verifiche, inoltre è necessario aumentare in maniera considerevole il valore di armatura ottenuto, per via delle restrizioni imposte dalla gerarchia delle resistenze.

Per questo motivo, l'armatura longitudinale delle pilastrate è sempre pari a $4\phi 26$ posti su ogni lato dei pilastri, per ognuna delle sezioni, sia per i telai centrali che per i telai più esterni.

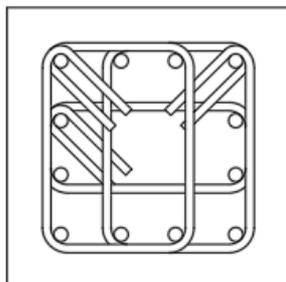


Figura 2.27 Esempio armatura pilastro 45x45

Affinché la progettazione sia corretta, deve essere rispettato il criterio della gerarchia delle resistenze. Questo criterio prevede che alcuni elementi arrivino a plasticizzazione prima di altri, in modo da ottenere un meccanismo di collasso più duttile possibile.

In particolare, l'ordine da rispettare è il seguente:

- I primi elementi che devono arrivare a plasticizzazione sono le travi, con la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle stesse;
- I secondi elementi che devono arrivare a plasticizzazione sono i pilastri;
- Gli ultimi elementi che devono arrivare a plasticizzazione sono i nodi, per sollecitazioni molto elevate.

Bisogna dunque controllare che il livello di armatura inserito in travi e pilastri sia tale da rispettare il criterio della gerarchia delle resistenze.

Secondo il capitolo §7.4.4.2.1 delle NTC2018, la gerarchia delle resistenze risulta essere soddisfatta se:

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{RD} \cdot \sum M_{b,pl,Rd} \quad (2.42)$$

dove:

- $M_{C,pl,Rd}$ è la capacità a flessione del pilastro convergente nel nodo, calcolata per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;
- $M_{b,pl,Rd}$ è la capacità a flessione della trave convergente nel nodo;
- γ_{RD} è pari a 1,3 per CD"A", mentre è pari a 1,1 per CD"B".

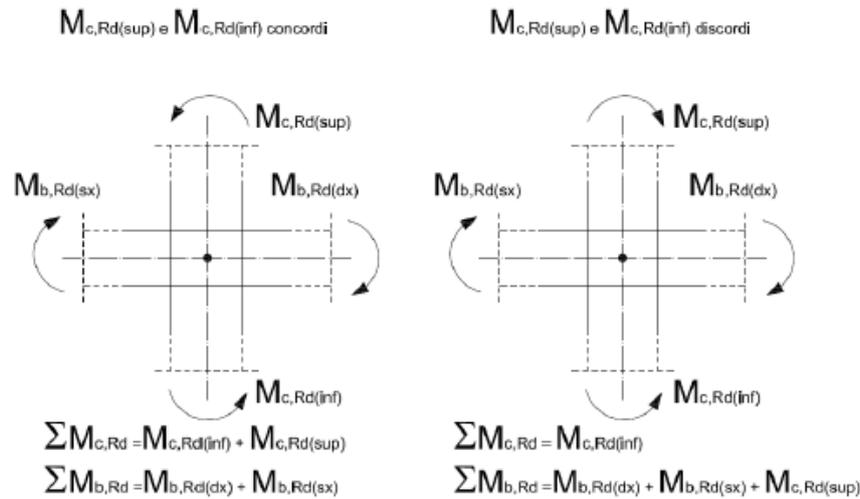


Figura 2.28 Calcolo gerarchia delle resistenze

Per prima cosa dunque, è necessario ricavare il valore di $M_{C,pl,Rd}$ per ogni pilastro e per entrambe le direzioni dell'azione sismica.

Per fare ciò, si utilizzano i diagrammi di pressoflessione precedentemente riportati, considerando come valore in ingresso la sollecitazione di sforzo normale per le azioni sismiche precedentemente riportate per entrambe le direzioni e ricavando il valore di momento associato.

A questo punto è possibile verificare se è rispettata la gerarchia delle resistenze tra trave e pilastro, applicando la formula riportata precedentemente per tutti i nodi della struttura, tranne per quelli della travata di copertura, che non devono sottostare a questa verifica.

Nell'effettuare questa verifica, ci si rende conto che la gerarchia delle resistenze non è rispettata per tutti i pilastri, in particolar modo per i pilastri delle pilastrate dei telai centrali, pertanto è necessario ringrossare le dimensioni dei suddetti pilastri di 10 cm: in questo modo, la gerarchia delle resistenze risulta essere verificata.

È necessario ora calcolare la sollecitazione a taglio agente sui pilastri.

Secondo il capitolo §7.4.4.2.1 delle NTC2018, il taglio sollecitante sui pilastri viene calcolato utilizzando la seguente formula:

$$V_{Ed} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot \left(\frac{M_{i,d}^S}{M_{i,d}^I} \right)}{h_{pilastro}} \quad (2.43)$$

$$M_{i,d} = M_{C,Rd} \cdot \min \left(1, \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{C,Rd}} \right) \quad (2.44)$$

APPLICAZIONE PRATICA

$M_{i,d}$ è il momento nella sezione di estremità (superiore ed inferiore) in corrispondenza della formazione delle cerniere plastiche nelle travi. $M_{c,Rd}$ è la capacità a flessione nella sezione di estremità (superiore o inferiore), mentre i termini nelle sommatorie sono gli stessi utilizzati precedentemente per la verifica della gerarchie delle resistenti, ovvero la sommatoria dei momenti resistenti della trave diviso la sommatoria dei momenti resistenti del pilastro afferenti al nodo. Il coefficiente γ_{Rd} è assunto pari a 1,3, seguendo la tabella 7.2.I.

Per quanto riguarda l'armatura trasversale, come per le travi, alle estremità dei pilastri si definisce una zona critica, in cui le regole di progettazione da seguire risultano essere più stringenti. Per prima cosa, la zona critica viene definita nelle NTC2018 almeno pari alla massima delle seguenti grandezze:

- L'altezza della sezione;
- 1/6 dell'altezza libera del pilastro;
- 45 cm.

I limiti più stringenti sono per quanto riguarda il diametro ed il passo delle staffe. In particolare, il diametro deve essere non inferiore al massimo tra:

1. 6mm;
2. $0,4 d_{bl,max} \sqrt{f_{yd,l}/f_{yd,st}}$, con $d_{bl,max}$ = diametro massimo delle barre longitudinali, $f_{yd,l}$ = tensione di snervamento delle barre longitudinali, $f_{yd,st}$ = tensione di snervamento delle staffe. Normalmente il termine sotto radice è pari ad 1, in quanto l'acciaio con cui sono realizzate le barre longitudinali e le staffe è il medesimo.

Per il passo invece, non deve essere superiore alla minore delle seguenti quantità:

- a) 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- b) 12,5 cm e 17,5 cm, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- c) 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Per la zona non critica invece, le limitazioni risultano essere meno stringenti. In particolare, secondo il capitolo §4.1.6.1.2 delle NTC2018, il diametro deve essere superiore alla maggiore delle seguenti grandezze:

1. 6 mm;
2. ¼ del diametro massimo delle barre longitudinali.

Mentre per il passo, il valore non deve essere più grande della minore delle seguenti quantità:

- a) 12 volte il diametro massimo delle barre longitudinali;
- b) 250 mm.

APPLICAZIONE PRATICA

Seguendo queste restrizioni ed i criteri di progettazione secondo la gerarchia delle resistenze, si ottiene la seguente armatura trasversale per i pilastri:

- Zona critica: staffe a 4 braccia $\phi 12$ passo 100 mm;
- Zona non critica: staffe 4 braccia $\phi 12$ passo 200 mm;
- Nodo: staffe 4 braccia $\phi 12$ passo 50 mm;

Come si può notare, è stato necessario aumentare la quantità di armatura presente all'interno della zona dei nodi trave-pilastro, in quanto necessaria per rispettare la progettazione secondo il criterio della gerarchia delle resistenze.

A questo punto si procede con la verifica, che si effettua utilizzando le classiche formule per le verifiche a taglio già riportate precedentemente con le formule (2.33) e (2.34), in cui $\theta = 45^\circ$. La verifica viene effettuata sia per la zona critica che per la zona non critica con lo stesso valore di taglio sollecitante, in quanto, essendo che è stato ipotizzato il momento agente sui pilastri con un andamento lineare, il taglio deve avere un andamento costante, pertanto il valore risulta uguale lungo tutta l'altezza del pilastro.

2.6.7 NODO TRAVE - PILASTRO

Per ultimo, si procede con il dimensionamento e la verifica dei nodi, ultimo elemento che deve subire la plasticizzazione secondo il criterio della gerarchia delle resistenze. Per fare ciò, si seguono le prescrizioni presenti nel capitolo §7.4.4.3 delle NTC2018.

Innanzitutto, la norma distingue i nodi interamente confinati ed i nodi non interamente confinati:

- Interamente confinati: quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave; il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno $3/4$ la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno $3/4$ dell'altezza;
- Non interamente confinati: quando non appartenenti alla categoria precedente.

Successivamente, è necessario calcolare la larghezza effettiva del nodo, definita come la minore tra le seguenti entità:

- La maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

APPLICAZIONE PRATICA

Successivamente, si calcola il taglio agente nel nodo.

Il taglio agente in direzione orizzontale in un nodo deve essere calcolato tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono. In assenza di più accurate valutazioni, la forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_C \quad \text{per nodi interni} \quad (2.45)$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C \quad \text{per nodi esterni} \quad (2.46)$$

dove:

- A_{s1} = Area dell'armatura longitudinale superiore della trave concorrente nel nodo;
- A_{s2} = Area dell'armatura longitudinale inferiore della trave concorrente nel nodo;
- V_C = Forza di taglio agente nel pilastro al di sopra del nodo.

Le forze di taglio che agiscono sui nodi devono corrispondere alla più avversa direzione di provenienza dell'azione sismica, la quale si riflette sulla scelta dei valori di A_{s1} , A_{s2} e V_C da utilizzare.

La capacità a taglio del nodo è fornita da un meccanismo a traliccio che, a seguito della fessurazione diagonale, vede operare contemporaneamente un meccanismo di taglio compressione ed un meccanismo di taglio trazione. Si devono pertanto soddisfare requisiti atti a garantire l'efficacia dei due meccanismi.

La compressione nel puntone diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo.

In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

$$V_{jbd} = \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad (2.47)$$

In cui:

$$\eta = \alpha_j \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (2.48)$$

dove:

- α_j = coefficiente che vale 0,6 per nodi interni e 0,48 per nodi esterni;
- v_d = forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo, normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo;
- h_{jc} = distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro;
- b_j = larghezza effettiva del nodo.

APPLICAZIONE PRATICA

Successivamente, si verifica la trazione massima diagonale del calcestruzzo.

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} , deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd}/(b_j h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad (2.49)$$

Inoltre, la quantità di armatura nel nodo deve rispettare la seguente disequazione:

LIMITE 1

$$A_{sh} \geq \left(\frac{[V_{jbd}/(b_j h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \right) \cdot \frac{b_j \cdot h_{jw}}{f_{ywd}} \quad (2.50)$$

Dove:

- A_{sh} = Area totale della sezione delle staffe;
- h_{jw} = distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave.

In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se:

LIMITE 2

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0.8 \cdot v_d) \quad \text{per nodi interni} \quad (2.51)$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0.8 \cdot v_d) \quad \text{per nodi esterni} \quad (2.52)$$

Il limite 2 deve essere sempre verificato, in quanto altrimenti il nodo non risulta essere resistente per le sollecitazioni ricavate e dunque la progettazione risulterebbe inefficace, mentre il limite 1 può non essere verificato e questo comporta una fessurazione del nodo in esame.

Nel caso in esame, con l'accortezza di aumentare di 10 cm le dimensioni dei pilastri, come riportato precedentemente, le verifiche al nodo risultano essere soddisfatte.

2.6.8 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI LIMITE

Infine, si procede con la verifica degli spostamenti agli SLD ed agli SLV della struttura, che si esegue seguendo le prescrizioni del capitolo §7.3.6.1 delle NTC 2018. La condizione in termini di rigidità sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito:

- per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$q \cdot d_r \leq 0,005 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad (2.53)$$

$$q \cdot d_r \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad (2.54)$$

- per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$q \cdot d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 \cdot h \quad (2.55)$$

- per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria:

$$q \cdot d_r \leq 0,002 \cdot h \quad (2.56)$$

- per costruzioni con struttura portante di muratura armata:

$$q \cdot d_r \leq 0,003 \cdot h \quad (2.57)$$

- per costruzioni con struttura portante di muratura confinata:

$$q \cdot d_r \leq 0,0025 \cdot h \quad (2.58)$$

dove:

- d_r = spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore;
- h = altezza del piano.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamento o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo.

Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a $0,005 h$ (caso b), le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutte le tamponature, alle tramezzature interne ed agli impianti. Nel caso in esame, si considerano per gli SLD tamponature collegate rigidamente alla struttura (caso a) ed in particolare si considera una muratura fragile con fattore di struttura $q = 1$, mentre si considerano per gli SLV tamponature collegate rigidamente alla struttura (caso a), ma si considera una muratura fragile con fattore di struttura $q = 5,85$.

Vengono di seguito riportati i valori di spostamento di interpiano per il caso in esame:

SLD				
1° PIANO				
Spost. Base [m]	Spost 1° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	0,005 H1 [m]	$d_r < 0,005 H1$
0	0,0074	0,0074	0,0175	VERIFICATO
2° PIANO				
Spost 1° piano[m]	Spost 2° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	0,005 H2 [m]	$d_r < 0,005 H2$
0,0074	0,018	0,0106	0,0175	VERIFICATO
3° PIANO				
Spost 2° piano[m]	Spost 3° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	0,005 H3 [m]	$d_r < 0,005 H3$
0,018	0,0279	0,0099	0,0175	VERIFICATO
4° PIANO				
Spost 3° piano[m]	Spost 4° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	0,005 H4 [m]	$d_r < 0,005 H4$
0,0279	0,0362	0,0083	0,0175	VERIFICATO
5° PIANO				
Spost 4° piano[m]	Spost 5° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	0,005 H5 [m]	$d_r < 0,005 H5$
0,0362	0,0427	0,0065	0,0175	VERIFICATO
6° PIANO				
Spost 5° piano[m]	Spost 6° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	0,005 H6 [m]	$d_r < 0,005 H6$
0,0427	0,0465	0,0038	0,0175	VERIFICATO
SLV				
1° PIANO				
Spost. Base [m]	Spost 1° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	0,0075 H1 [m]	$d_r < 0,0075 H1$
0	0,01755	0,01755	0,02625	VERIFICATO
2° PIANO				
Spost 1° piano[m]	Spost 2° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	0,0075 H2 [m]	$d_r < 0,0075 H2$
0,01755	0,04212	0,02457	0,02625	VERIFICATO
3° PIANO				
Spost 2° piano[m]	Spost 3° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	0,0075 H3 [m]	$d_r < 0,0075 H3$
0,04212	0,066105	0,023985	0,02625	VERIFICATO
4° PIANO				
Spost 3° piano[m]	Spost 4° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	0,0075 H4 [m]	$d_r < 0,0075 H4$
0,066105	0,08541	0,019305	0,02625	VERIFICATO
5° PIANO				
Spost 4° piano[m]	Spost 5° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	0,0075 H5 [m]	$d_r < 0,0075 H5$
0,08541	0,101205	0,015795	0,02625	VERIFICATO
6° PIANO				
Spost 5° piano[m]	Spost 6° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	0,0075 H6 [m]	$d_r < 0,0075 H6$
0,101205	0,10998	0,008775	0,02625	VERIFICATO

Tabella 2.12 Spostamenti limite d'interpiano edificio a base fissa

Di seguito, vengono riportati gli spostamenti d'interpiano graficamente per una più corretta e chiara visualizzazione:

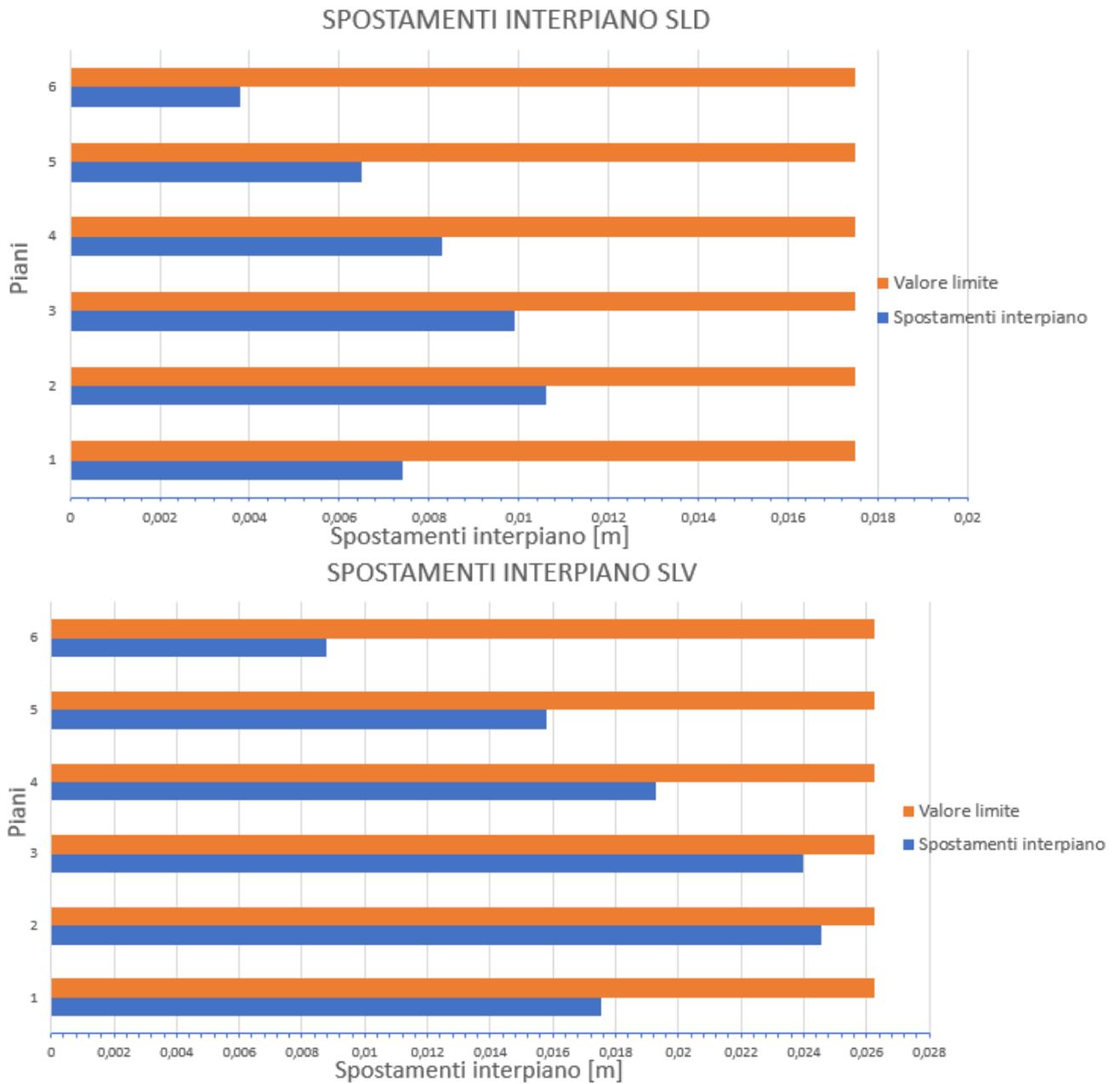


Figura 2.29 Spostamenti d'interpiano agli SLD e SLV struttura a base fissa

In entrambi i casi, i valori di spostamenti di interpiano sono minori dei valori limite, pertanto anche le verifiche per spostamenti di interpiano risultano essere soddisfatte.

2.6.9 CLASSIFICAZIONE PAM

Per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni si fa riferimento all'Allegato A, ovvero le linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni.

Le linee guida forniscono e definisce otto classi di rischio, con rischio crescente dalla lettera A+ alla lettera G. La determinazione della classe di appartenenza di un edificio può essere condotta secondo due metodi, tra loro alternativi, l'uno convenzionale e l'altro semplificato, quest'ultimo con un ambito applicativo limitato.

Il metodo convenzionale è concettualmente applicabile a qualsiasi tipologia di costruzione, è basato sull'applicazione dei normali metodi di analisi previsti dalle attuali Norme Tecniche e consente la valutazione della Classe di Rischio della costruzione sia nello stato di fatto sia nello stato seguente all'eventuale intervento.

Il metodo semplificato si basa su una classificazione macrosismica dell'edificio, è indicato per una valutazione speditiva della Classe di Rischio dei soli edifici in muratura e può essere utilizzato sia per una valutazione preliminare indicativa, sia per valutare, limitatamente agli edifici in muratura, la classe di rischio in relazione all'adozione di interventi di tipo locale.

Per la determinazione della classe di rischio, si fa riferimento al parametro noto come Perdita Annuale Media attesa (PAM), che tiene in considerazione le perdite economiche associate al danno agli elementi, strutturali e non, e riferite al costo di ricostruzione (CR) dell'edificio privo del suo contenuto.

Nel caso degli edifici la classe di rischio associata alla singola unità immobiliare coincide con quella dell'edificio e, comunque, il fattore inerente la sicurezza strutturale deve essere quello relativo alla struttura dell'edificio nella sua interezza.

In ogni caso, l'attribuzione della Classe di Rischio mediante il metodo semplificato è da ritenersi una stima attendibile ma non sempre coerente con la valutazione ottenuta con il metodo convenzionale, che rappresenta, allo stato attuale, il necessario riferimento omogeneo e convenzionale. Laddove si preveda l'esecuzione di interventi volti alla riduzione del rischio, l'attribuzione della Classe di Rischio per e post-intervento deve essere effettuata utilizzando il medesimo metodo e con le stesse modalità di analisi e di verifica.

Nel caso in esame, si utilizza il metodo convenzionale. Il metodo convenzionale assegna alla costruzione in esame una Classe di rischio in funzione del parametro economico PAM. Per il calcolo di tali parametri è necessario calcolare, facendo riferimento al sito in cui sorge la costruzione in esame, le accelerazioni di picco al suolo per le quali si raggiungono gli stati limite SLO, SLD, SLV ed SLC, utilizzando le usuali verifiche di sicurezza agli stati limite previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni. Esso è dunque applicabile a tutti i tipi di costruzione previsti dalle suddette norme.

Al fine dell'assegnazione della Classe di Rischio, è necessario valutare preliminarmente la Classe PAM in cui ricade la costruzione in esame. I valori di riferimento per la definizione delle Classi PAM sono riportati nella seguente tabella:

Perdita Media Annuata attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,50\%$	A^+_{PAM}
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	A_{PAM}
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	B_{PAM}
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	C_{PAM}
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	D_{PAM}
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	E_{PAM}
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	F_{PAM}
$7,5\% \leq PAM$	G_{PAM}

Tabella 2.13 Attribuzione della Classe di Rischio PAM in funzione dell'entità delle Perdite medie annue attese

Convenzionalmente, ai fini dell'applicazione delle presenti Linee Guida, è possibile considerare periodi di ritorno dell'azione sismica inferiori a 30 anni, scalando proporzionalmente le ordinate dello spettro associato al periodo di ritorno di 30 anni. Tale procedura non si applica per periodi di ritorno inferiori a 10 anni.

Per la valutazione della Classe PAM della costruzione in esame, necessaria per l'individuazione della Classe di Rischio, è sufficiente dare uso dei metodi indicati dalle vigenti NTC, procedendo con i seguenti passi:

- 1) Si effettua l'analisi della struttura e si determinano i valori delle accelerazioni al suolo di capacità, $PGA_C(SL_i)$, che inducono il raggiungimento degli stati limite indicati dalla norma (SLC, SLV, SLD, SLO). È possibile, in via semplificata, effettuare le verifiche limitatamente allo SLV (stato limite per la salvaguardia della vita) ed allo SLD (stato limite di danno);
- 2) Note le accelerazioni al suolo, PGA_C , che producono il raggiungimento degli stati limite sopra detti, si determinano i corrispondenti periodi di ritorno, T_{RC} , associati ai terremoti che generano tali accelerazioni;
- 3) Per ciascuno dei periodi sopra individuati, si determina il valore della frequenza media annua di superamento $\lambda = 1/T_{RC}$. È utile sottolineare che, per il calcolo del tempo di ritorno T_{RC} , associato al raggiungimento degli stati limite di esercizio (SLD e SLO) è necessario assumere il valore minore tra quello ottenuto per tali stati limite e quello valutato per lo stato limite di salvaguardia della vita. Si assume, di fatto, che non si possa raggiungere lo stato limite di salvaguardia della vita senza aver raggiunto gli stati limite di operatività e di danno;
- 4) Si definisce lo Stato Limite di Inizio Danno (SLID), quello a cui è comunque associabile una perdita economica nulla in corrispondenza di un evento sismico e il cui periodo di ritorno è assunto convenzionalmente pari a 10 anni, ossia $\lambda = 0,1$;
- 5) Si definisce lo Stato Limite di Ricostruzione (SLR) quello a cui, stante la criticità generale che presenta la costruzione al punto da rendere pressoché impossibile l'esecuzione di un intervento diverso demolizione e ricostruzione, è comunque associabile una perdita economica pari al 100%. Convenzionalmente si assume che tale stato limite si manifesti in corrispondenza di un evento sismico il cui periodo di ritorno è pari a quello dello Stato Limite di Collasso (SLC);

- 6) Per ciascuno degli stati limite considerati si associa al corrispondente valore di λ il valore della percentuale di costo di ricostruzione secondo la seguente tabella:

Stato Limite	CR(%)
SLR	100%
SLC	80%
SLV	50%
SLD	15%
SLO	7%
SLID	0%

Tabella 2.14 Percentuale del costo di ricostruzione (CR), associata al raggiungimento di ciascuno stato limite

- 7) Si valuta il PAM (in valore percentuale), ovvero l'area sottesa dalla spezzata individuata dalle coppie di punti (λ , CR) per ciascuno dei sopra indicati stati limite, a cui si aggiunge il punto ($\lambda = 0$, CR = 100%), mediante la seguente relazione:

$$PAM = \sum_{i=2}^5 \frac{[\lambda(SL_i) - \lambda(SL_{i-1})] \cdot [CR\%(SL_i) + CR\%(SL_{i-1})]}{2} + \lambda(SLC) \cdot CR\%(SLR) \quad (2.59)$$

- 8) Si individua la classe PAM mediante la tabella 2.13 che associa la classe all'intervallo di valori assunto dall'indice PAM.

Attuando tale procedura per il caso in esame, si ottiene la seguente curva PAM:

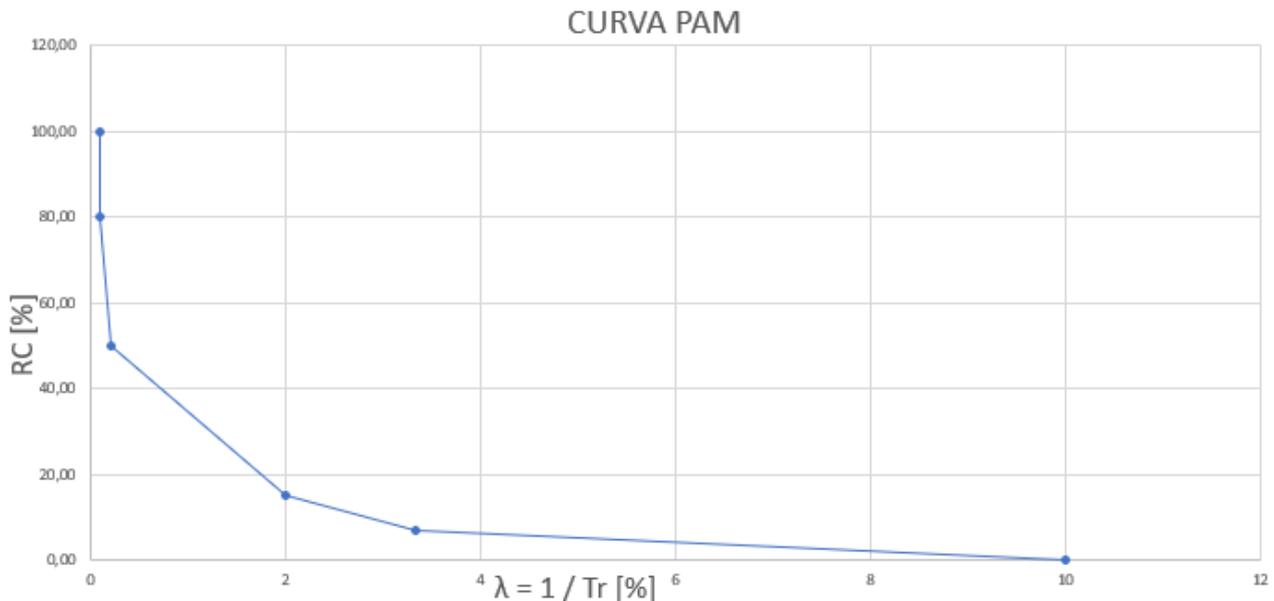


Figura 2.30 Curva PAM edificio a base fissa

Utilizzando la formula 2.59 per la curva ricavata, si ottiene un valore di PAM pari a 1,1343 %, pertanto l'edificio si posiziona nella Classe PAM B.

2.6.10 CALCOLO COSTI

Vengono infine calcolati i costi dovuti alla quantità di armature utilizzate all'interno degli elementi strutturali.

In base alle sezioni della struttura precedentemente riportate, si ottiene un volume totale di calcestruzzo pari a $417,08345 \text{ m}^3$. Ipotizzando un costo del calcestruzzo pari a 136 € al m^3 , si ottiene un costo totale del calcestruzzo pari a $C_{\text{tot,cls}} = 56725 \text{ €}$.

Considerando tutte le armature, sia trasversali che longitudinali, si ottiene un volume totale di acciaio B450C utilizzato pari a $V_{\text{acc}} = 14298836,19 \text{ cm}^3$.

Considerando una densità dell'acciaio pari a $\gamma_{\text{acc}} = 7860 \text{ kg/m}^3$, si ottiene un peso totale dell'acciaio pari a $112388,8524 \text{ kg}$.

Ipotizzando un costo delle barre di armatura pari a $1,43 \text{ € per ogni kg di acciaio}$, si ottiene un costo totale pari a $C_{\text{tot,acc}} = 160720 \text{ €}$.

Pertanto, il costo totale della struttura è pari a 217445 € .

2.7 EDIFICIO CON ISOLAMENTO TRADIZIONALE

Come si può notare dal capitolo precedente, la quantità di armatura presente all'interno della struttura risulta essere notevolmente elevata, specialmente nei pilastri, in quanto è necessario rispettare la progettazione secondo le regole imposte dalla gerarchia delle resistenze.

Per questo motivo, si cerca di rendere meno oneroso il quantitativo di armatura necessaria inserendo un sistema di isolamento alla base che, come spiegato nel primo capitolo di questa trattazione, ha il compito di separare la sovrastruttura dal terreno, aumentando il periodo e quindi diminuendo l'azione sismica sull'edificio stesso. Inoltre, questo metodo permette all'edificio di rimanere in campo elastico, senza alcun danneggiamento della sovrastruttura.

Per prima cosa, è necessario dimensionare il sistema di isolamento.

2.7.1 DIMENSIONAMENTO SISTEMA DI ISOLAMENTO

Si intende dotare l'edificio di un sistema di isolamento costituito da isolatori elastomerici disposti alla base dei pilastri e poggianti su baggioli.

Nel modello agli elementi finiti, inoltre, non compaiono le fondazioni dell'opera, costituite da un graticcio di travi rovesce in cemento armato di sezione tipica pari a 80x80 cm. Si può ritenere, infatti, che la distribuzione delle caratteristiche della sollecitazione della sovrastruttura non dipenda dal modo in cui si deforma il sistema fondale, ossia che le travi di fondazione siano in grado di esplicare una condizione di vincolo perfetto alla base dei baggioli. Questi ultimi vengono pertanto modellati come incastrati alla base.

Con riferimento alle dimensioni dei suddetti baggioli, se comparate alle dimensioni delle pilastrate soprastanti, appare subito evidente la loro natura eccedentaria rispetto alle esigenze statiche connesse al trasferimento in fondazione dei carichi verticali di pertinenza. Le dimensioni delle loro sezioni trasversali (100x100 cm), infatti, scaturiscono dalla necessità di rendere i dispositivi di isolamento ispezionabili e sostituibili, in accordo con il punto 7.10.4.1 delle NTC2018, e sono dunque legate alla necessità di provvedere un idoneo appoggio di contrasto ai martinetti idraulici di sollevamento dell'impalcato.

Una volta dimensionato il sistema di isolamento e note le rigidità orizzontali dei singoli dispositivi, si dovrà verificare che le dimensioni dei baggioli rispettino la prescrizione dai cui al punto 7.10.4.3 delle NTC2018 in tema di limitazione degli effetti di spostamenti sismici differenziali.

La struttura portante dell'edificio è stata modellata agli elementi finiti come un telaio spaziale in calcestruzzo armato. Per discretizzare travi e pilastri si sono utilizzati elementi monodimensionali tipo "trave", mentre per rappresentare i solai di piano sono stati utilizzati elementi bidimensionali tipo "piastra".

Con riferimento all'elemento finito di tipo "trave", va sottolineato che il codice di calcolo impiegato implementa un modello di trave abbastanza dettagliato che considera la deformabilità a taglio dell'elemento (modello di Timoshenko), ossia valuta gli scorrimenti che avvengono nella trave per effetto della sollecitazione tagliante.

Con riferimento all'impiego degli elementi bidimensionali di tipo "piastra", va osservato che i solai del telaio spaziale sono stati modellati come rigidi, inserendo, per ognuno dei piani dell'edificio, un vincolo "Constraint" ai nodi, in particolare un vincolo di tipo "Diaphragm" che vincolasse la direzione diretta come l'asse Z: in questo modo si rende il solaio infinitamente rigido nel proprio piano. È necessario creare un vincolo diverso per ognuno dei piani, in quanto altrimenti si otterrebbe una errata modellazione ed un comportamento tipo "piano debole".

Come conseguenza diretta della modellazione degli impalcati, il modello dinamico della struttura, propone un numero limitato di modi di vibrare, in quanto per descrivere il comportamento dinamico della struttura sono sufficienti tre sole variabili cinematiche per ogni piano (le due traslazioni di piano e la rotazione di impalcato). In caso di impalcato non infinitamente rigido nel proprio piano invece, come noto, il modello dinamico della struttura presenterebbe anche un elevato numero di modi di vibrare, in quanto ogni nodo conserverebbe tutti i propri gradi di libertà, oltre a presentare masse concentrate in corrispondenza di tutti i nodi di piano.

Tra gli elementi finiti disponibili nella libreria del software si è considerata la tipologia di "piastra spessa" (modello di Mindlin), in grado di considerare, per ciascun campo racchiuso tra quattro nodi appartenenti al solaio di piano, la deformazione per scorrimento nel piano verticale dell'elemento. Per rendere il comportamento del campo di solaio a piastra introdotto nel modello ad elementi finiti aderente con le reali prestazioni statiche del corrispondente campo di solaio in latero-cemento presente nell'edificio, è necessario attribuire all'elemento finito in questione uno spessore opportuno, diversificato a seconda del tipo di rigidezza (estensionale o flessionale) da impiegarsi nelle calcolazioni.

Sulla scorta delle considerazioni svolte precedentemente nel capitolo 1, si procede pertanto a dimensionare il sistema di isolamento in modo tale da ottenere un periodo proprio della struttura che rispetti la seguente condizione:

$$T_{is} \geq T_{is,min} = 1,2196 \cdot 3 = 3,6588 \text{ sec} \quad (2.60)$$

Un'indicazione orientativa sul valore della rigidezza totale del sistema di isolamento è ottenibile dalla seguente formula:

$$K_{esi} = \left(\frac{2 \cdot \pi}{T_{is}} \right)^2 \cdot \frac{W}{g} \quad (2.61)$$

dove il termine W, corrispondente alla somma dei carichi gravitazionali da considerare in presenza di azione sismica, è dato, in accordo con il punto 3.2.4 delle NTC 2018, dalla seguente espressione:

$$W = G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj} \quad (2.62)$$

con il consueto significato dei simboli già introdotti in precedenza. In particolare, sulla base delle analisi dei carichi effettuata ad inizio del capitolo 2, risulta:

$$W = 55187,463 \text{ kN} \quad (2.63)$$

APPLICAZIONE PRATICA

Pertanto, sostituendo nella (2.61) al posto di T_{is} il valore fornito dalla (2.60), si ottiene:

$$K_{esi} \leq 16590,284 \text{ kN/m} \quad (2.64)$$

Si sceglie inoltre di adottare dispositivi caratterizzati da un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente pari al 15%.

La prima e più semplice ipotesi di dimensionamento del sistema di isolamento consiste nell'adozione di un'unica tipologia di isolatori elastomerici in corrispondenza di ciascuna pilastrata.

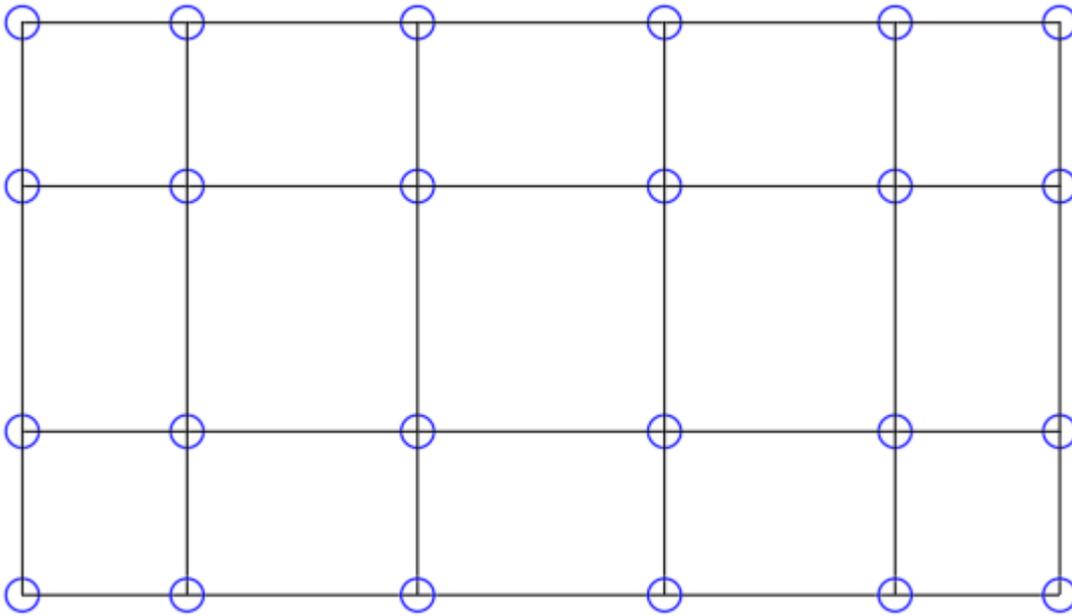


Figura 2.31 Disposizione isolatori elastomerici

Si sceglie di utilizzare isolatori elastomerici prodotti dalla FIP Industriale S.p.A., pertanto nel seguito si fa riferimento, per uniformità di trattazione, alle schede tecniche di tale produttore (serie SI). Elenchi completi di nominativi di produttori di dispositivi antisismici possono d'altra parte essere reperiti all'interno di portali web di informazione tecnica dell'edilizia.

Dal catalogo si sceglie in primo luogo l'isolatore SI-S 500/150, caratterizzato da una rigidezza orizzontale equivalente pari a 520 kN/m. Dato che si devono inserire 24 dispositivi, la rigidezza totale del sistema di isolamento è pari a:

$$K_{esi} = 520 \cdot 24 = 12480 \text{ kN/m} \quad (2.65)$$

inferiore al valore limite indicato dalla (2.64).

SI-S	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 350/150	20	1000	0.26	260	350	150	248	298	400	148
SI-S 400/150	120	1470	0.34	415	400	150	248	298	450	192
SI-S 450/150	280	2420	0.42	493	450	150	262	312	500	258
SI-S 500/150	600	3770	0.52	706	500	150	262	312	550	317

Figura 2.32 Caratteristiche isolatore elastomerico SI-S 500/150 FIP Industriale

Nel modello agli elementi finiti si introducono ora degli opportuni elementi di collegamento tra i baggioli e i pilastri dei piani superiori, in grado di simulare l'azione degli isolatori elastomerici.

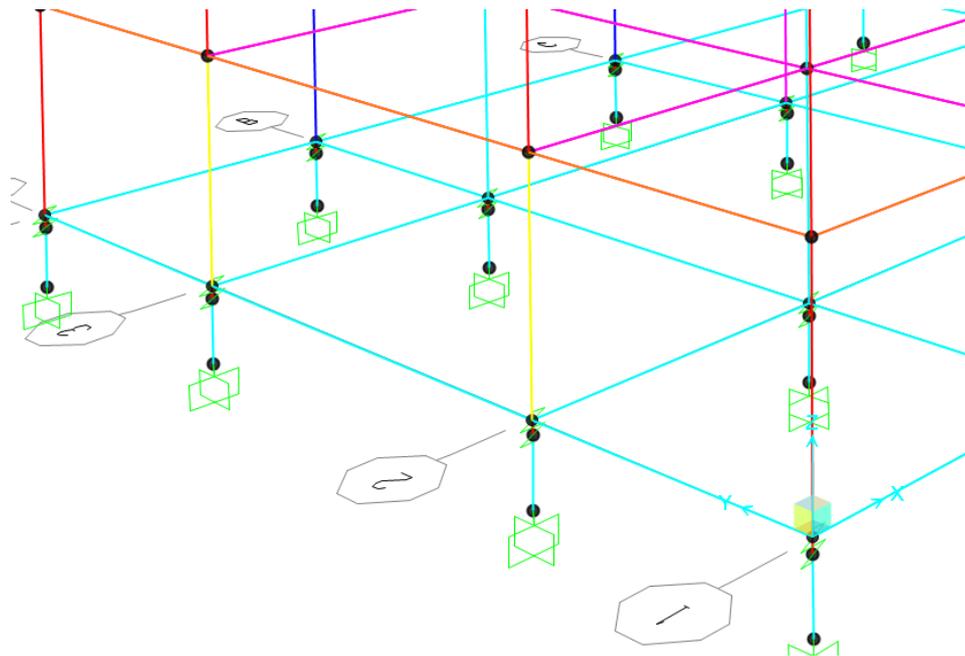


Figura 2.33 Inserimento del sistema di isolamento

Come si può notare dalla figura, è stato inserito anche un reticolo di travi ripartitrici alla base dell'edificio. Questo è stato fatto per ridurre in maniera significativa le sollecitazioni alla base degli elementi strutturali, in quanto ora vengono uniformemente distribuite su tutti gli elementi strutturali. Inoltre, anche lo spostamento alla base viene ridotto, in quanto altrimenti si sarebbero ottenuti valori eccessivamente alti.

Va osservato che ormai quasi ogni programma di calcolo strutturale è dotato di una propria libreria di isolatori, all'interno della quale il progettista può scegliere il modello più confacente alle proprie esigenze. Nel caso in esame l'elemento finito da considerare è ovviamente il *rubber isolator* (alla lettera *isolatore elastomerico*), le cui caratteristiche prestazionali vanno impostate sulla scorta della su menzionata scheda tecnica del produttore.

Sul modello a base isolata è possibile eseguire nuovamente un'analisi modale ed indagare le proprietà strutturali.

Si trova così che il primo modo di vibrare è caratterizzato da un periodo T_{is} pari a 4,4149 secondi, notevolmente più elevato rispetto al caso con base fissa.

La bontà della scelta effettuata, seppure suscettibile di ulteriori miglioramenti, può essere confermata osservando i quadri riepilogativi dei primi cinque modi di vibrare:

Modi	T [s]	Ux [m]	Uy [m]	Uz [m]	Rx	Ry	Rz
1	4,4149	8,379E-07	0,0123	1,471E-05	0,0001	2,258E-07	4,858E-06
2	4,3934	0,0124	1,323E-07	8,171E-06	1,808E-08	9E-05	2,05E-06
3	3,941	0,004	0,0113	1,087E-05	0,0001	3E-05	0,00105
4	0,6419	4,359E-06	0,0186	0,0003	0,00021	2,297E-07	3E-05
5	0,614	0,0183	9,771E-07	0,0002	5,691E-07	0,00015	1E-05

Tabella 2.15 Periodi propri e spostamenti primi cinque modi di vibrare

APPLICAZIONE PRATICA

Dai risultati ottenuti si evince come i primi due modi di vibrare ottenuti siano quasi totalmente traslazionali, in quanto sia la pianta dell'edificio che il sistema di isolamento risultano essere simmetrici rispetto ad entrambe le direzioni. Vengono di seguito riportate le deformate modali:



Figura 2.34 Deformata modale primo modo

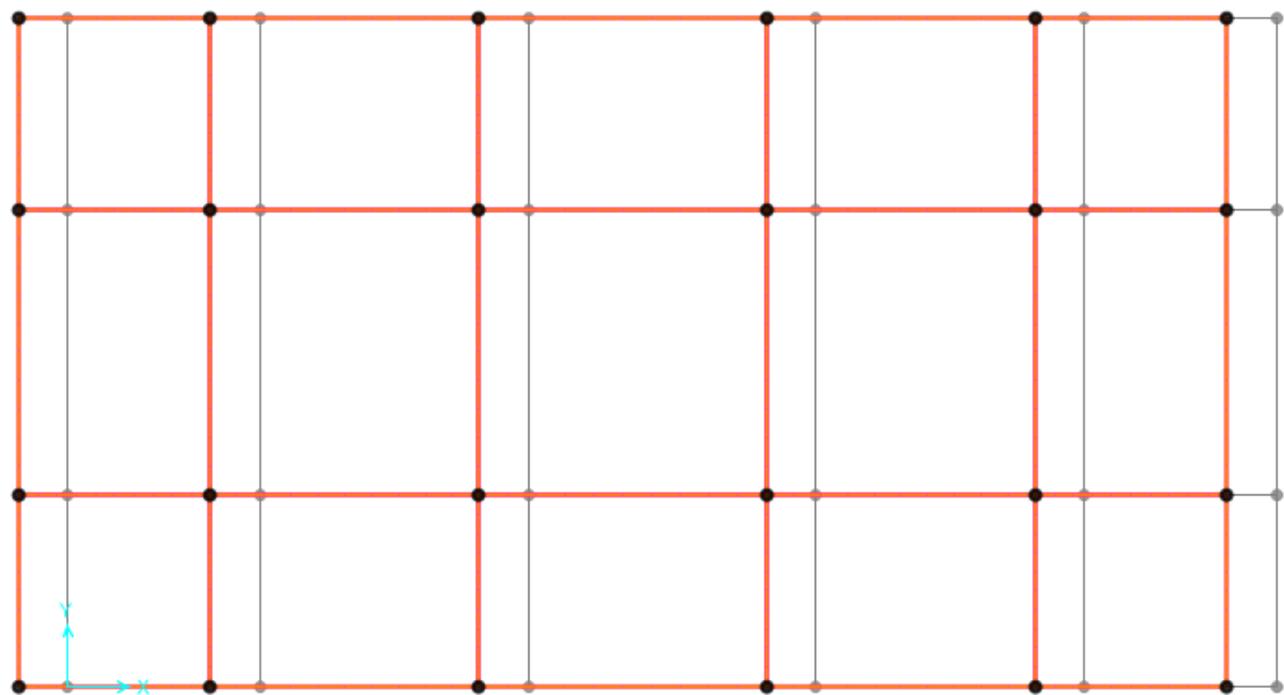


Figura 2.35 Deformata modale secondo modo

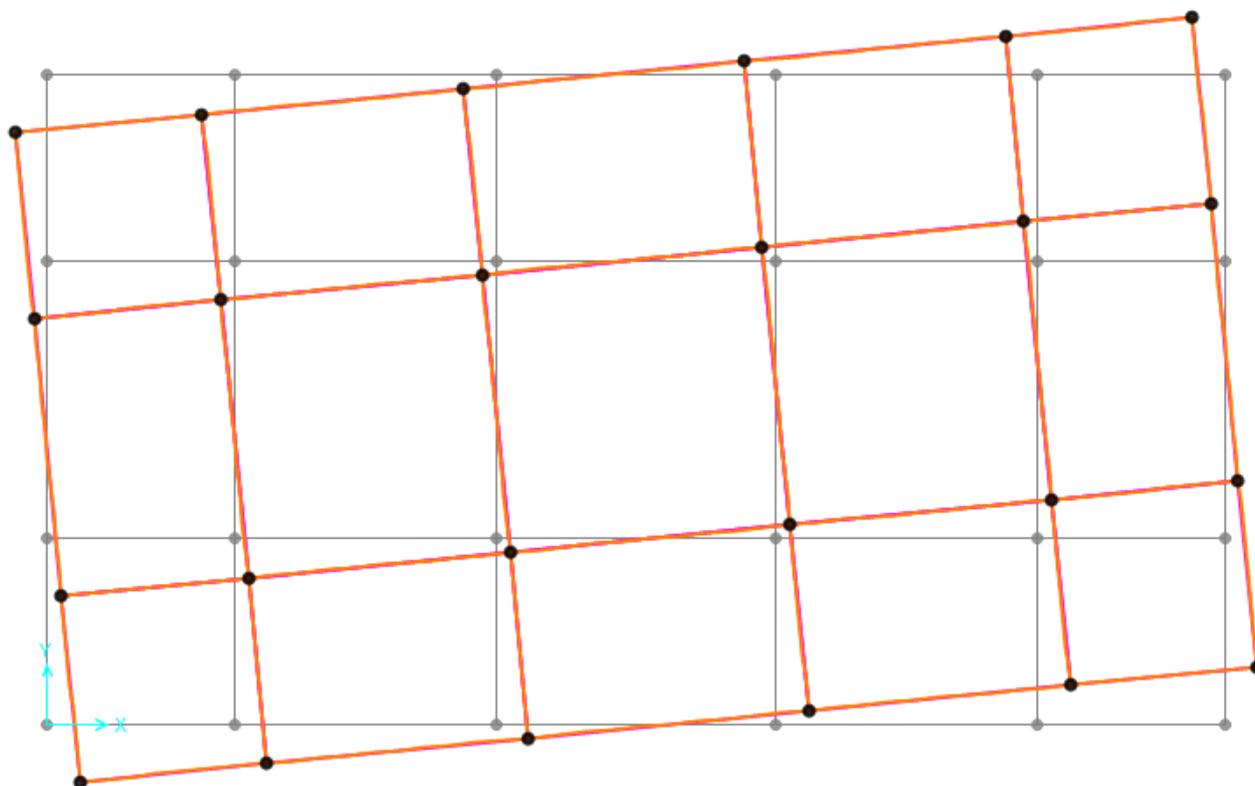


Figura 2.36 Deformata modale terzo modo

Per apprezzare ulteriormente la tipologia delle prime due deformate modali, si riportano le corrispondenti due viste laterali.

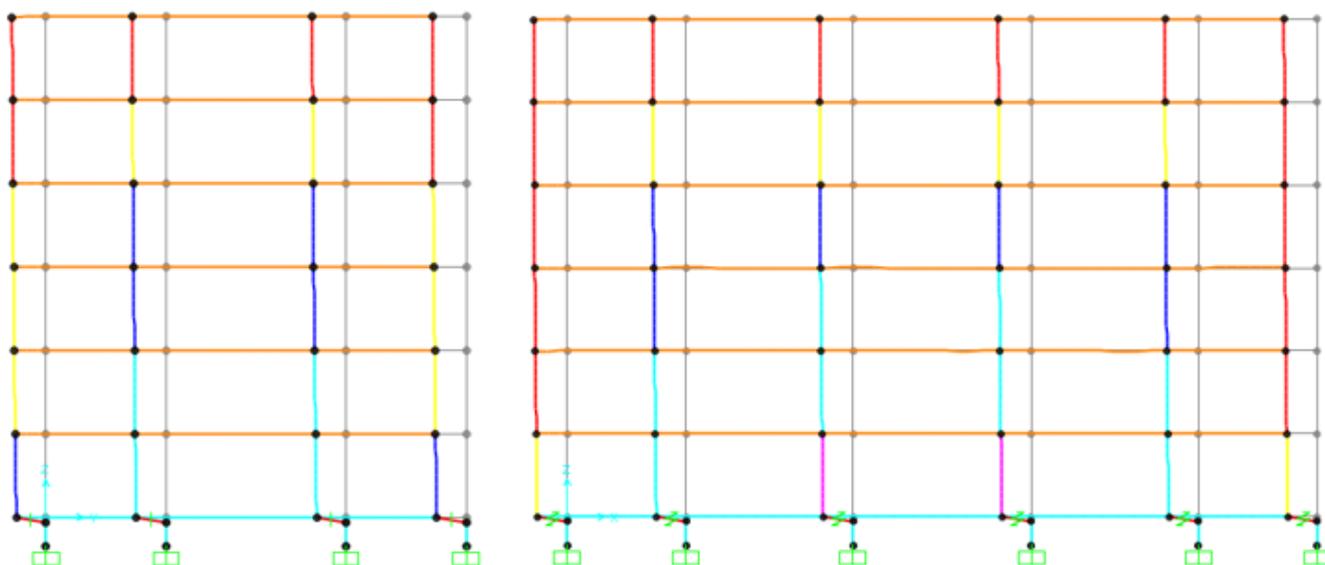


Figura 2.37 Vista laterale deformate modali primo modo (sx) e secondo modo (dx)

Avendo dimensionato il sistema di isolamento, a meno delle necessarie verifiche a valle del calcolo, è possibile procedere alla verifica del disposto normativo di cui al punto 7.10.4.3 delle NTC2018, laddove si prescrive che lo spostamento orizzontale in condizioni sismiche dei baggioli deve essere minore di 1/20 dello spostamento relativo del sistema di isolamento.

APPLICAZIONE PRATICA

Tale richiesta comporta che la rigidità tangenziale alla traslazione orizzontale dei baggioli sia almeno 20 volte più grande della rigidità orizzontale del sistema di isolamento. Dato, allora, che la rigidità del singolo isolatore elastomerico scelto (SI-S 500/150) è pari a 520 kN/m se ne deduce che la rigidità minima del singolo baggiolo deve essere almeno pari a 10400 kN/m.

Assunto, per ogni baggiolo, lo schema di funzionamento a mensola (di luce $l = 1$ m) e considerando la sezione quadrata 100x100 cm, si ha:

$$K_b = \frac{3 \cdot E \cdot \left(\frac{b \cdot h^3}{12}\right)}{l^2} = 5000000 \frac{kN}{m} > 10400 \frac{kN}{m} \quad (2.66)$$

La sezione del baggiolo è dunque sovrabbondante rispetto alle esigenze di rigidità, essendo d'altra parte essenzialmente legata alla necessità di consentire l'alloggiamento dei martinetti in caso di sostituzione degli isolatori.

Infine, noto con esattezza il periodo di isolamento, è possibile determinare gli andamenti degli spettri di risposta in ossequio al punto 7.10.5.3.2 delle NTC2018, laddove si prescrive di ridurre lo spettro elastico per il tutto il campo di periodi $T \geq 0,8 T_{is}$, assumendo per il coefficiente riduttivo η il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} del sistema di isolamento (scelto pari al 15%).

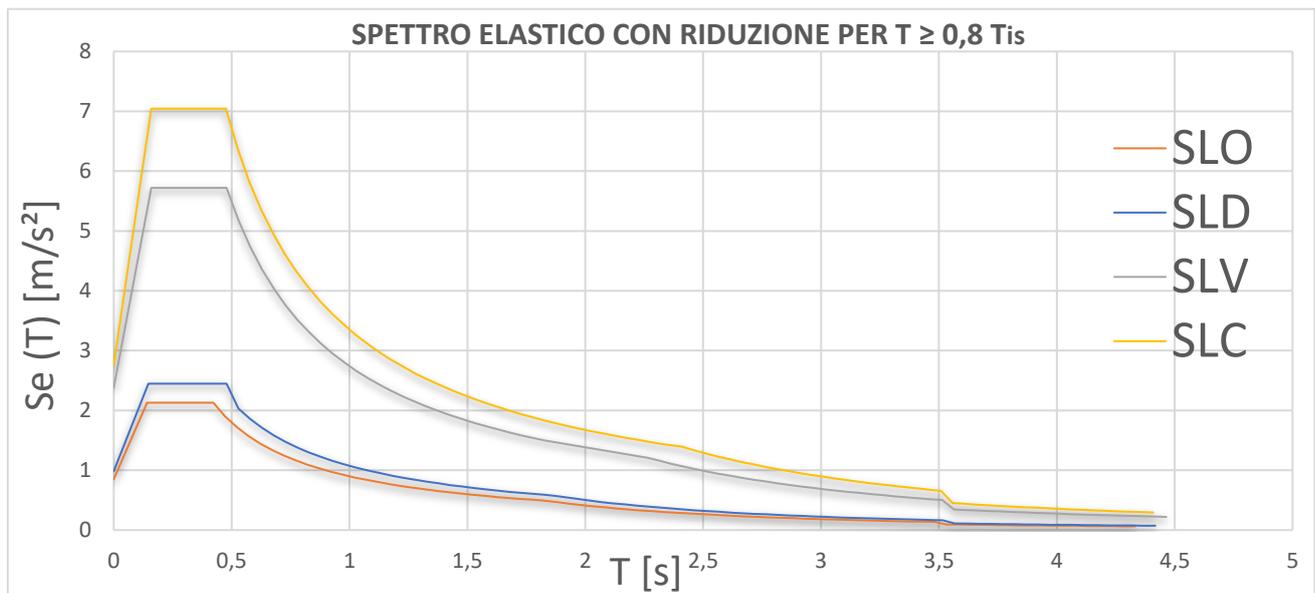


Figura 2.38 Spettri di progetto ridotti

Sulla scorta delle considerazioni svolte al paragrafo 1.3, corre l'obbligo di osservare che il valore di T_{is} varia in funzione della rigidità degli isolatori e, quindi, in funzione dello spostamento massimo in essi indotto dal sisma. A rigore, quindi, si dovrebbe mettere in conto un valore di T_{is} diverso per ciascuno stato limite considerato nell'analisi.

Tuttavia, come già argomentato in tale circostanza, la Circolare consente di assumere gli stessi valori di rigidità e di smorzamento del sistema di isolamento sia per lo SLU che per lo SLD, almeno nel caso di isolatori elastomerici con rapporto di smorzamento dell'ordine del 10-15% (come nel caso in questione) e nelle usuali ipotesi progettuali di deformazioni tangenziali medie comprese tra il 50% ed il 150% in corrispondenza dei diversi livelli di intensità sismica.

2.7.2 SOLLECITAZIONI

Una volta dimensionato il sistema di isolamento ed il reticolo di travi ripartitrici da disporre alla base dell'edificio, è possibile procedere nuovamente con l'analisi strutturale, in modo da ottenere le sollecitazioni agenti sulla struttura. Le azioni agenti sulla struttura e le combinazioni di carico (sismiche e non) sono le stesse utilizzate nel caso di edificio a base fissa, riportate nel paragrafo 2.6.3. Le sollecitazioni agli SLU sono rimaste invariate rispetto al caso di prima e rimangono le sollecitazioni prevalenti per le travi dei telai longitudinali, riportate nel paragrafo 2.6.4, mentre le sollecitazioni per le travi dei telai trasversali sono differenti, in quanto le sollecitazioni prevalenti provenivano dall'azione sismica e sono di seguito riportate:

TRAVATA 6° PIANO					
TRATTO 1-2		TRATTO 2-3		TRATTO 3-4	
M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]
-55,42	32,16	-24,37	44,71	-55,42	32,16
TRAVATA 5° PIANO					
TRATTO 5-6		TRATTO 6-7		TRATTO 7-8	
M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]
-95,9	68,48	-38,62	36,83	-95,9	68,48
TRAVATA 4° PIANO					
TRATTO 9-10		TRATTO 10-11		TRATTO 11-12	
M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]
-113,21	88,76	-52,13	35,06	-113,21	88,76
TRAVATA 3° PIANO					
TRATTO 13-14		TRATTO 14-15		TRATTO 15-16	
M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]
-128,35	100,73	-61,07	36,02	-128,35	100,73
TRAVATA 2° PIANO					
TRATTO 17-18		TRATTO 18-19		TRATTO 19-20	
M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]
-132,93	110,41	-72,76	37,38	-132,93	110,41
TRAVATA 1° PIANO					
TRATTO 21-22		TRATTO 22-23		TRATTO 23-24	
M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]
-147,44	123,44	-80,58	40,95	-147,44	123,44

Tabella 2.16 Sollecitazioni flessionali travate telaio trasversale

Come si può notare, esse sono diminuite grazie all'inserimento di dispositivi di isolamento sismico dimensionati precedentemente nel capitolo 2.7.1.

Successivamente, sono riportate le sollecitazioni a taglio per le travi. Prima vengono riportate le sollecitazioni delle travate longitudinali per i telai centrali:

TRAVATA 6° PIANO					
TRATTO AB		TRATTO BC		TRATTO CD	
T app. A [kN]	T app. B [kN]	T app. B [kN]	T app. C [kN]	T app. C [kN]	T app. D [kN]
222,0110	-197,6310	294,4120	-285,6220	311,3910	-310,0730
TRAVATA 5° PIANO					
TRATTO GH		TRATTO HI		TRATTO IJ	
T app. G [kN]	T app. H [kN]	T app. H [kN]	T app. I [kN]	T app. I [kN]	T app. J [kN]
282,1430	-283,9190	391,958	-394,0750	421,2290	-422,5150
TRAVATA 4° PIANO					
TRATTO MN		TRATTO NO		TRATTO OP	
T app. M [kN]	T app. N [kN]	T app. N [kN]	T app. O [kN]	T app. O [kN]	T app. P [kN]
279,8270	-281,6250	387,4370	-398,5960	421,0790	-421,7580
TRAVATA 3° PIANO					
TRATTO ST		TRATTO TU		TRATTO UV	
T app. S [kN]	T app. T [kN]	T app. T [kN]	T app. U [kN]	T app. U [kN]	T app. V [kN]
279,0280	-282,9720	386,2640	-399,7680	420,9290	-421,2490
TRAVATA 2° PIANO					
TRATTO YZ		TRATTO ZAA		TRATTO AABB	
T app. Y [kN]	T app. Z [kN]	T app. Z [kN]	T app. AA [kN]	T app. AA [kN]	T app. BB [kN]
277,5860	-284,7520	384,4500	-401,5820	420,8880	-423,0340
TRAVATA 1° PIANO					
TRATTO EEFF		TRATTO FFGG		TRATTO GGHH	
T app. EE [kN]	T app. FF [kN]	T app. FF [kN]	T app. GG [kN]	T app. GG [kN]	T app. HH [kN]
277,3330	-284,1190	388,0780	-397,9550	420,8920	-421,6920

Tabella 2.17 Sollecitazioni a taglio travate telaio centrale

Analogamente, vengono riportate le sollecitazioni a taglio per le travate longitudinali dei telai esterni.

TRAVATA 6° PIANO					
TRATTO AB		TRATTO BC		TRATTO CD	
T app. A [kN]	T app. B [kN]	T app. B [kN]	T app. C [kN]	T app. C [kN]	T app. D [kN]
94,3480	-104,6320	142,7170	-138,6150	147,7800	-147,5470
TRAVATA 5° PIANO					
TRATTO GH		TRATTO HI		TRATTO IJ	
T app. G [kN]	T app. H [kN]	T app. H [kN]	T app. I [kN]	T app. I [kN]	T app. J [kN]
143,4460	-180,6310	230,533	-230,1970	246,5260	-247,2210
TRAVATA 4° PIANO					
TRATTO MN		TRATTO NO		TRATTO OP	
T app. M [kN]	T app. N [kN]	T app. N [kN]	T app. O [kN]	T app. O [kN]	T app. P [kN]
154,9260	-174,6960	235,9710	-232,3370	251,2200	-246,7280
TRAVATA 3° PIANO					
TRATTO ST		TRATTO TU		TRATTO UV	
T app. S [kN]	T app. T [kN]	T app. T [kN]	T app. U [kN]	T app. U [kN]	T app. V [kN]
153,8100	-175,4020	230,4280	-237,3020	246,5660	-246,6800
TRAVATA 2° PIANO					
TRATTO YZ		TRATTO ZAA		TRATTO AABB	
T app. Y [kN]	T app. Z [kN]	T app. Z [kN]	T app. AA [kN]	T app. AA [kN]	T app. BB [kN]
156,8750	-176,8200	229,9930	-232,0880	246,6230	-247,0330
TRAVATA 1° PIANO					
TRATTO EEFF		TRATTO FFGG		TRATTO GGHH	
T app. EE [kN]	T app. FF [kN]	T app. FF [kN]	T app. GG [kN]	T app. GG [kN]	T app. HH [kN]
165,5290	-168,8280	233,0980	-232,2460	249,7100	-246,7430

Tabella 2.18 Sollecitazioni a taglio travate telaio esterno

Per la nomenclatura dei tratti, si è fatto riferimento alla figura 2.25 del paragrafo 2.6.5.

Infine, vengono riportate le sollecitazioni a taglio per le travate trasversali:

TRAVATA 6° PIANO					
TRATTO 1-2		TRATTO 2-3		TRATTO 3-4	
T app. 1 [kN]	T app. 2 [kN]	T app. 2 [kN]	T app. 3 [kN]	T app. 3 [kN]	T app. 4 [kN]
6,4380	-38,1330	39,9420	-39,9420	-6,4380	38,1330
TRAVATA 5° PIANO					
TRATTO 5-6		TRATTO 6-7		TRATTO 7-8	
T app. 5 [kN]	T app. 6 [kN]	T app. 6 [kN]	T app. 7 [kN]	T app. 7 [kN]	T app. 8 [kN]
4,4630	-60,8850	45,6760	-45,6760	-4,4630	60,8850
TRAVATA 4° PIANO					
TRATTO 9-10		TRATTO 10-11		TRATTO 11-12	
T app. 9 [kN]	T app. 10 [kN]	T app. 10 [kN]	T app. 11 [kN]	T app. 11 [kN]	T app. 12 [kN]
19,7400	-80,6020	54,3220	-54,3220	-19,7400	80,6020
TRAVATA 3° PIANO					
TRATTO 13-14		TRATTO 14-15		TRATTO 15-16	
T app. 13 [kN]	T app. 14 [kN]	T app. 14 [kN]	T app. 15 [kN]	T app. 15 [kN]	T app. 16 [kN]
34,2800	-96,7250	60,9350	-60,9350	-34,2800	96,7250
TRAVATA 2° PIANO					
TRATTO 17-18		TRATTO 18-19		TRATTO 19-20	
T app. 17 [kN]	T app. 18 [kN]	T app. 18 [kN]	T app. 19 [kN]	T app. 19 [kN]	T app. 20 [kN]
50,6600	-109,9970	69,2840	-69,2840	-50,6600	109,9970
TRAVATA 1° PIANO					
TRATTO 21-22		TRATTO 22-23		TRATTO 23-24	
T app. 21 [kN]	T app. 22 [kN]	T app. 22 [kN]	T app. 23 [kN]	T app. 23 [kN]	T app. 24 [kN]
70,7810	-129,3740	76,3020	-76,3020	-70,7810	129,3740

Tabella 2.19 Sollecitazioni flessionali travate telaio trasversale

Per la nomenclatura dei tratti, si è fatto riferimento alla figura 2.26 del paragrafo 2.6.5.

Si procede ora con il calcolo delle sollecitazioni sui pilastri. La differenza rispetto al caso precedente è che ora la struttura rimane in campo elastico, pertanto l'armatura da inserire nelle pilastrate non verranno più calcolate secondo le restrizioni imposte dalla gerarchia delle resistenze, ma in base alle reali sollecitazioni ricavate dall'analisi strutturale appena effettuata. Inoltre, essendo appunto la struttura in campo elastico, non sarà necessario rispettare tutte le verifiche e le restrizioni imposte dalla gerarchia delle resistenze, in quanto non si presentano deformazioni in campo plastico.

Analogamente a quanto fatto per l'edificio a base fissa, tra le combinazioni precedentemente riportate, per ogni pilastro, si considera quella che genera il massimo valore di sforzo normale e si considera come sollecitazione agente lo sforzo normale appena ricavato con il valore di momento flettente associato al suddetto valore di sforzo normale.

Le sollecitazioni ricavate per le pilastrate dei telai centrali sono le seguenti:

PILAISTRATA 1		
PILASTRO	Nsd [kN]	Msd [kNm]
Pilastro 6° Piano	259,693	122,9867
Pilastro 5° Piano	683,894	109,0027
Pilastro 4° Piano	1115,413	114,5837
Pilastro 3° Piano	1550,898	130,1958
Pilastro 2° Piano	1992,485	141,3713
Pilastro 1° Piano	2446,499	177,0909
PILAISTRATA 2		
PILASTRO	Nsd [kN]	Msd [kNm]
Pilastro 6° Piano	569,676	101,2231
Pilastro 5° Piano	1224,551	135,3095
Pilastro 4° Piano	1885,359	189,016
Pilastro 3° Piano	2545,605	200,696
Pilastro 2° Piano	3215,16	279,1629
Pilastro 1° Piano	3880,856	258,912
PILAISTRATA 3		
PILASTRO	Nsd [kN]	Msd [kNm]
Pilastro 6° Piano	659,474	66,2765
Pilastro 5° Piano	1502,308	91,4034
Pilastro 4° Piano	2344,893	131,041
Pilastro 3° Piano	3193,263	185,134
Pilastro 2° Piano	4036,275	192,7171
Pilastro 1° Piano	4894,743	237,3823

Tabella 2.20 Sollecitazioni presso-flessionali pilastrate telai centrali

Analogamente a quanto fatto per le pilastrate dei telai centrali, vengono riportate anche le sollecitazioni delle pilastrate dei telai esterni nella tabella 2.21, posta nella pagina seguente.

PILASTRATA 1		
PILASTRO	Nsd [kN]	Msd [kNm]
Pilastro 6° Piano	177,042	91,8594
Pilastro 5° Piano	478,4	83,2527
Pilastro 4° Piano	758,869	94,988
Pilastro 3° Piano	1046,313	108,935
Pilastro 2° Piano	1326,583	118,1796
Pilastro 1° Piano	1592,645	125,6457
PILASTRATA 2		
PILASTRO	Nsd [kN]	Msd [kNm]
Pilastro 6° Piano	303,23	97,1714
Pilastro 5° Piano	757,887	91,9706
Pilastro 4° Piano	1223,382	143,519
Pilastro 3° Piano	1689,803	157,171
Pilastro 2° Piano	2155,624	168,799
Pilastro 1° Piano	2635,047	237,2541
PILASTRATA 3		
PILASTRO	Nsd [kN]	Msd [kNm]
Pilastro 6° Piano	368,064	42,5365
Pilastro 5° Piano	956,586	84,1869
Pilastro 4° Piano	1544,271	99,000
Pilastro 3° Piano	2131,119	115,998
Pilastro 2° Piano	2728,283	166,1749
Pilastro 1° Piano	3320,53	183,8018

Tabella 2.21 Sollecitazioni presso-flessionali pilastrate telai esterni

La numerazione delle pilastrate è di seguito riportata:

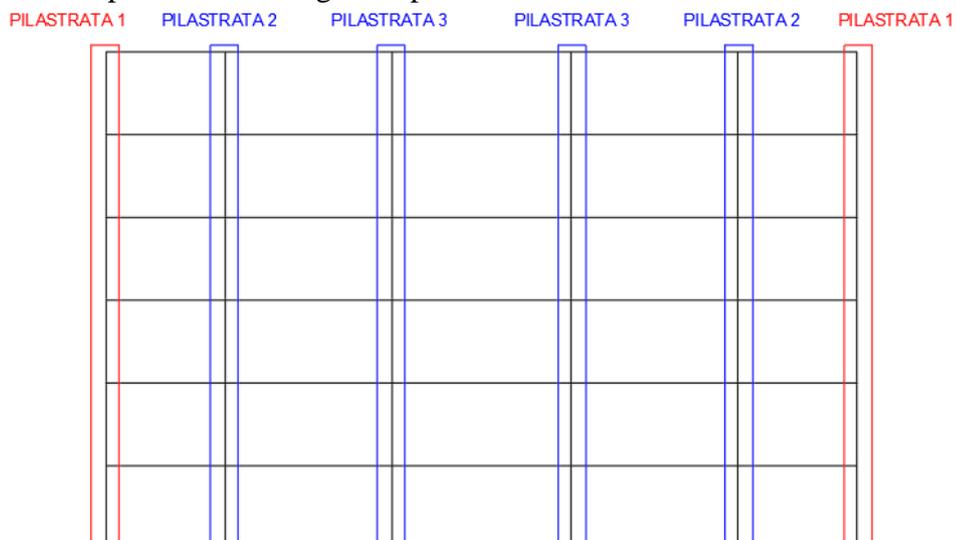


Figura 2.39 Numerazione pilastrate

Infine, si ricavano le sollecitazioni a taglio delle pilastrate, distinguendo le pilastrate del telaio centrale dalle pilastrate del telaio esterno.

TELAIO CENTRALE

PILASTRATA 1	
PILASTRO	Vsd [kN]
Pilastro 6° Piano	66,86
Pilastro 5° Piano	60,99
Pilastro 4° Piano	63,79
Pilastro 3° Piano	73,04
Pilastro 2° Piano	78,74
Pilastro 1° Piano	82,97
PILASTRATA 2	
PILASTRO	Vsd [kN]
Pilastro 6° Piano	54,72
Pilastro 5° Piano	71,71
Pilastro 4° Piano	102,85
Pilastro 3° Piano	108,17
Pilastro 2° Piano	153,86
Pilastro 1° Piano	126,94
PILASTRATA 3	
PILASTRO	Vsd [kN]
Pilastro 6° Piano	36,81
Pilastro 5° Piano	49,7
Pilastro 4° Piano	68,09
Pilastro 3° Piano	99,43
Pilastro 2° Piano	103,8
Pilastro 1° Piano	110,28

Tabella 2.22 Sollecitazioni a taglio pilastrate telaio centrale

Come si può notare, le sollecitazioni sono notevolmente minori rispetto al caso precedente in quanto, oltre ai dispositivi di isolamento alla base, ora non è più necessario rispettare i criteri di gerarchia delle resistenze, molto stringenti per questo tipo di verifica in particolare.

TELAIO ESTERNO

PILASTRATA 1	
PILASTRO	Vsd [kN]
Pilastro 6° Piano	51,211
Pilastro 5° Piano	46,465
Pilastro 4° Piano	53,528
Pilastro 3° Piano	60,902
Pilastro 2° Piano	66,89
Pilastro 1° Piano	63,55
PILASTRATA 2	
PILASTRO	Vsd [kN]
Pilastro 6° Piano	55,272
Pilastro 5° Piano	50,526
Pilastro 4° Piano	78,949
Pilastro 3° Piano	88,597
Pilastro 2° Piano	92,996
Pilastro 1° Piano	117,726
PILASTRATA 3	
PILASTRO	Vsd [kN]
Pilastro 6° Piano	22,366
Pilastro 5° Piano	45,715
Pilastro 4° Piano	55,026
Pilastro 3° Piano	62,88
Pilastro 2° Piano	90,886
Pilastro 1° Piano	91,787

Tabella 2.23 Sollecitazioni a taglio pilastrate telaio esterno

Le sollecitazioni del telaio esterno risultano essere inferiori, ma molto simili alle sollecitazioni del telaio centrale, quindi verrà utilizzato lo stesso quantitativo di armatura trasversale sia per i pilastri facenti parte del telaio centrale che per i pilastri facenti parte del telaio esterno.

2.7.3 VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI

Una volta eseguita l'analisi strutturale, essendo note le caratteristiche della sollecitazione e della deformazione, è possibile procedere con l'esecuzione delle verifiche strutturali. Quest'ultime si possono raggruppare essenzialmente in tre categorie, ciascuna relativa ad un particolare aspetto dell'edificio:

- Verifica di elementi resistenti in cemento armato;
- Verifiche dei dispositivi di isolamento;
- Verifiche dei giunti e delle connessioni impiantistiche.

Nel caso in esame, non sono presenti giunti sismici, pertanto si procede con le verifiche solo dei primi due punti.

In merito alle verifiche degli elementi resistenti in cemento armato, si è già più volte rimarcato che il loro dimensionamento può essere condotto con riferimento alle NTC2018, con deroga alle limitazioni geometriche e di armatura imposte agli ordinari edifici a base fissa. I necessari riferimenti normativi divengono allora i paragrafi 4.1.6.1.1 (Armatura delle travi) e 4.1.6.1.2 (Armatura dei pilastri).

Nelle verifiche di resistenza allo SLV (STR) si devono adottare gli stessi coefficienti γ_M utilizzati per le costruzioni non isolate (7.10.6.2.1 – NTC2018).

Le procedure di verifica degli elementi in cemento armato, in altri termini, si conducono con le usuali modalità elaborate nell'ambito della Tecnica delle Costruzioni, controllando che in ogni sezione le sollecitazioni agenti siano minori o uguali alle sollecitazioni resistenti.

2.7.3.1 ARMATURA TRAVATE

Per quanto riguarda le travate, le sollecitazioni prevalenti continuano a provenire dagli SLU per via delle luci elevate delle campate. Per questa motivazione, la quantità di armatura longitudinale da inserire nelle travate longitudinali rimane identica a quella già calcolata per le travate dell'edificio a base fissa (senza dispositivo di isolamento) riportata nel paragrafo 2.6.5, mentre per l'armatura longitudinale delle travate poste in direzione trasversale, essendo le sollecitazioni diminuite, è stato ridotto ed in particolare è stato posto come mostrato nella figura 2.40:

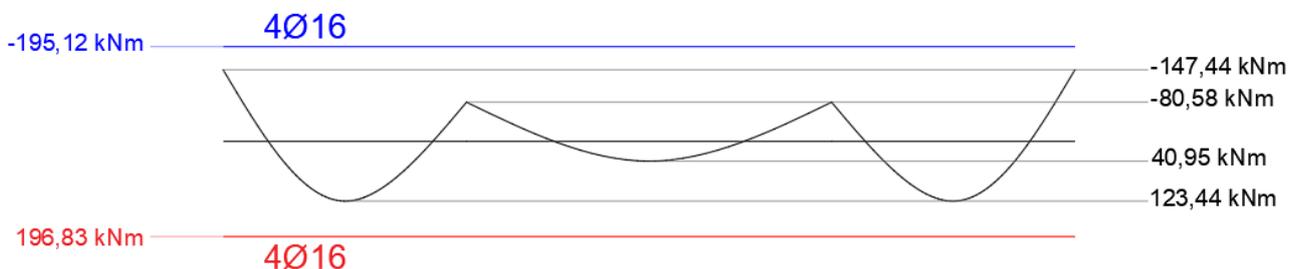


Figura 2.40 Armatura travate telai trasversali

In figura 2.38 è stata riportata solamente la trave più sollecitata, in quanto in ogni caso non è stato possibile scendere al di sotto di quel valore di armatura, per il rispetto di quanto riportato nel capitolo 4.1.6.1.1 delle NTC2018 riguardo l'armatura minima per gli elementi resistenti.

APPLICAZIONE PRATICA

Anche per quanto riguarda l'armatura trasversale delle travate longitudinali non vi sono grandi differenze rispetto al caso con base fissa, in quanto le sollecitazioni, provenendo principalmente dal caso statico agli SLU, sono simili a quelle precedentemente ricavate. Una differenza rispetto al caso con base fissa è l'assenza della zona critica, in quanto la sua presenza era una restrizione dovuta alla progettazione secondo le regole imposte dalla gerarchia delle resistenze, mentre ora le staffe sono disposte con un passo regolare per tutta la lunghezza del tratto di trave considerato.

Nel caso in esame, dunque, per le travate longitudinali dei telai centrali, si ottengono i seguenti valori:

- TRAVATA 6° PIANO:
 - Tratto A-B; E-F:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 150mm;
 - Tratto B-C; C-D; D-E:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 120mm;
- TRAVATA 5° PIANO:
 - Tratto G-H; K-L:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 130mm;
 - Tratto H-I; J-K:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Tratto I-J:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 90mm;
- TRAVATA 4° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;
- TRAVATA 3° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;
- TRAVATA 2° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;
- TRAVATA 1° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

Nella figura seguente è riportata la distinta dei ferri per le due tipologie di disposizione delle armature:



Figura 2.41 Armatura trasversale travata 6° piano telaio centrale longitudinale

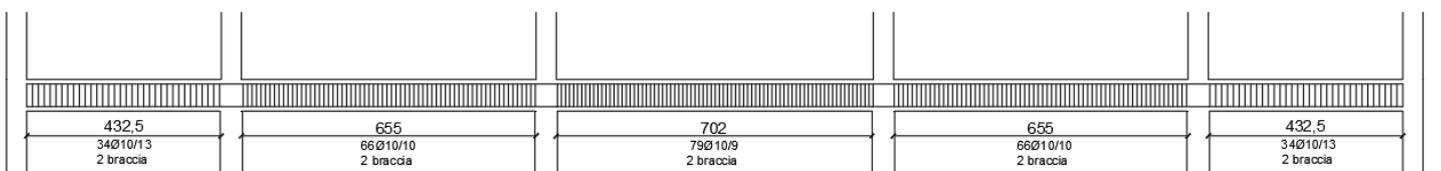


Figura 2.42 Armatura trasversale travata 5° piano, 4° piano, 3° piano, 2° piano, 1° piano telaio centrale longitudinale

APPLICAZIONE PRATICA

Per le travate dei telai esterni invece, si ottengono i seguenti valori:

- TRAVATA 6° PIANO:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 200mm;

- TRAVATA 5° PIANO:
 - Tratto G-H; K-L:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 200mm;
 - Tratto H-I; I-J; J-K:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 130mm;

- TRAVATA 4° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

- TRAVATA 3° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

- TRAVATA 2° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

- TRAVATA 1° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

Nella figura seguente è riportata la distinta dei ferri per le due tipologie di disposizione delle armature:

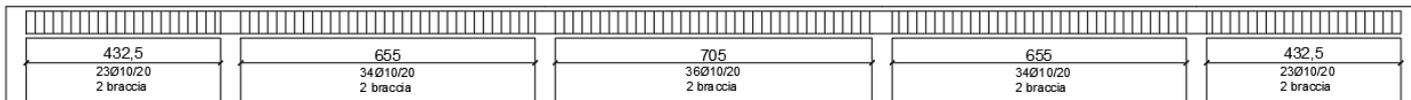


Figura 2.43 Armatura trasversale travata 6° piano telaio esterno longitudinale

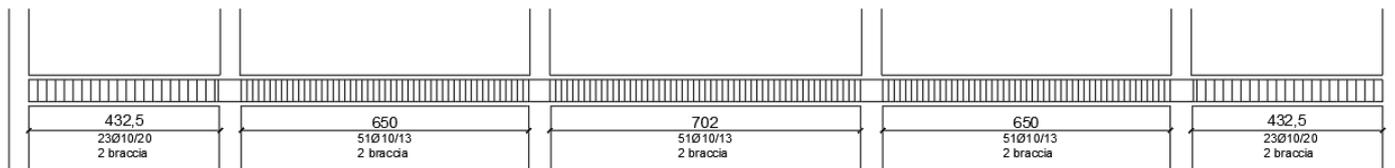


Figura 2.44 Armatura trasversale travata 5° piano, 4° piano, 3° piano, 2° piano, 1° piano telaio esterno longitudinale

APPLICAZIONE PRATICA

Infine, per le travate dei telai poste in direzione trasversale, si ottengono i seguenti valori:

- TRAVATA 6° PIANO:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 200mm;
- TRAVATA 5° PIANO: Stessa distinta armatura della travata 6° piano;
- TRAVATA 4° PIANO: Stessa distinta armature della travata 6° piano;
- TRAVATA 3° PIANO: Stessa distinta armature della travata 6° piano;
- TRAVATA 2° PIANO: Stessa distinta armature della travata 6° piano;
- TRAVATA 1° PIANO: Stessa distinta armature della travata 6° piano;

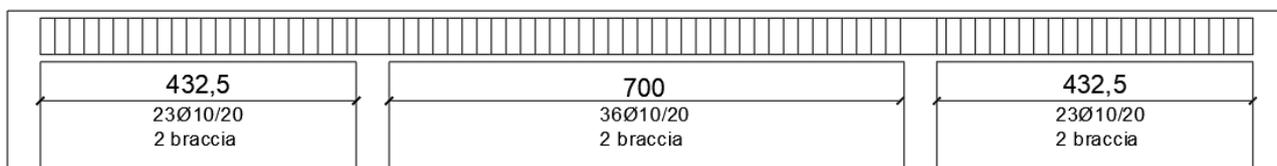


Figura 2.45 Armatura trasversale travata 6° piano telaio esterno trasversale

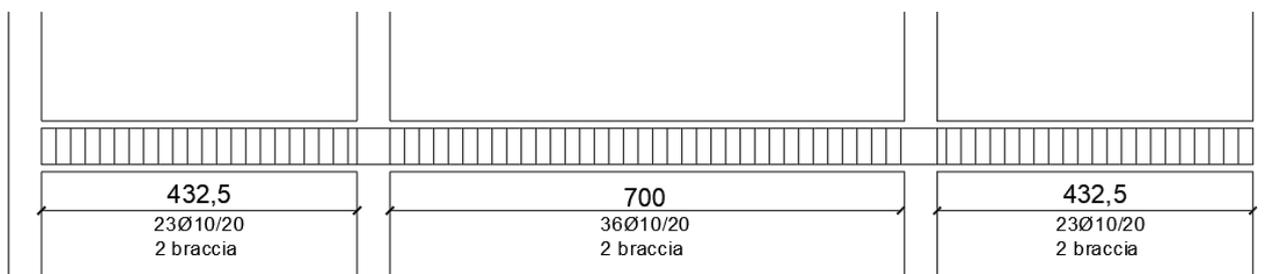


Figura 2.46 Armatura trasversale travata 5° piano, 4° piano, 3° piano, 2° piano, 1° piano telaio esterno trasversale

2.7.3.2 ARMATURA PILAstrate

Per quanto riguarda l'armatura delle pilastrate, si procede con la progettazione degli elementi secondo pressoflessione. Rispetto al caso con base fissa, non è necessario rispettare i criteri e le restrizioni imposte dalla gerarchia delle resistenze, pertanto l'unico limite da rispettare è quello riportato nel paragrafo §4.1.6.1.2 delle NTC 2018, ovvero la formula (2.35).

Successivamente, si procede con il calcolo secondo le stesse modalità precedentemente riportate nel capitolo 2.6.6 (la procedura infatti è analoga, solo che in questo caso non sarà necessario aumentare l'armatura longitudinale da inserire nei pilastri per il rispetto della gerarchia delle resistenze).

Pertanto, la quantità di armatura longitudinale inserita nei pilastri è la seguente:

- **TELAIO CENTRALE:**
 - Pilastrata 1:
 - 4 barre $\phi 20$ per ogni lato del pilastro;
 - Pilastrata 2 e 3:
 - 4 barre $\phi 22$ per ogni lato del pilastro;

- **TELAIO ESTERNO:**
 - Pilastrata 1:
 - 4 barre $\phi 20$ per ogni lato del pilastro;
 - Pilastrata 2 e 3:
 - 4 barre $\phi 22$ per ogni lato del pilastro;

Per la numerazione delle pilastrate, si fa riferimento alla figura 2.37 del paragrafo 2.7.2.

Per verificare la validità delle sezioni, si costruisce il diagramma di pressoflessione per ognuno dei pilastri componenti le pilastrate, di seguito riportati:

TELAIO ESTERNO

Pilastrata 1: tutti i pilastri possiedono una sezione pari a 45x45 cm.

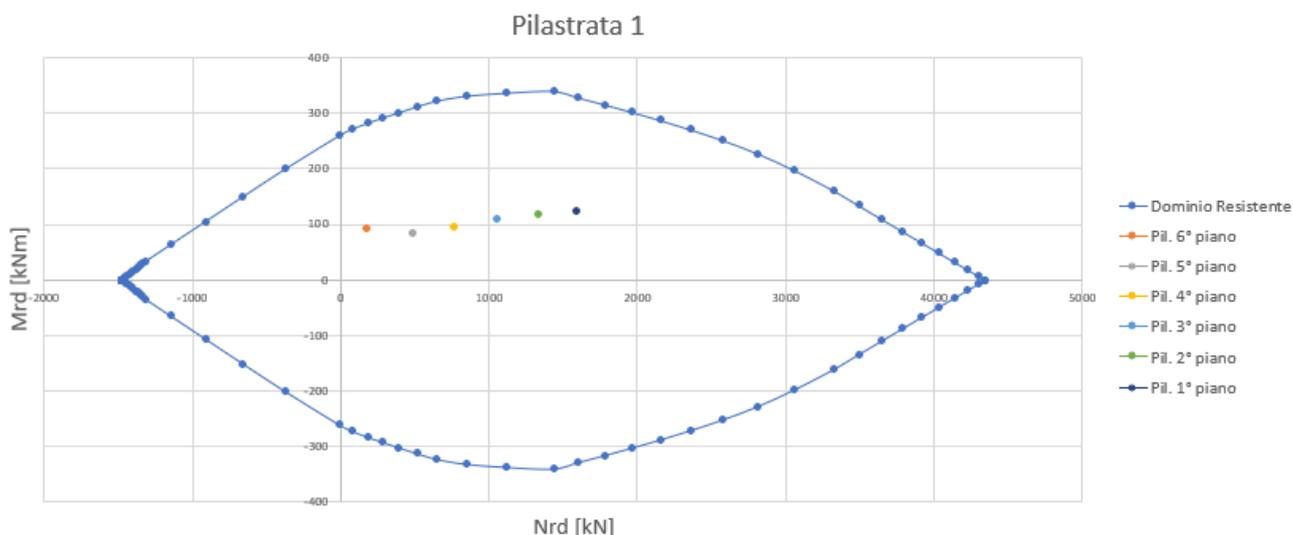


Figura 2.47 Diagramma pressoflessione pilastrata 1 telaio esterno

APPLICAZIONE PRATICA

Pilastrata 2: pilastri 6° piano e 5° piano con sezioni pari a 45x45 cm; pilastri 4° piano, 3° piano, 2° piano con sezioni pari a 50x50 cm; pilastro 1° piano con sezione pari a 55x55 cm.

Pilastri 45x45

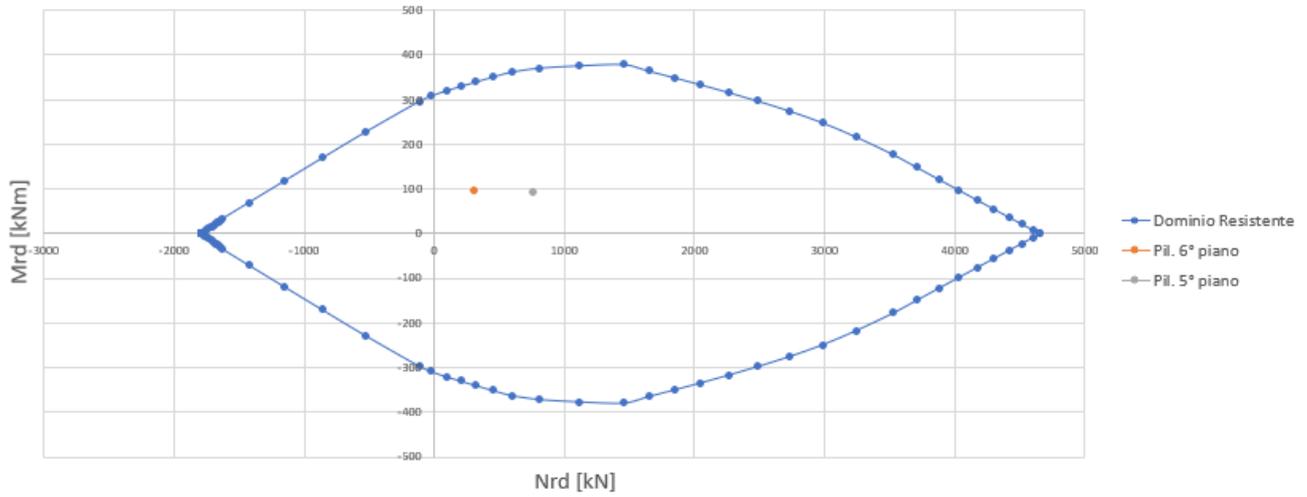


Figura 2.48 Diagramma pressoflessione pilastri 45x45 pilastrata 2 telaio esterno

Pilastri 50x50

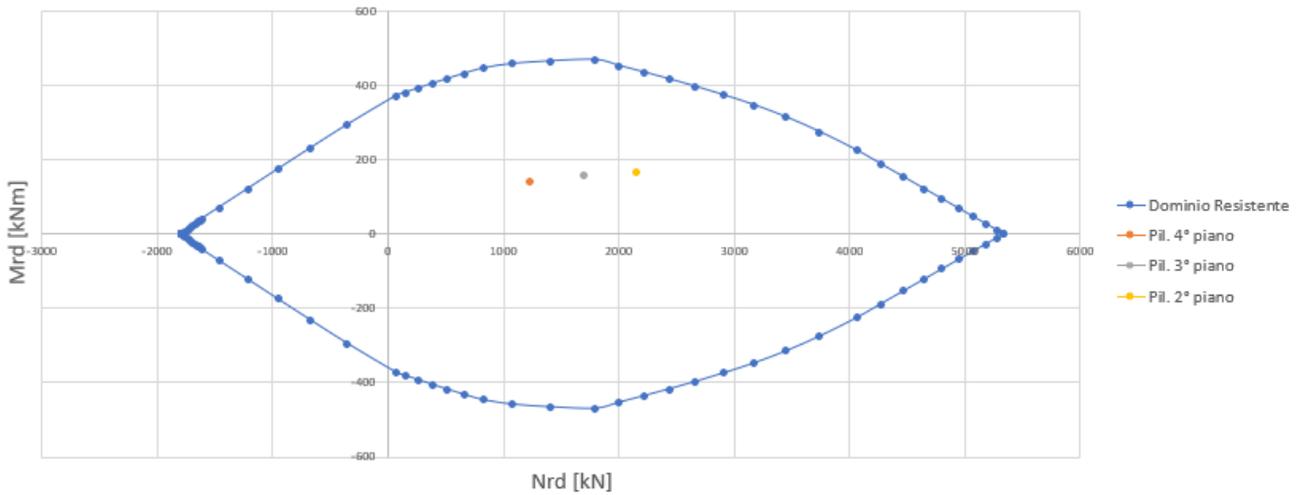


Figura 2.49 Diagramma pressoflessione pilastri 50x50 pilastrata 2 telaio esterno

Pilastri 55x55

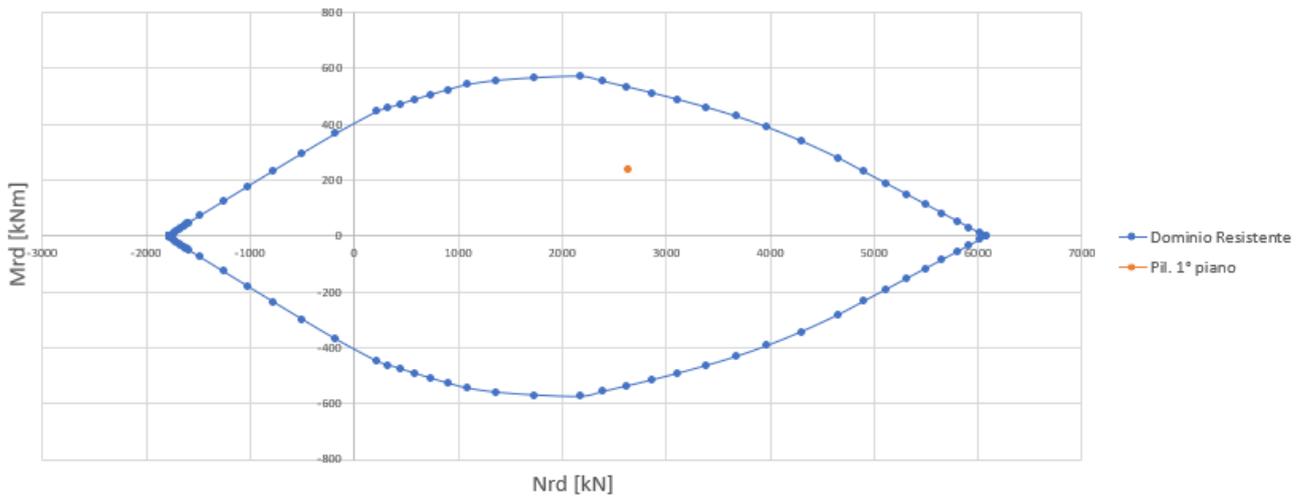


Figura 2.50 Diagramma pressoflessione pilastro 55x55 pilastrata 2 telaio esterno

APPLICAZIONE PRATICA

Pilastrata 3: pilastro 6° piano con sezioni pari a 45x45 cm; pilastri 5° piano, 4° piano e 3° piano con sezioni pari a 50x50 cm; pilastri 2° piano e 1° piano con sezione pari a 55x55 cm.

Pilastri 45x45

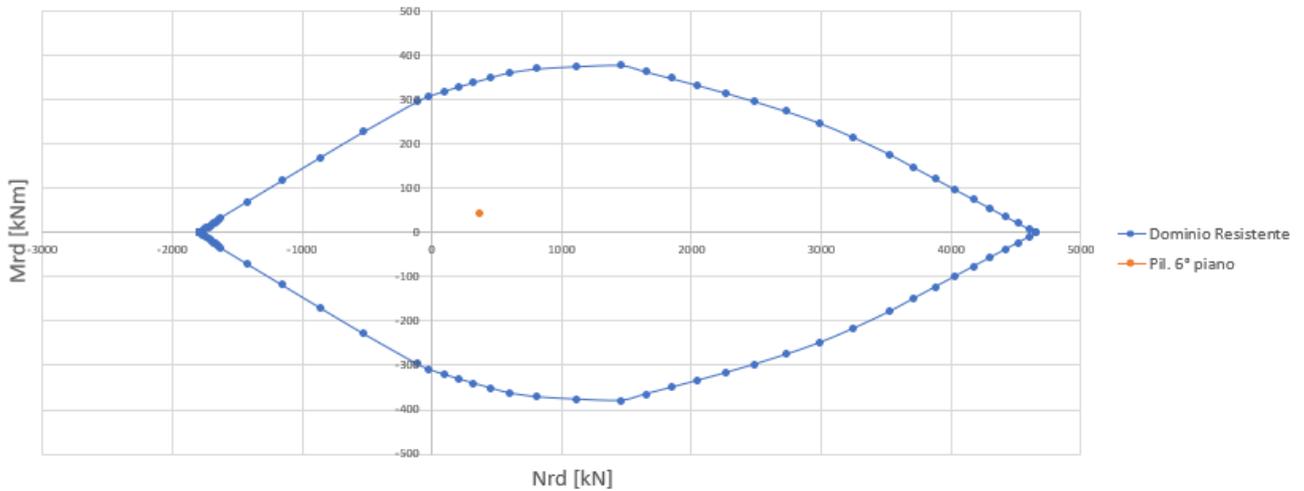


Figura 2.51 Diagramma pressoflessione pilastro 45x45 pilastrata 3 telaio esterno

Pilastri 50x50

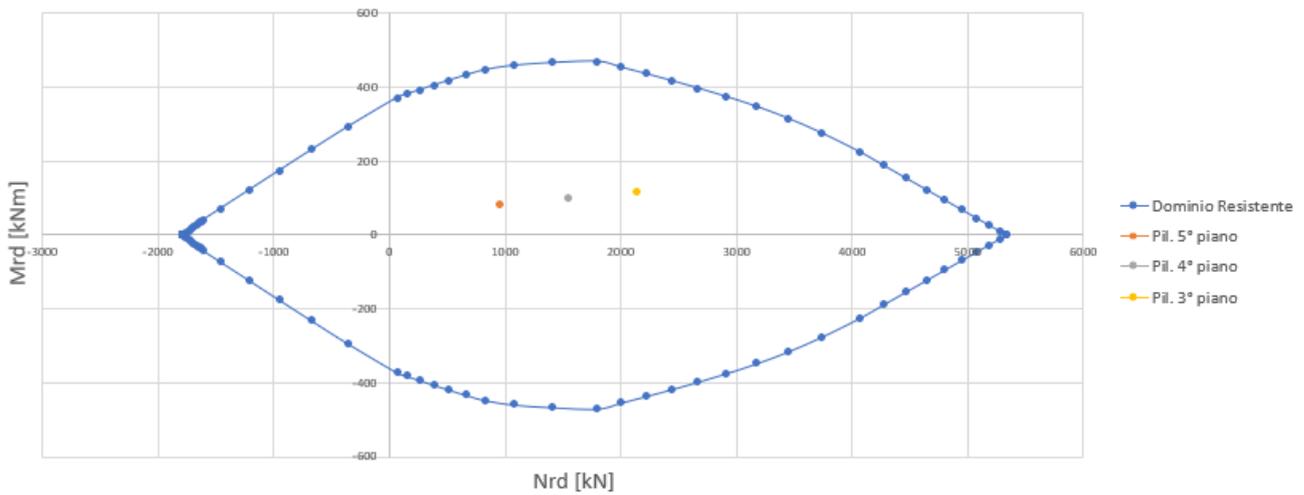


Figura 2.52 Diagramma pressoflessione pilastri 50x50 pilastrata 3 telaio esterno

Pilastri 55x55

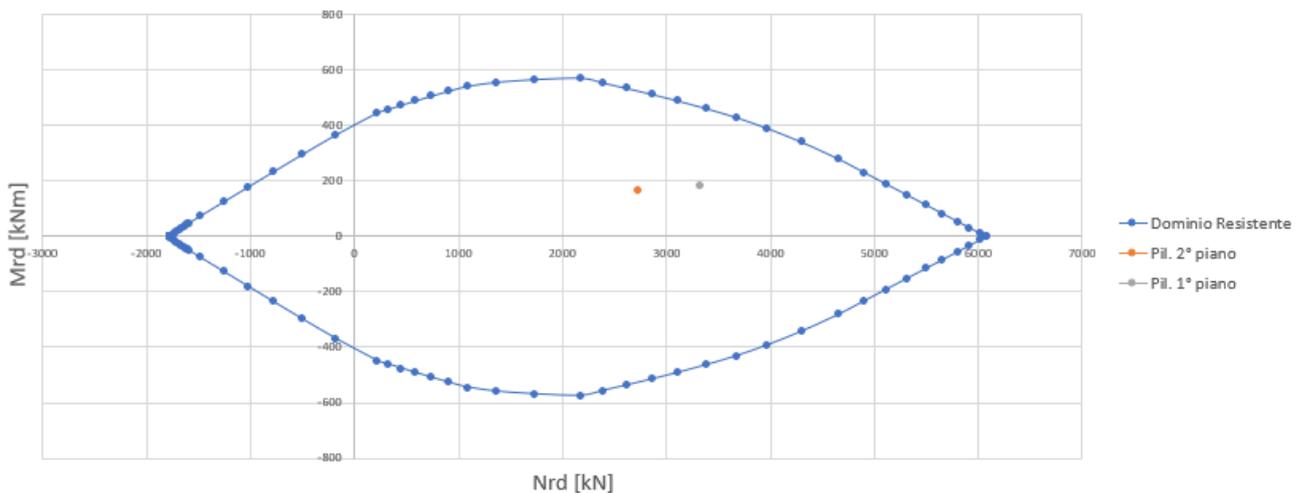


Figura 2.53 Diagramma pressoflessione pilastri 55x55 pilastrata 3 telaio esterno

TELAIO CENTRALE

Pilastrata 1: pilastri 6° piano, 5° piano, 4° piano, 3° piano e 2° piano con sezioni pari a 45x45 cm; pilastro 1° piano con sezione pari a 50x50 cm.

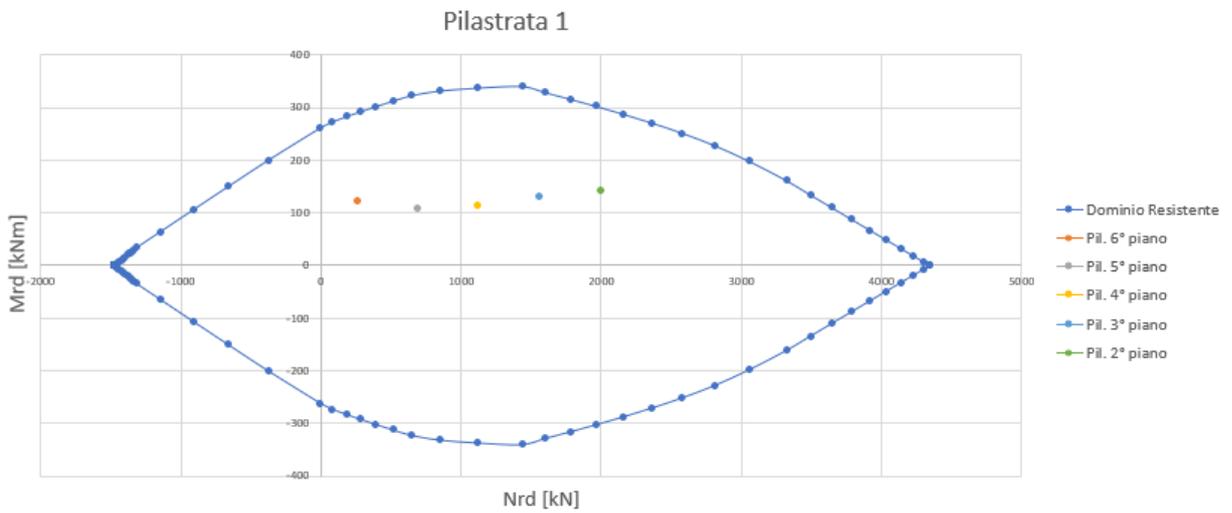


Figura 2.54 Diagramma pressoflessione pilastri 45x45 pilastrata 1 telaio centrale

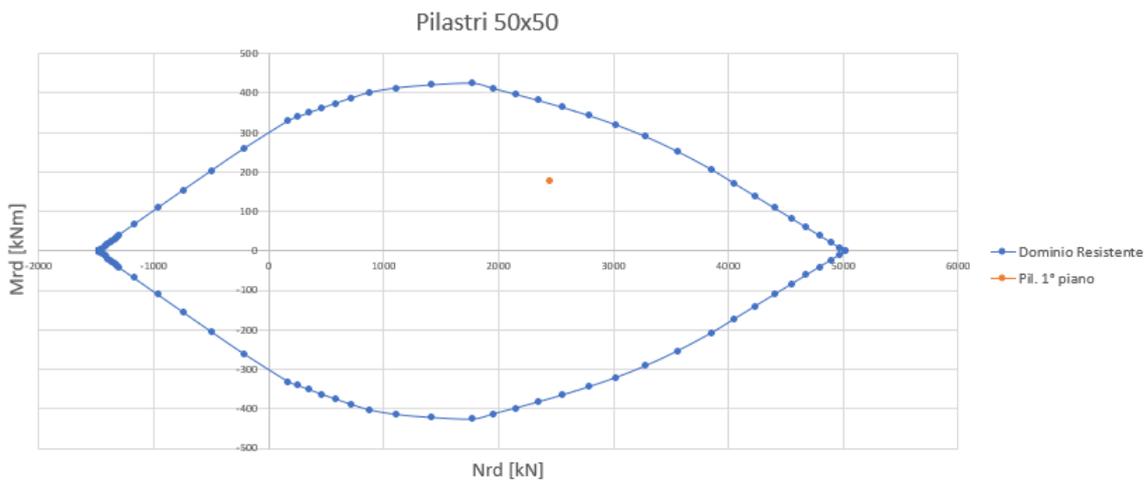


Figura 2.55 Diagramma pressoflessione pilastro 50x50 pilastrata 1 telaio centrale

Pilastrata 2: pilastro 6° piano con sezione pari a 45x45 cm; pilastro 5° piano con sezione pari a 50x50 cm; pilastri 4° piano e 3° piano con sezioni pari a 55x55 cm; pilastri 2° piano e 1° piano con sezioni pari a 60x60 cm.

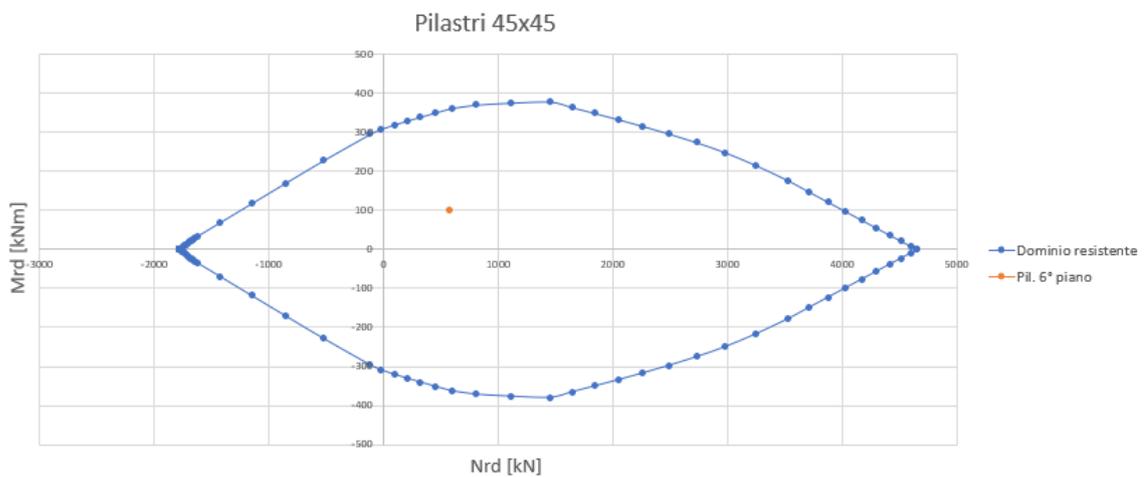


Figura 2.56 Diagramma pressoflessione pilastro 45x45 pilastrata 2 telaio centrale

Pilastrini 50x50

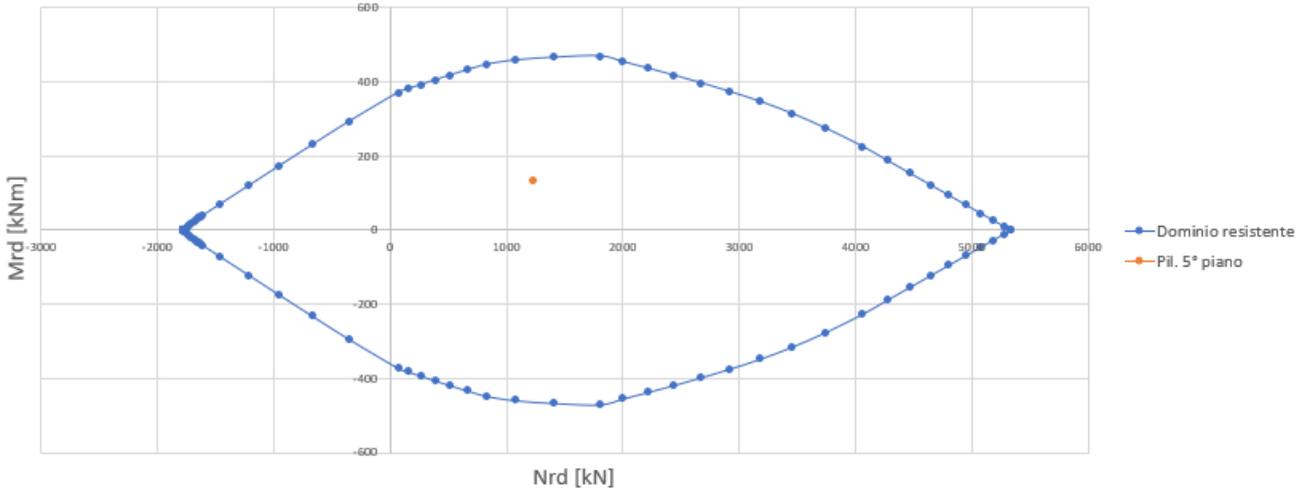


Figura 2.57 Diagramma pressoflessione pilastro 50x50 pilastrata 2 telaio centrale

Pilastrini 55x55

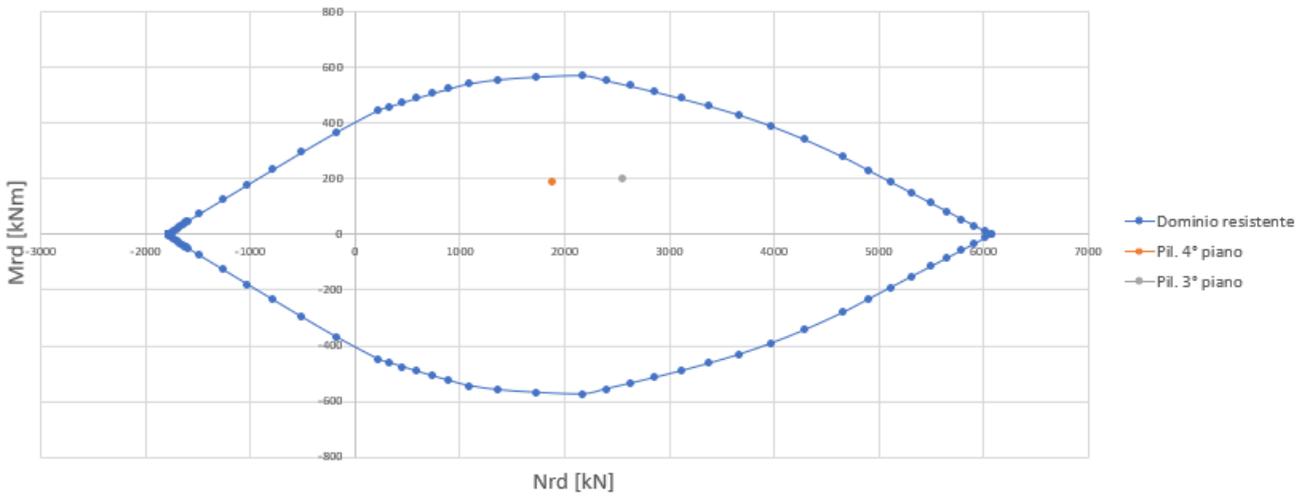


Figura 2.58 Diagramma pressoflessione pilastri 55x55 pilastrata 2 telaio centrale

Pilastrini 60x60

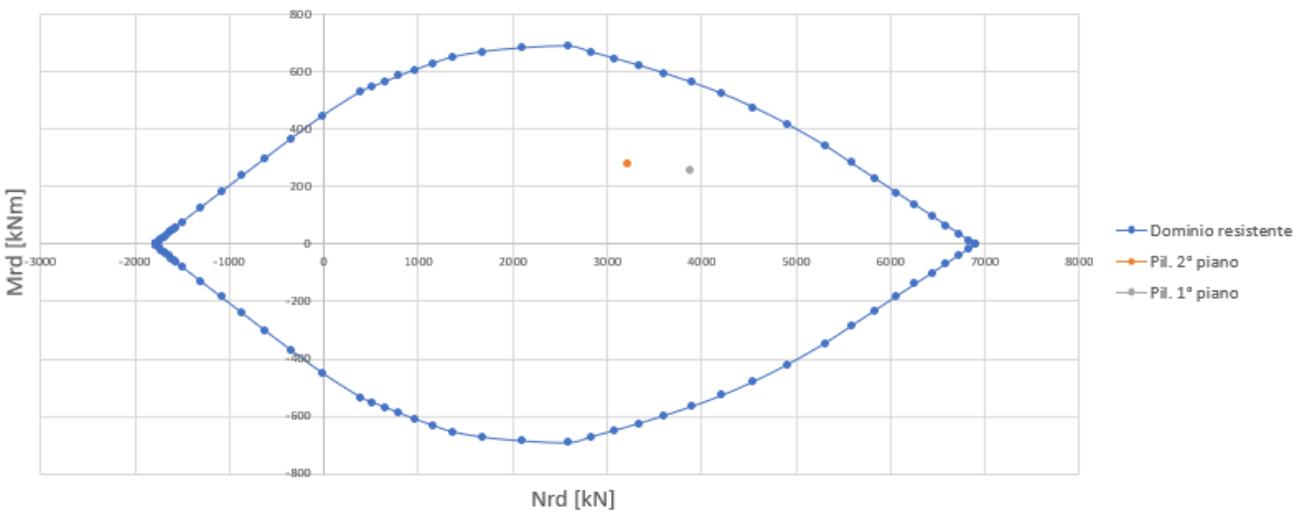
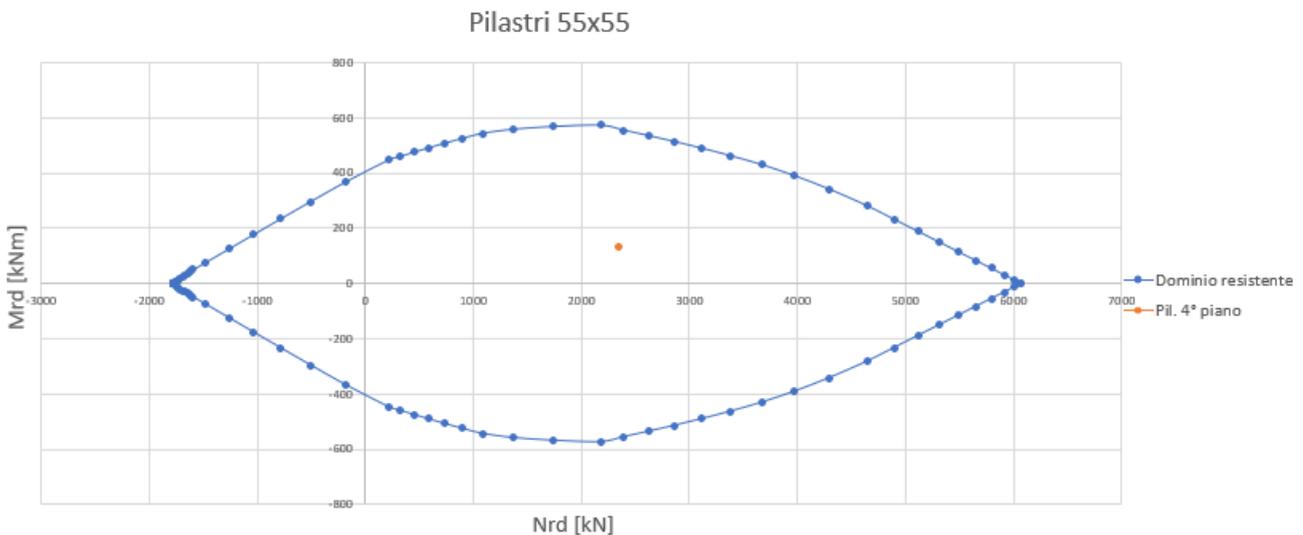
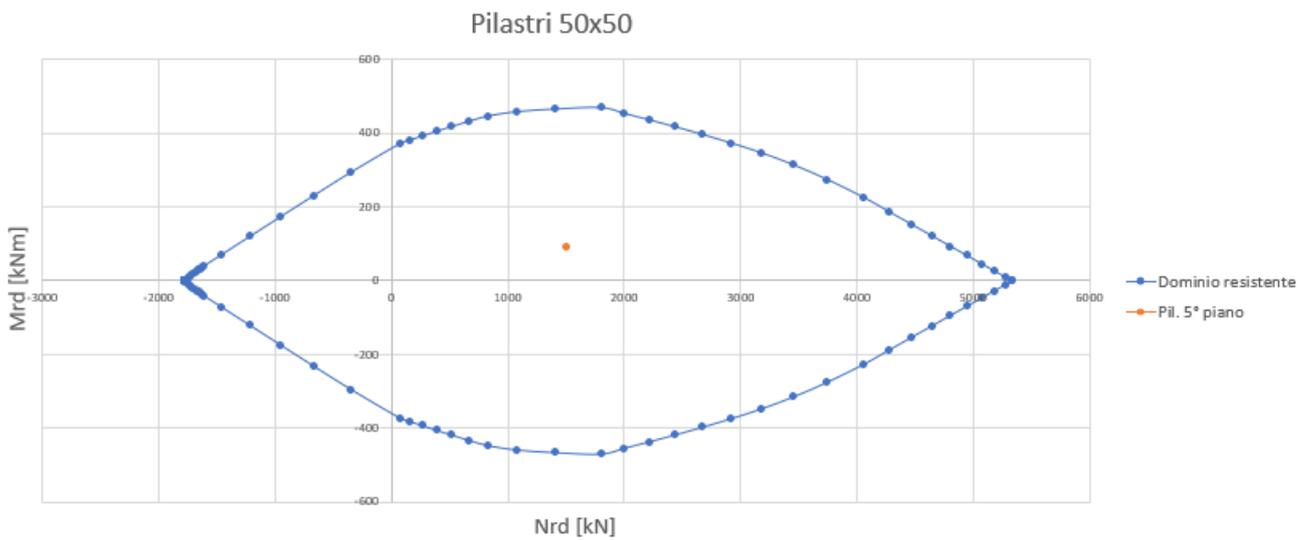
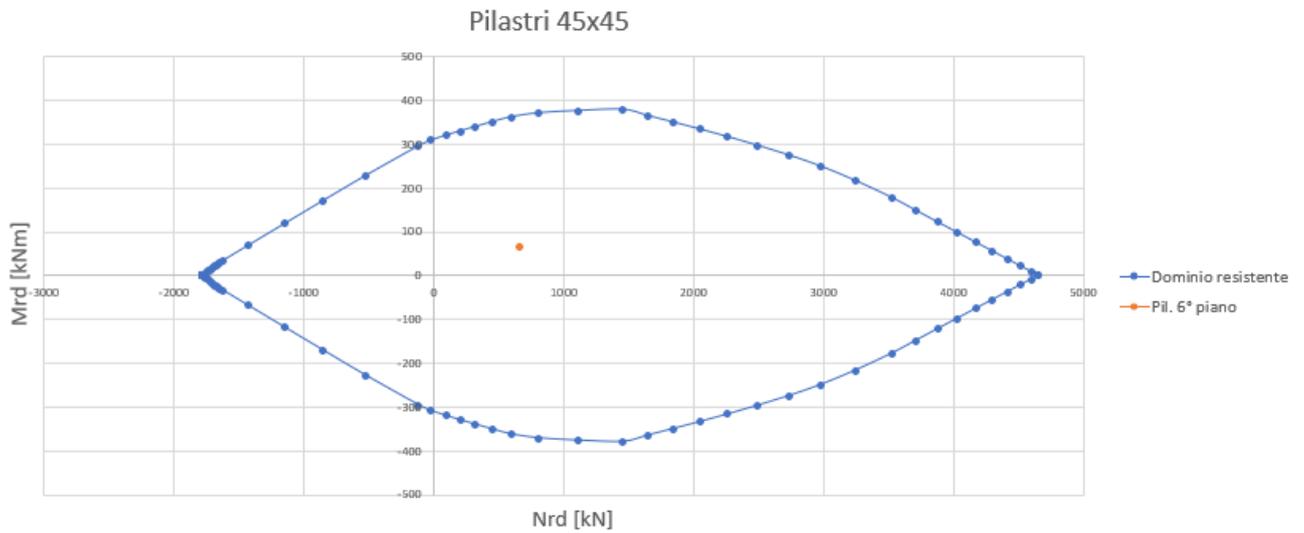


Figura 2.59 Diagramma pressoflessione pilastri 60x60 pilastrata 2 telaio centrale

APPLICAZIONE PRATICA

Pilastrata 3: pilastro 6° piano con sezione pari a 45x45 cm; pilastro 5° piano con sezione pari a 50x50 cm; pilastro 4° piano con sezione pari a 55x55 cm; pilastri 3° piano e 2° piano con sezioni pari a 60x60 cm; pilastro 1° piano con sezione pari a 65x65 cm.



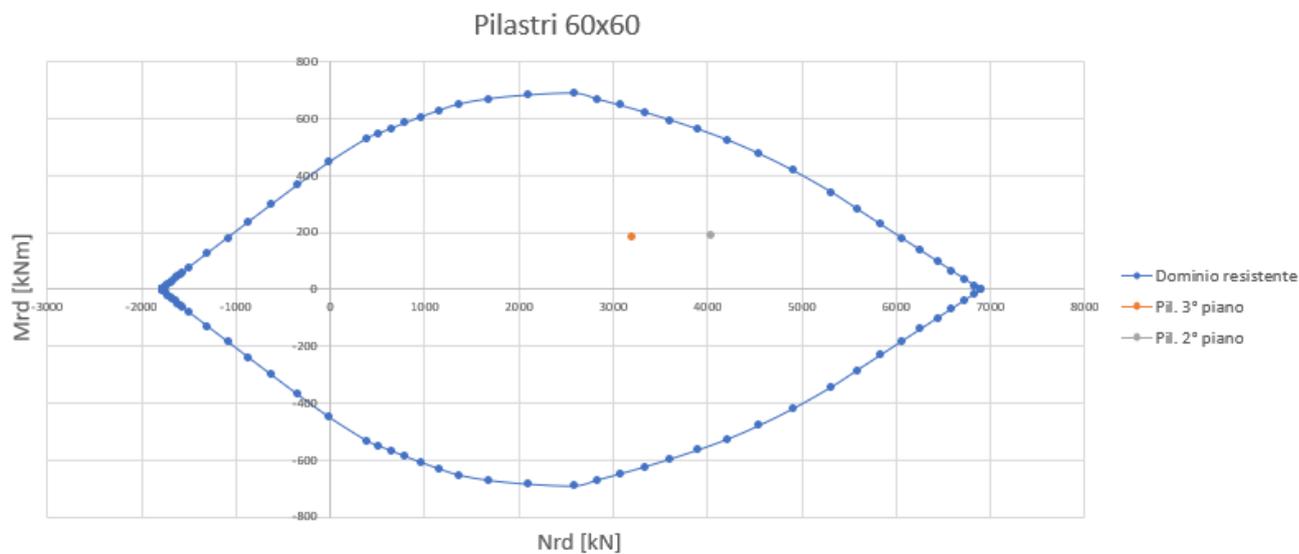


Figura 2.63 Diagramma pressoflessione pilastri 60x60 pilastrata 3 telaio centrale

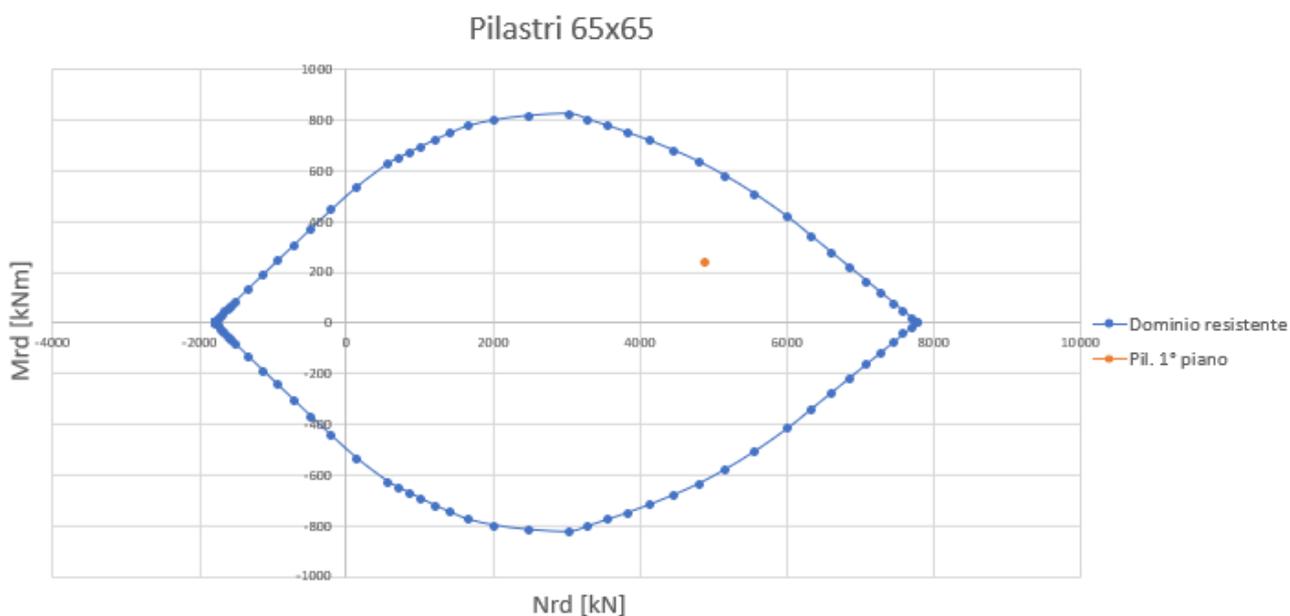


Figura 2.64 Diagramma pressoflessione pilastro 65x65 pilastrata 3 telaio centrale

Per quanto riguarda l'armatura trasversale, si utilizzando le classiche formule per elementi in calcestruzzo armati a taglio secondo il capitolo §4.1.2.3.5.2 delle NTC2018 e già riportate precedentemente nel paragrafo 2.6.5 (formule (2.33) e (2.34)).

I limiti da rispettare invece sono analoghi a quelli utilizzati precedentemente nella zona non critica secondo il capitolo §4.1.6.1.2 delle NTC2018, che vengono nuovamente riportati:

Il diametro deve essere superiore alla maggiore delle seguenti grandezze:

1. 6 mm;
2. $\frac{1}{4}$ del diametro massimo delle barre longitudinali.

Mentre per il passo, il valore non deve essere più grande della minore delle seguenti quantità:

- a) 12 volte il diametro massimo delle barre longitudinali;
- b) 250 mm.

APPLICAZIONE PRATICA

In questo caso, non è stato necessario distinguere i pilastri del telaio centrale da quelli del telaio esterno, in quanto le sollecitazioni sono tra di loro molto simili, pertanto è stato utilizzato il medesimo quantitativo di armature trasversali per tutti i pilastri.

In particolare, è stato inserito il seguente quantitativo di armature trasversali:

- **ARMATURA TRASVERSALE PILASTRI:**
 - Staffe a 4 braccia $\phi 8$ passo 20 cm.

Di seguito, è riportata la distinta delle armature sia per i pilastri delle pilastrate 1 che per i pilastri delle pilastrate 2 e 3:

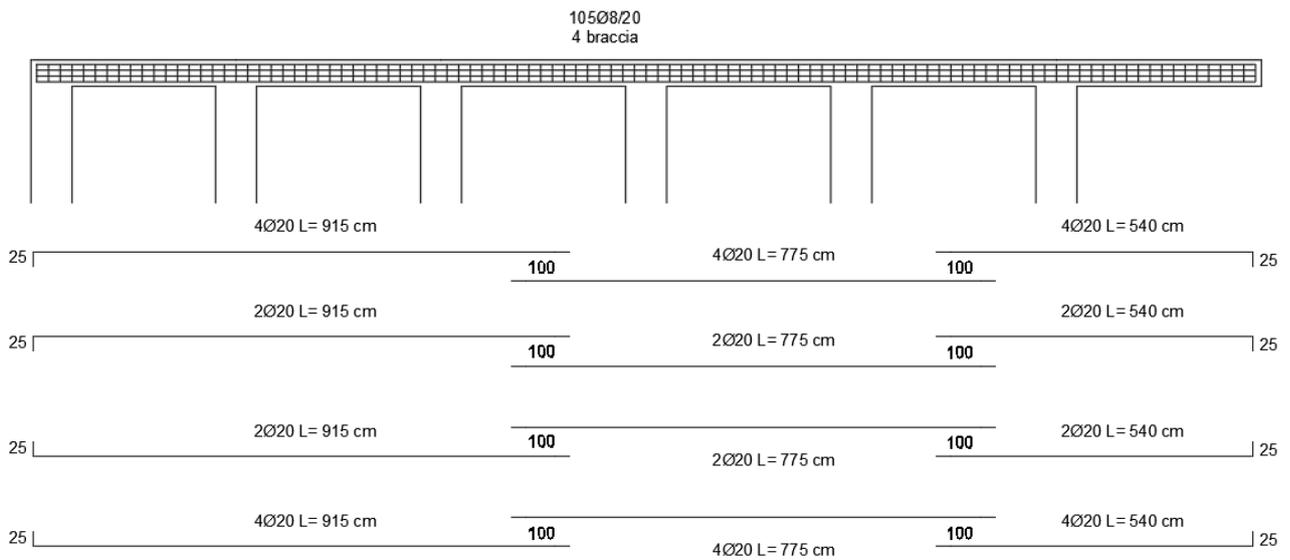


Figura 2.65 Distinta armature pilastrata 1

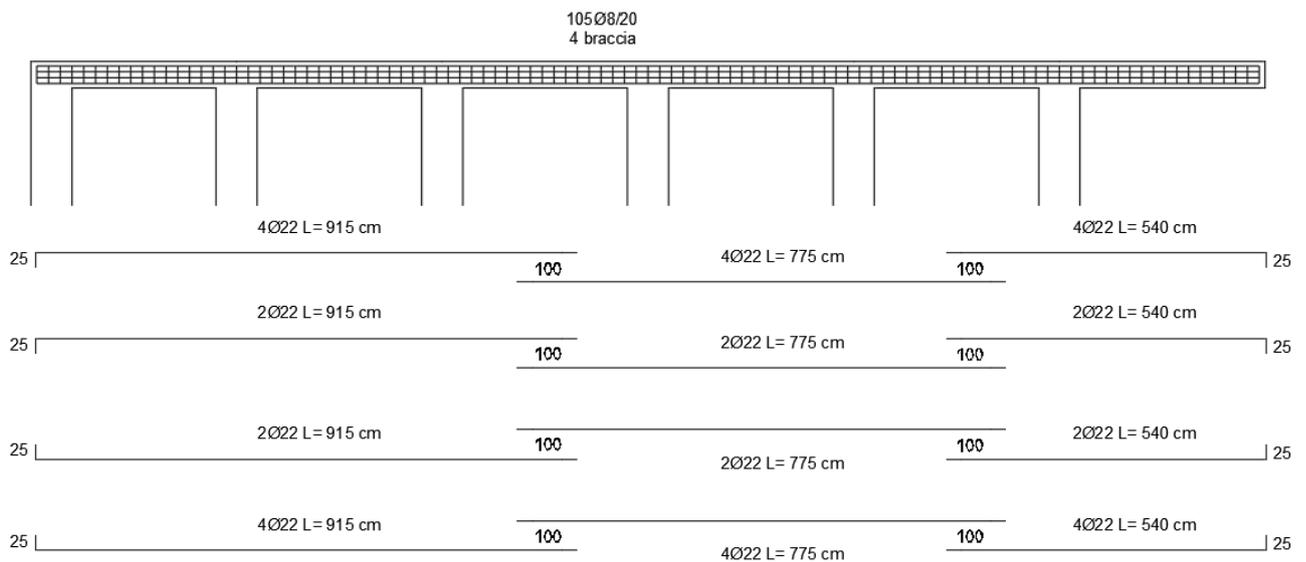


Figura 2.66 Distinta armature pilastrata 2 e 3

2.7.4 VERIFICA DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO

È ora necessario procedere con la verifica dei dispositivi di isolamento elastomerici inseriti alla base dell'edificio.

Con riferimento alle verifiche allo SLC, nelle NTC2018 (punto 7.10.6.2.2), si stabilisce che i dispositivi del sistema di isolamento devono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti d_2 valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo SLC.

Indicazioni specifiche sugli isolatori elastomerici sono contenute nella Circolare n. 7 del 21/1/2019 (punto C11.9.7), in cui, oltre a riportare una espressione analitica *ad hoc* per il calcolo del suddetto spostamento di progetto, si stabiliscono anche le tipologie di verifica da effettuare sui dispositivi. L'espressione analitica per il calcolo degli spostamenti è la seguente:

$$d_{E,i} = \max \left\{ \left[(d_{E-X x,i} + d_{rftx})^2 + (d_{E-X y,i} + d_{rfty})^2 \right]^{1/2}; \left[(d_{E-Y x,i} + d_{rftx})^2 + (d_{E-Y y,i} + d_{rfty})^2 \right]^{1/2} \right\} \quad (2.67)$$

dove:

- $d_{E-X x,i}$; $d_{E-Y x,i}$ = Spostamenti dell'i-esimo isolatore in direzione X ottenuti dalle analisi considerando il sistema principale nelle direzioni X e Y rispettivamente;
- $d_{E-X y,i}$; $d_{E-Y y,i}$ = Spostamenti dell'i-esimo isolatore in direzione Y ottenuti dalle analisi considerando il sistema principale nelle direzioni X e Y rispettivamente;
- d_{rftx} ; d_{rfty} = Spostamenti relativi tra le due facce (superiori ed inferiori degli isolatori) prodotti dalle azioni di ritiro, flugue e termiche (ridotte al 50%) ove rilevanti.

Le altre verifiche da effettuare sono:

- tensione massima σ_s agente nella generica piastra in acciaio;
- deformazione totale di taglio di progetto γ_t ;
- deformazione di taglio dell'elastomero γ_s per lo spostamento sismico totale;
- carico massimo verticale agente su singolo isolatore.

Le motivazioni teoriche alla base di tali verifiche e le corrispondenti espressioni analitiche sono già state illustrate precedentemente nel paragrafo 1.6.3 del capitolo 1.

Si procede dunque effettuando le verifiche precedentemente riportate.

2.7.4.1 VERIFICA SPOSTAMENTI MASSIMI

Dal modello realizzato su SAP2000, si ricavano gli spostamenti in direzione X e Y dovuti al sisma principale agente in entrambe le direzioni e successivamente si applica la formula (2.67) per ciascuno degli isolatori. Si ottengono i seguenti valori di spostamento:

SPOSTAMENTO ISOLATORI					
TELAIO Y = 0 m					
d ₂ 1-A [mm]	d ₂ 1-B [mm]	d ₂ 1-C [mm]	d ₂ 1-D [mm]	d ₂ 1-E [mm]	d ₂ 1-F [mm]
218,4964865	219,5923425	220,1664834	220,1664834	219,5923425	218,4964865
TELAIO Y = 5 m					
d ₂ 2-A [mm]	d ₂ 2-B [mm]	d ₂ 2-C [mm]	d ₂ 2-D [mm]	d ₂ 2-E [mm]	d ₂ 2-F [mm]
219,093245	219,665009	220,2399185	220,2399185	219,665009	219,093245
TELAIO Y = 12,5 m					
d ₂ 3-A [mm]	d ₂ 3-B [mm]	d ₂ 3-C [mm]	d ₂ 3-D [mm]	d ₂ 3-E [mm]	d ₂ 3-F [mm]
219,093245	219,665009	220,2399185	220,2399185	219,665009	219,093245
TELAIO Y = 17,5 m					
d ₂ 4-A [mm]	d ₂ 4-B [mm]	d ₂ 4-C [mm]	d ₂ 4-D [mm]	d ₂ 4-E [mm]	d ₂ 4-F [mm]
218,4964865	219,5923425	220,1664834	220,1664834	219,5923425	218,4964865

Tabella 2.24 Spostamenti SLC dispositivi di isolamento elastomerico

La nomenclatura degli isolatori si riferisce alla seguente griglia:

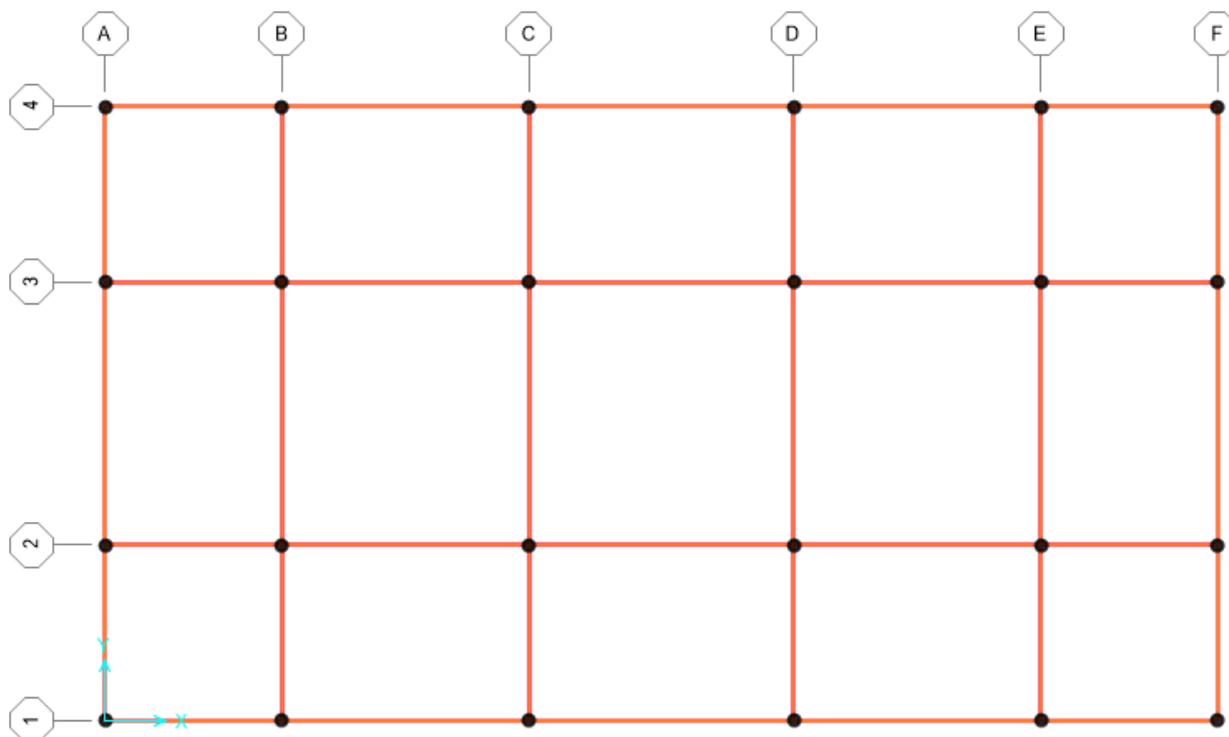


Figura 2.67 Nomenclatura dispositivi di isolamento

Gli spostamenti di tutti gli isolatori sono minori del limite di 300 mm riportato dal catalogo della FIP industriale, pertanto la verifica a spostamento massimo risulta essere verificata.

2.7.4.2 VERIFICHE DI SICUREZZA

Le formule da utilizzare per le verifiche di sicurezza sono già state precedentemente riportate nel paragrafo 1.6.3. Di seguito sono riportati parametri utili per lo svolgimento delle verifiche:

- Diametro isolatori $D = 500$ mm;
- Spessore singolo strato di gomma $t_i = 5$ mm;
- Spessore totale gomma $t_e = 150$ mm;
- Fattore di forma primario $S_1 = 25$ (> 12 valore consigliato);
- Fattore di forma secondario $S_2 = 3,33$ (> 3 valore consigliato);
- Modulo di taglio $G_{din} = 0,8$ MPa;
- Spessore singola lamina di acciaio $t_s = 3$ mm;
- Tensione limite lastre di acciaio $f_{yk} = 255$ MPa.

Noti questi parametri, si eseguono le verifiche di sicurezza per ognuno degli isolatori presenti alla base dell'edificio. I risultanti sono riassunti nella seguente tabella:

Posizione	d_2 [mm]	V [kN]	P_{cr} [kN]	σ_s [MPa]	γ_s	γ_c	γ_a	γ_t
1-A	218,496	1299,263	6045,697	62,084	1,457	1,075	0,162	2,693
1-B	219,592	1891,342	6012,861	90,870	1,464	1,573	0,172	3,208
1-C	220,166	2262,948	5995,672	109,035	1,468	1,887	0,170	3,525
1-D	220,166	2262,948	5995,672	109,035	1,468	1,887	0,170	3,525
1-E	219,592	1891,342	6012,861	90,870	1,464	1,573	0,172	3,208
1-F	218,496	1299,263	6045,697	62,084	1,457	1,075	0,162	2,693
2-A	219,093	1849,199	6027,811	88,625	1,461	1,534	0,164	3,158
2-B	219,665	2702,554	6010,684	129,892	1,464	2,248	0,171	3,883
2-C	220,240	2996,563	5993,475	144,436	1,468	2,500	0,179	4,147
2-D	220,240	2996,563	5993,475	144,436	1,468	2,500	0,179	4,147
2-E	219,665	2702,554	6010,684	129,892	1,464	2,248	0,171	3,883
2-F	219,093	1849,199	6027,811	88,625	1,461	1,534	0,164	3,158
3-A	219,093	1849,199	6027,811	88,625	1,461	1,534	0,164	3,158
3-B	219,665	2702,554	6010,684	129,892	1,464	2,248	0,164	3,876
3-C	220,240	2996,563	5993,475	144,436	1,468	2,500	0,164	4,132
3-D	220,240	2996,563	5993,475	144,436	1,468	2,500	0,164	4,132
3-E	219,665	2702,554	6010,684	129,892	1,464	2,248	0,164	3,876
3-F	219,093	1849,199	6027,811	88,625	1,461	1,534	0,164	3,158
4-A	218,496	1299,263	6027,811	62,084	1,457	1,075	0,162	2,693
4-B	219,592	1891,342	6012,861	90,870	1,464	1,573	0,172	3,208
4-C	220,166	2262,948	5995,672	109,035	1,468	1,887	0,170	3,525
4-D	220,166	2262,948	5995,672	109,035	1,468	1,887	0,170	3,525
4-E	219,592	1891,342	6012,861	90,870	1,464	1,573	0,172	3,208
4-F	218,496	1299,263	6045,697	62,084	1,457	1,075	0,162	2,693

Tabella 2.25 Tabella riassuntiva verifiche di sicurezza isolatori elastomerici SI-S 500/150

Dai valori riportati nella tabella 2.25, si nota come tutte le verifiche di sicurezza risultino essere soddisfatte, pertanto i dispositivi di isolamento risultano essere verificati ed idonei per la loro funzione di isolamento.

2.7.5 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI LIMITE

Si procede con la verifica degli spostamenti limite per la struttura con isolamento alla base. Le procedure seguite per la valutazione degli spostamenti sono le medesime riportate precedentemente nel paragrafo 2.6.8, l'unica differenza consiste nell'inserimento di un ulteriore coefficiente riduttivo pari a $2/3$ per i limiti. Pertanto, ci si limita a riportare i valori ricavati dalle analisi agli SLD e SLV, in cui in questo caso è stato utilizzato un coefficiente di struttura $q = 1,5$.

SLD				
1° PIANO				
Spost. Base [m]	Spost 1° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,005 H_1$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,0588	0,0608	0,002	0,011666667	VERIFICATO
2° PIANO				
Spost 1° piano[m]	Spost 2° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,005 H_2$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,0608	0,0624	0,0016	0,011666667	VERIFICATO
3° PIANO				
Spost 2° piano[m]	Spost 3° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,005 H_3$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,0624	0,0638	0,0014	0,011666667	VERIFICATO
4° PIANO				
Spost 3° piano[m]	Spost 4° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,005 H_4$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,0638	0,0649	0,0011	0,011666667	VERIFICATO
5° PIANO				
Spost 4° piano[m]	Spost 5° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,005 H_5$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,0649	0,0657	0,0008	0,011666667	VERIFICATO
6° PIANO				
Spost 5° piano[m]	Spost 6° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,005 H_6$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,0657	0,0662	0,0005	0,011666667	VERIFICATO
SLV				
1° PIANO				
Spost. Base [m]	Spost 1° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,0075 H_1$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,23715	0,24525	0,0081	0,0175	VERIFICATO
2° PIANO				
Spost 1° piano[m]	Spost 2° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,0075 H_2$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,24525	0,25185	0,0066	0,0175	VERIFICATO
3° PIANO				
Spost 2° piano[m]	Spost 3° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,0075 H_3$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,25185	0,25755	0,0057	0,0175	VERIFICATO
4° PIANO				
Spost 3° piano[m]	Spost 4° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,0075 H_4$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,25755	0,2619	0,00435	0,0175	VERIFICATO
5° PIANO				
Spost 4° piano[m]	Spost 5° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,0075 H_5$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,2619	0,2652	0,0033	0,0175	VERIFICATO
6° PIANO				
Spost 5° piano[m]	Spost 6° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,0075 H_6$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,2652	0,267	0,0018	0,0175	VERIFICATO

Tabella 2.26 Spostamenti limite d'interpiano edificio con isolamento alla base

Di seguito, vengono riportati gli spostamenti d'interpiano graficamente per una più corretta e chiara visualizzazione:

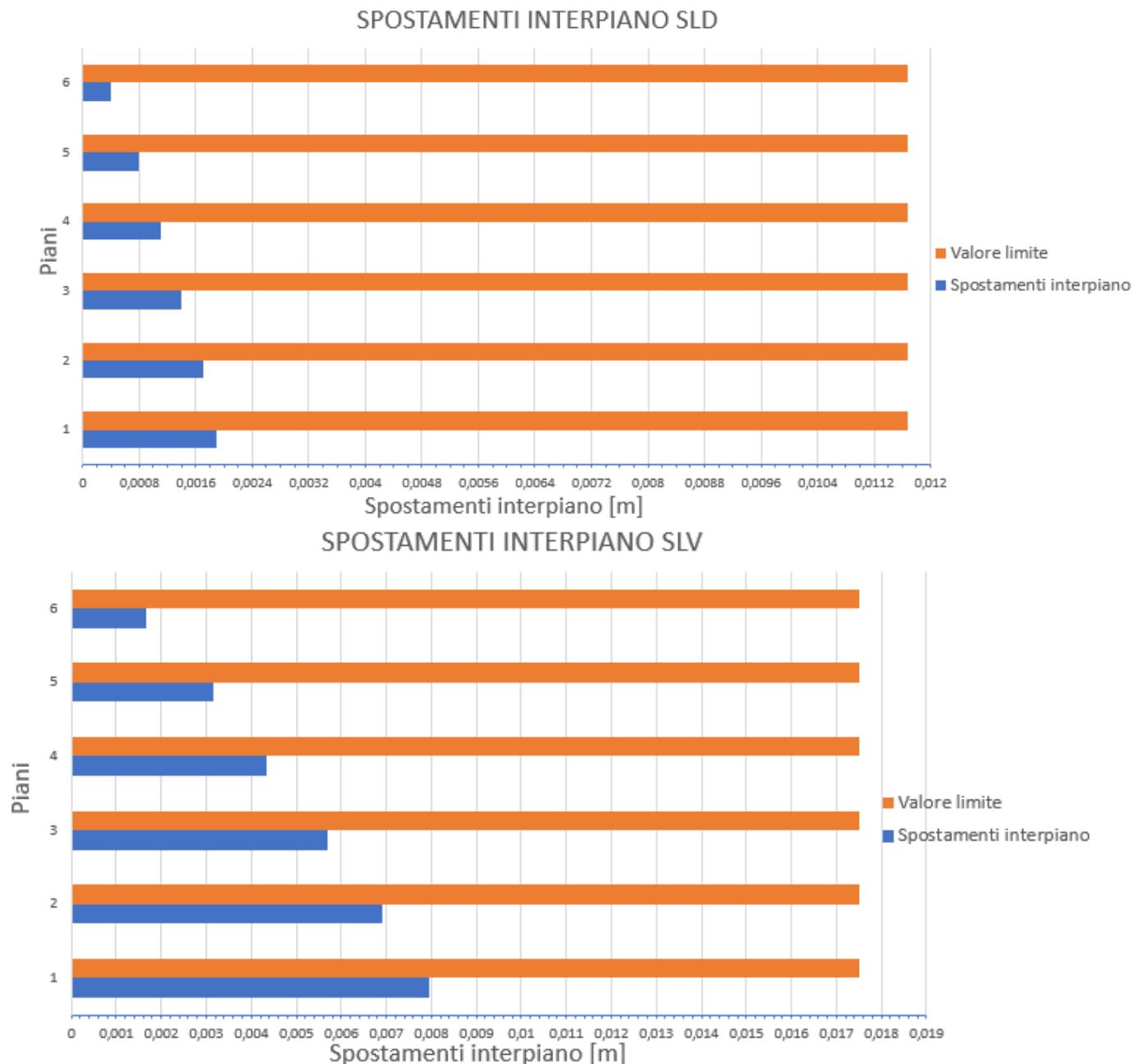


Figura 2.68 Spostamenti d'interpiano agli SLD e SLV struttura con isolamento alla base

In entrambi i casi, i valori di spostamenti di interpiano sono minori dei valori limite, pertanto anche le verifiche per spostamenti di interpiano risultano essere soddisfatte.

2.7.6 CLASSIFICAZIONE PAM

Come per il caso a base fissa, è possibile procedere con la classificazione PAM anche per l'edificio con isolamento alla base. Le considerazioni sono analoghe a quelle precedentemente effettuate nel paragrafo 2.6.9, pertanto, la curva PAM per l'edificio con isolamento è pari a:

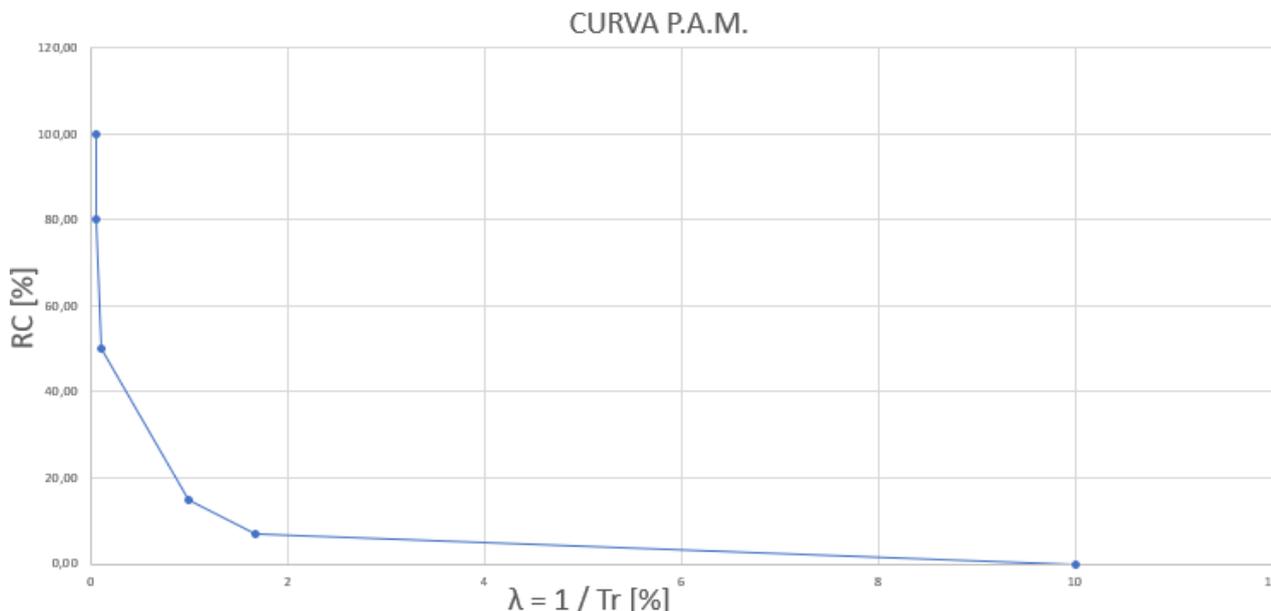


Figura 2.69 Curva PAM edificio con isolamento alla base

Utilizzando la formula 2.59 per la curva ricavata, si ottiene un valore di PAM pari a 0,74 %, pertanto l'edificio si posiziona nella Classe PAM A.

2.7.7 CALCOLO COSTI

Vengono infine calcolati i costi dovuti alla quantità di armature utilizzate all'interno degli elementi strutturali. Considerando tutte le armature, sia trasversali che longitudinali, si ottiene un volume totale di acciaio B450C utilizzato pari a $V_{acc} = 9020755,448 \text{ cm}^3$.

Considerando una densità dell'acciaio pari a $\gamma_{acc} = 7860 \text{ kg/m}^3$, si ottiene un peso totale dell'acciaio pari 70903,13782 kg.

Ipotizzando un costo delle barre di armatura pari a 1,43 € per ogni kg di acciaio, si ottiene un costo totale delle barre di acciaio pari a $C_{tot,acc} = 101400 \text{ €}$.

Essendo le sezioni della struttura rimaste analoghe al caso precedente, il costo totale del calcestruzzo è sempre pari a $C_{tot,cls} = 56725 \text{ €}$.

In questo caso, tuttavia, è necessario aggiungere anche il costo dovuto ai dispositivi di isolamento inseriti alla base dell'edificio.

Utilizzando una stima di valori ricavati da vari cataloghi online (comprensivi di costo dell'isolatore e manodopera per l'installazione), una buona stima per il prezzo di un singolo isolatore di dimensioni tipiche come può essere l'isolatore SI-S500/150 può essere intorno ai 5000 €.

Considerando il caso in esame, con la presenza di 24 isolatori, si ottiene un prezzo totale per il sistema di isolamento pari a $C_{tot,iso} = 120000 \text{ €}$.

Sommando dunque il costo dell'acciaio con quello dei dispositivi di isolamento elastomerici, si ottiene un costo totale pari a $C_{tot} = 278125 \text{ €}$.

2.8 EDIFICIO CON SISTEMA DI ISOLAMENTO ALTERNATIVO

Come si può notare dal capitolo precedente, la quantità di armatura presente all'interno della struttura nel caso di struttura isolata è notevolmente minore rispetto al caso con base fissa.

Tuttavia, il costo dovuto agli isolatori inseriti alla base è molto elevato, in quanto il costo dell'isolatore ed il processo di installazione è molto oneroso.

Per questo motivo, si cerca di realizzare un sistema di isolamento alla base alternativo che fornisca prestazioni molto simili al sistema di isolamento precedentemente proposto, ma cercando di ridurre i costi. Questo metodo alternativo permette, analogamente a quello precedente, all'edificio di rimanere in campo elastico, senza alcun danneggiamento della sovrastruttura.

Per prima cosa, è necessario dimensionare il sistema di isolamento.

2.8.1 DIMENSIONAMENTO SISTEMA DI ISOLAMENTO

Le considerazioni effettuate precedentemente nel paragrafo 2.7.1 sono assolutamente analoghe anche in questo caso, pertanto, si seguono le restrizioni fornite dalle formule (2.60), (2.61), (2.62), (2.63) e (2.64).

Per ottenere un sistema di isolamento con prestazioni simili, ma costi più ridotti, si decide di inserire un numero minore di isolatori elastomerici, ma di diametro più grande (quindi con rigidità maggiore), mentre al di sotto dei pilastri in cui non è previsto l'inserimento di isolatori elastomerici vengono inseriti dei dispositivi scorrevoli che permettono lo spostamento nel piano, ma non verticale, dunque a tutti gli effetti dei vincoli di tipo carrello. La disposizione attuata nel caso in esame è la seguente:

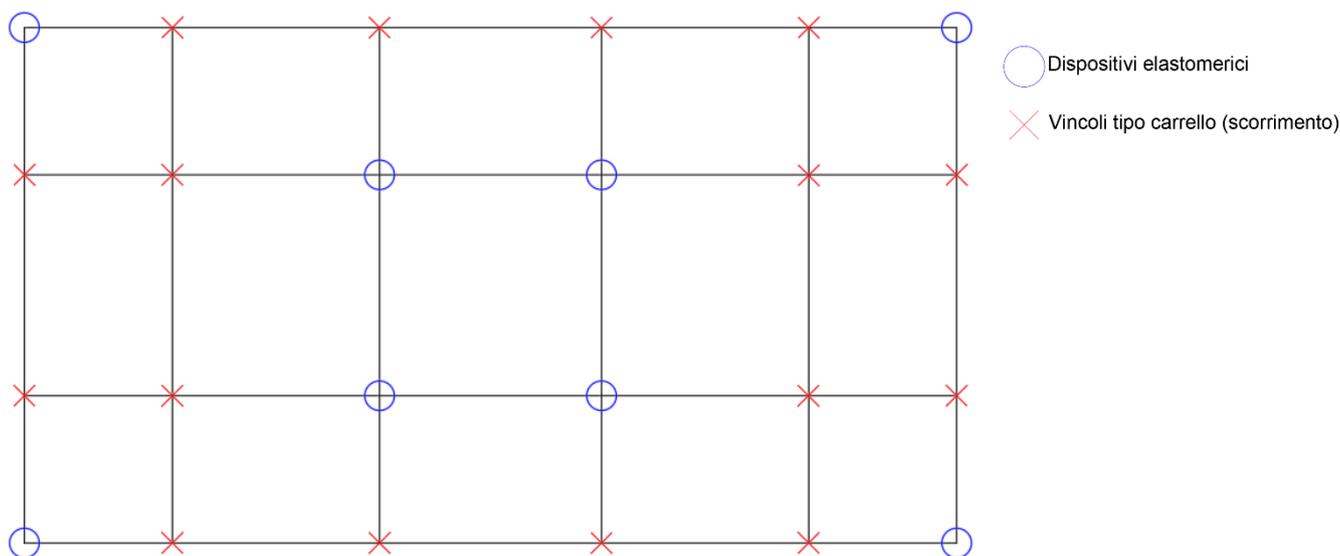


Figura 2.70 Disposizione sistema di isolamento alternativo

Anche in questo caso, si sceglie di utilizzare isolatori elastomerici prodotti dalla FIP Industriale S.p.A., pertanto nel seguito si fa riferimento, per uniformità di trattazione, alle schede tecniche di tale produttore (serie SI). Elenchi completi di nominativi di produttori di dispositivi antisismici possono d'altra parte essere reperiti all'interno di portali web di informazione tecnica dell'edilizia.

APPLICAZIONE PRATICA

Dal catalogo si sceglie in primo luogo l'isolatore SI-S 900/204, caratterizzato da una rigidità orizzontale equivalente pari a 1250 kN/m. Dato che si devono inserire 8 dispositivi, la rigidità totale del sistema di isolamento è pari a:

$$K_{esi} = 1250 \cdot 8 = 10000 \text{ kN/m} \quad (2.68)$$

Inferiore del limite imposto dalla (2.64).

SI-S	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 450/204	20	1780	0.31	362	450	204	343	393	500	300
SI-S 500/204	135	2780	0.39	519	500	204	343	393	550	369
SI-S 550/203	300	3560	0.47	594	550	203	327	377	600	419
SI-S 600/200	540	4540	0.57	683	600	200	312	362	650	471
SI-S 650/207	820	5440	0.64	743	650	207	313	363	700	540
SI-S 700/200	1240	6890	0.77	861	700	200	307	367	750	669
SI-S 800/200	2730	11950	1.01	1356	800	200	307	367	850	871
SI-S 900/204	3990	15850	1.25	1564	900	204	318	378	950	1136
SI-S 1000/210	5385	20320	1.50	1772	1000	210	326	406	1050	1590

Figura 2.71 Caratteristiche isolatore elastomerico SI-S 900/204 FIP Industriale

Anche in questo caso, è stato mantenuto il medesimo reticolo di travi ripartitrici alla base dell'edificio. Questo è stato fatto per ridurre in maniera significativa le sollecitazioni alla base degli elementi strutturali, in quanto ora vengono uniformemente distribuite su tutti gli elementi strutturali. Inoltre, anche lo spostamento alla base viene ridotto, in quanto altrimenti si sarebbero ottenuti valori eccessivamente alti.

Analogamente a quanto effettuato prima, l'elemento finito da considerare è ovviamente il *rubber isolator* (alla lettera *isolatore elastomerico*), le cui caratteristiche prestazionali vanno impostate sulla scorta della su menzionata scheda tecnica del produttore.

Sul modello a base isolata è possibile eseguire nuovamente un'analisi modale ed indagare le proprietà strutturali.

Si trova così che il primo modo di vibrare è caratterizzato da un periodo T_{is} pari a 4,8753 secondi, quindi leggermente superiore al caso precedente (in quanto la rigidità complessiva del sistema di isolamento è leggermente minore).

La bontà della scelta effettuata, seppure suscettibile di ulteriori miglioramenti, può essere confermata osservando i quadri riepilogativi dei primi cinque modi di vibrare:

Modi	T [s]	U _x [m]	U _y [m]	U _z [m]	R _x	R _y	R _z
1	4,8753	5,841E-07	0,0126	7,022E-06	0,0001	2,093E-07	6,304E-06
2	4,8346	0,0126	4,783E-08	7,36E-07	2,835E-08	9E-05	7,645E-07
3	4,2918	0,004	0,004	1,913E-06	3E-05	3E-05	0,00108
4	0,6216	4,118E-07	0,0181	0,0002	0,00012	1,795E-06	4,493E-06
5	0,6054	0,0181	2,608E-07	2,928E-05	6,184E-07	0,0001	7,576E-06

Tabella 2.27 Periodi propri e spostamenti primi cinque modi di vibrare

APPLICAZIONE PRATICA

Dai risultati ottenuti si evince come i primi due modi di vibrare ottenuti siano quasi totalmente traslazionali, in quanto sia la pianta dell'edificio che il sistema di isolamento risultano essere simmetrici rispetto ad entrambe le direzioni. Vengono di seguito riportate le deformate modali:



Figura 2.72 Deformata modale primo modo

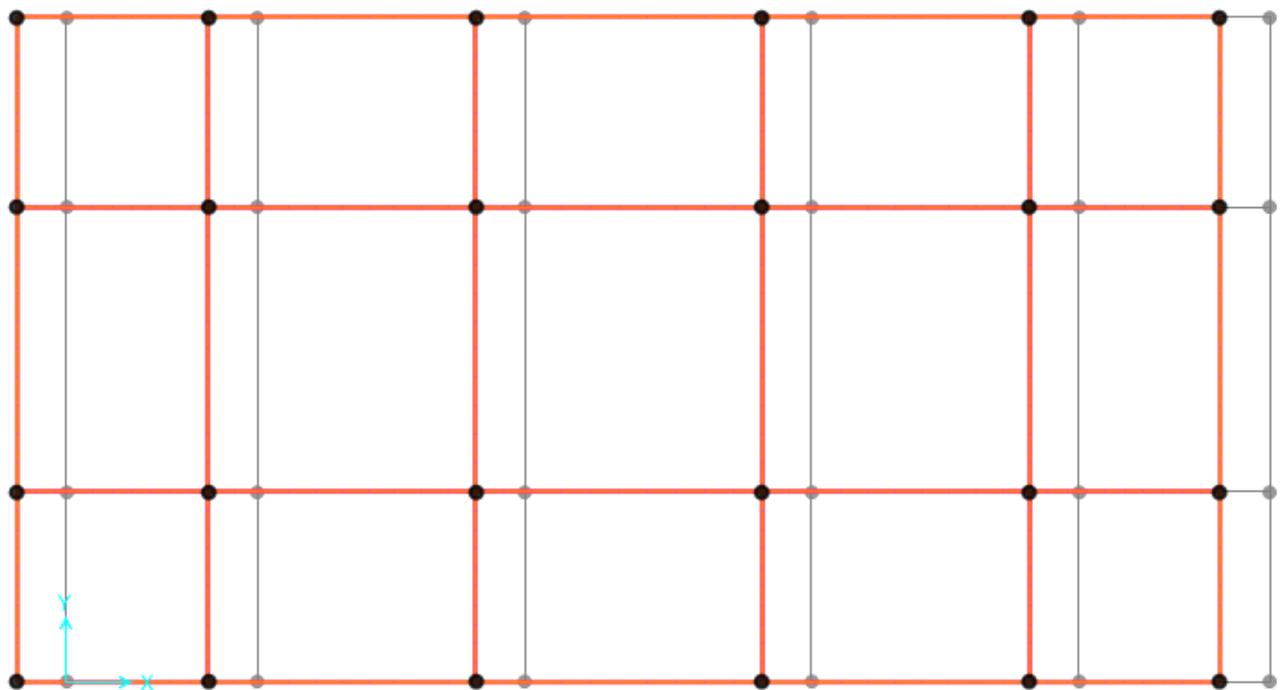


Figura 2.73 Deformata modale secondo modo

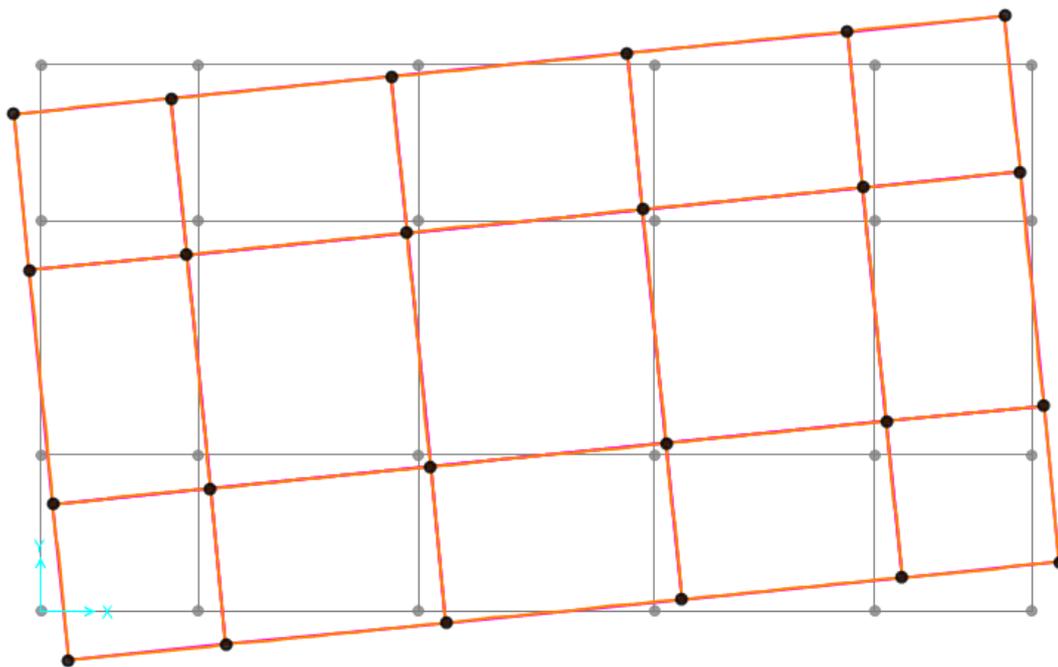


Figura 2.74 Deformata modale terzo modo

Per apprezzare ulteriormente la tipologia delle prime due deformate modali, si riportano le corrispondenti due viste laterali.

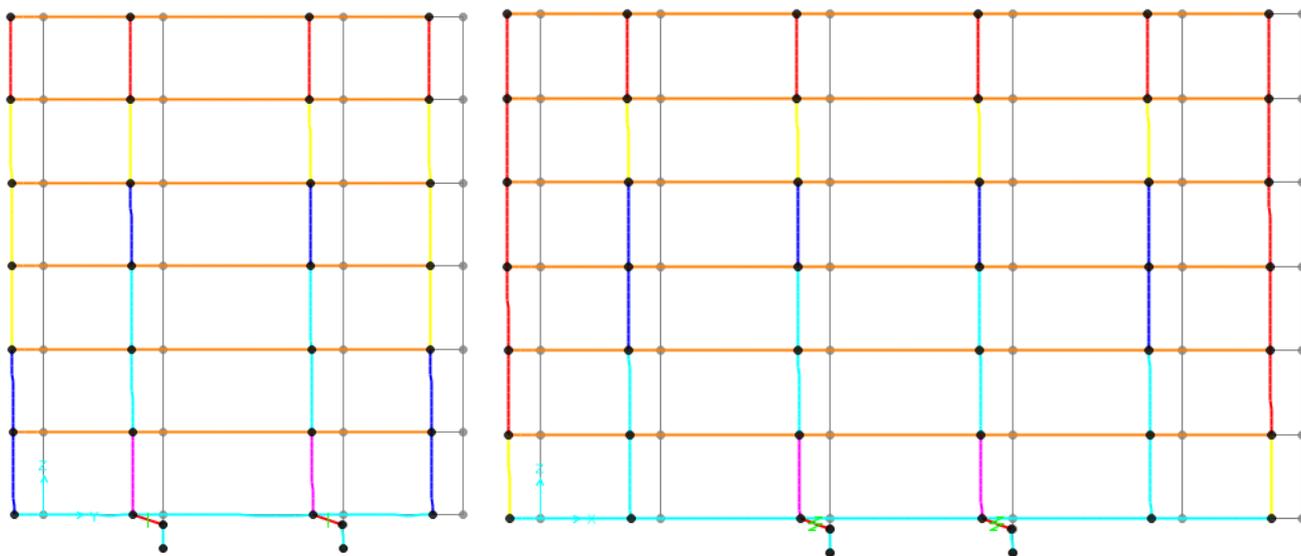


Figura 2.75 Vista laterale deformate modali primo modo (sx) e secondo modo (dx)

Avendo dimensionato il sistema di isolamento, a meno delle necessarie verifiche a valle del calcolo, è possibile procedere alla verifica del disposto normativo di cui al punto 7.10.4.3 delle NTC2018, laddove si prescrive che lo spostamento orizzontale in condizioni sismiche dei baggioli deve essere minore di 1/20 dello spostamento relativo del sistema di isolamento.

Tale richiesta comporta che la rigidità tangenziale alla traslazione orizzontale dei baggioli sia almeno 20 volte più grande della rigidità orizzontale del sistema di isolamento. Dato, allora, che la rigidità del singolo isolatore elastomerico scelto (SI-S 900/204) è pari a 1250 kN/m se ne deduce che la rigidità minima del singolo baggiolo deve essere almeno pari a 25000 kN/m.

Assunto, per ogni baggiolo, lo schema di funzionamento a mensola (di luce $l = 1$ m) e considerando la sezione quadrata 100x100 cm (analoghi al caso precedente), si ha:

$$K_b = \frac{3 \cdot E \cdot \left(\frac{b \cdot h^3}{12}\right)}{l^2} = 5000000 \frac{kN}{m} > 25000 \frac{kN}{m} \quad (2.69)$$

La sezione del baggiolo è dunque sovrabbondante rispetto alle esigenze di rigidezza, essendo d'altra parte essenzialmente legata alla necessità di consentire l'alloggiamento dei martinetti in caso di sostituzione degli isolatori.

Le considerazioni da effettuare riguardo agli spettri elastici sono analoghe a quelle effettuate per il precedente sistema di isolamento, pertanto gli spettri elastici utilizzati nelle analisi sismiche sono gli stessi già riportati precedentemente nella figura 2.38 del paragrafo 2.7.1

2.8.2 SOLLECITAZIONI

Le azioni agenti sulla struttura e le combinazioni di carico (sismiche e non) sono le stesse utilizzate nel caso di edificio a base fissa, riportate nel paragrafo 2.6.3. Le sollecitazioni agli SLU sono rimaste invariate rispetto al caso di prima e rimangono le sollecitazioni prevalenti per le travi dei telai longitudinali, riportate nel paragrafo 2.6.4, mentre le sollecitazioni per le travi dei telai trasversali sono differenti, in quanto le sollecitazioni prevalenti provenivano dall'azione sismica e sono di seguito riportate:

TRAVATA 6° PIANO					
TRATTO 1-2		TRATTO 2-3		TRATTO 3-4	
M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]
-35,55	16,08	-52,14	43,1	-35,55	16,08
TRAVATA 5° PIANO					
TRATTO 5-6		TRATTO 6-7		TRATTO 7-8	
M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]
-84,95	36,79	-114,99	74,89	-84,95	36,79
TRAVATA 4° PIANO					
TRATTO 9-10		TRATTO 10-11		TRATTO 11-12	
M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]
-112,12	46,35	-131,35	78,91	-112,12	46,35
TRAVATA 3° PIANO					
TRATTO 13-14		TRATTO 14-15		TRATTO 15-16	
M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]
-133,94	72,74	-145,94	73,11	-133,94	72,74
TRAVATA 2° PIANO					
TRATTO 17-18		TRATTO 18-19		TRATTO 19-20	
M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]
-156,94	107,34	-156,91	73,38	-156,94	107,34
TRAVATA 1° PIANO					
TRATTO 21-22		TRATTO 22-23		TRATTO 23-24	
M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]	M- [kNm]	M+ [kNm]
-188,38	187,52	-189,75	77,8	-188,38	187,52

Tabella 2.28 Sollecitazioni flessionali travate telaio trasversale

Successivamente, sono riportate le sollecitazioni a taglio per le travi. Prima vengono riportate le sollecitazioni delle travate longitudinali per i telai centrali:

TRAVATA 6° PIANO					
TRATTO AB		TRATTO BC		TRATTO CD	
T app. A [kN]	T app. B [kN]	T app. B [kN]	T app. C [kN]	T app. C [kN]	T app. D [kN]
243,7370	-177,8760	285,9360	-294,0970	311,1540	-310,3110
TRAVATA 5° PIANO					
TRATTO GH		TRATTO HI		TRATTO IJ	
T app. G [kN]	T app. H [kN]	T app. H [kN]	T app. I [kN]	T app. I [kN]	T app. J [kN]
314,7380	-255,0740	387,374	-402,6580	421,2540	-421,9170
TRAVATA 4° PIANO					
TRATTO MN		TRATTO NO		TRATTO OP	
T app. M [kN]	T app. N [kN]	T app. N [kN]	T app. O [kN]	T app. O [kN]	T app. P [kN]
314,3320	247,6250	378,8620	-407,1710	421,1670	-421,0780
TRAVATA 3° PIANO					
TRATTO ST		TRATTO TU		TRATTO UV	
T app. S [kN]	T app. T [kN]	T app. T [kN]	T app. U [kN]	T app. U [kN]	T app. V [kN]
315,9160	-250,8610	376,7700	-409,2620	421,0870	421,091
TRAVATA 2° PIANO					
TRATTO YZ		TRATTO ZAA		TRATTO AABB	
T app. Y [kN]	T app. Z [kN]	T app. Z [kN]	T app.AA [kN]	T app.AA [kN]	T app.BB [kN]
317,5210	-249,7750	374,0700	-412,0730	421,0510	-422,0150
TRAVATA 1° PIANO					
TRATTO EEFF		TRATTO FFGG		TRATTO GGHH	
T app.EE [kN]	T app.FF [kN]	T app.FF [kN]	T app.GG [kN]	T app.GG [kN]	T app.HH [kN]
320,9070	-241,8610	375,9700	-410,0630	421,4650	-421,4330

Tabella 2.29 Sollecitazioni a taglio travate telaio centrale

Analogamente, vengono riportate le sollecitazioni a taglio per le travate longitudinali dei telai esterni.

TRAVATA 6° PIANO					
TRATTO AB		TRATTO BC		TRATTO CD	
T app. A [kN]	T app. B [kN]	T app. B [kN]	T app. C [kN]	T app. C [kN]	T app. D [kN]
111,8100	-88,0800	140,9900	-135,3100	147,7600	-147,5470
TRAVATA 5° PIANO					
TRATTO GH		TRATTO HI		TRATTO IJ	
T app. G [kN]	T app. H [kN]	T app. H [kN]	T app. I [kN]	T app. I [kN]	T app. J [kN]
181,7800	-152,7800	235,790	-226,5300	246,6400	-249,6000
TRAVATA 4° PIANO					
TRATTO MN		TRATTO NO		TRATTO OP	
T app. M [kN]	T app. N [kN]	T app. N [kN]	T app. O [kN]	T app. O [kN]	T app. P [kN]
183,7500	-150,3400	235,0600	-228,7900	248,6900	-246,6300
TRAVATA 3° PIANO					
TRATTO ST		TRATTO TU		TRATTO UV	
T app. S [kN]	T app. T [kN]	T app. T [kN]	T app. U [kN]	T app. U [kN]	T app. V [kN]
186,0800	-143,6000	232,2000	-230,6200	246,6500	-246,5900
TRAVATA 2° PIANO					
TRATTO YZ		TRATTO ZAA		TRATTO AABB	
T app. Y [kN]	T app. Z [kN]	T app. Z [kN]	T app. AA [kN]	T app. AA [kN]	T app. BB [kN]
190,6600	-144,9500	235,5500	-228,5400	246,6400	-249,9800
TRAVATA 1° PIANO					
TRATTO EEFF		TRATTO FFGG		TRATTO GGHH	
T app. EE [kN]	T app. FF [kN]	T app. FF [kN]	T app. GG [kN]	T app. GG [kN]	T app. HH [kN]
195,8700	-151,8800	232,7900	-228,6600	246,6200	-246,8600

Tabella 2.30 Sollecitazioni a taglio travate telaio esterno

Per la nomenclatura dei tratti, si è fatto riferimento alla figura 2.25 del paragrafo 2.6.5.

Infine, vengono riportate le sollecitazioni a taglio per le travate trasversali:

TRAVATA 6° PIANO					
TRATTO 1-2		TRATTO 2-3		TRATTO 3-4	
T app. 1 [kN]	T app. 2 [kN]	T app. 2 [kN]	T app. 3 [kN]	T app. 3 [kN]	T app. 4 [kN]
21,47	-34,08	39,93	-39,88	21,47	-34,08
TRAVATA 5° PIANO					
TRATTO 5-6		TRATTO 6-7		TRATTO 7-8	
T app. 5 [kN]	T app. 6 [kN]	T app. 6 [kN]	T app. 7 [kN]	T app. 7 [kN]	T app. 8 [kN]
25,45	-46,54	41,09	-41,09	25,45	-46,54
TRAVATA 4° PIANO					
TRATTO 9-10		TRATTO 10-11		TRATTO 11-12	
T app. 9 [kN]	T app. 10 [kN]	T app. 10 [kN]	T app. 11 [kN]	T app. 11 [kN]	T app. 12 [kN]
44,36	-64,77	49,62	-49,62	44,36	-64,77
TRAVATA 3° PIANO					
TRATTO 13-14		TRATTO 14-15		TRATTO 15-16	
T app. 13 [kN]	T app. 14 [kN]	T app. 14 [kN]	T app. 15 [kN]	T app. 15 [kN]	T app. 16 [kN]
62,71	-79,78	56,18	-56,18	62,71	-79,78
TRAVATA 2° PIANO					
TRATTO 17-18		TRATTO 18-19		TRATTO 19-20	
T app. 17 [kN]	T app. 18 [kN]	T app. 18 [kN]	T app. 19 [kN]	T app. 19 [kN]	T app. 20 [kN]
84,79	-94,86	65,63	-65,63	84,79	-94,86
TRAVATA 1° PIANO					
TRATTO 21-22		TRATTO 22-23		TRATTO 23-24	
T app. 21 [kN]	T app. 22 [kN]	T app. 22 [kN]	T app. 23 [kN]	T app. 23 [kN]	T app. 24 [kN]
89,31	-94,31	64,55	-64,55	89,31	-94,31

Tabella 2.31 Sollecitazioni flessionali travate telaio trasversale

Per la nomenclatura dei tratti, si è fatto riferimento alla figura 2.26 del paragrafo 2.6.5.

Si procede ora con il calcolo delle sollecitazioni sui pilastri. Come nella prima proposta di isolamento alla base, la struttura rimane in campo elastico, pertanto l'armatura da inserire nelle pilastrate non verranno più calcolate secondo le restrizioni imposte dalla gerarchia delle resistenze, ma in base alle reali sollecitazioni ricavate dall'analisi strutturale appena effettuata. Inoltre, essendo appunto la struttura in campo elastico, non sarà necessario rispettare tutte le verifiche e le restrizioni imposte dalla gerarchia delle resistenze, in quanto non si presentano deformazioni in campo plastico.

Analogamente a quanto fatto per l'edificio a base fissa, tra le combinazioni precedentemente riportate, per ogni pilastro, si considera quella che genera il massimo valore di sforzo normale e si considera come sollecitazione agente lo sforzo normale appena ricavato con il valore di momento flettente associato al suddetto valore di sforzo normale.

Le sollecitazioni ricavate per le pilastrate dei telai centrali sono le seguenti:

PILASTRATA 1		
PILASTRO	Nsd [kN]	Msd [kNm]
Pilastro 6° Piano	257,551	76,8214
Pilastro 5° Piano	671,779	79,5726
Pilastro 4° Piano	1094,217	92,1321
Pilastro 3° Piano	1519,417	107,7749
Pilastro 2° Piano	1949,179	118,9081
Pilastro 1° Piano	2389,676	147,4835
PILASTRATA 2		
PILASTRO	Nsd [kN]	Msd [kNm]
Pilastro 6° Piano	618,214	73,9954
Pilastro 5° Piano	1342,96	118,3154
Pilastro 4° Piano	2079,541	170,541
Pilastro 3° Piano	2822,752	186,199
Pilastro 2° Piano	3582,409	262,9291
Pilastro 1° Piano	4347,016	245,2535
PILASTRATA 3		
PILASTRO	Nsd [kN]	Msd [kNm]
Pilastro 6° Piano	651,943	70,9749
Pilastro 5° Piano	1488,365	94,6171
Pilastro 4° Piano	2324,700	136,339
Pilastro 3° Piano	3165,812	194,917
Pilastro 2° Piano	4000,524	203,4406
Pilastro 1° Piano	4848,704	263,2404

Tabella 2.32 Sollecitazioni presso-flessionali pilastrate telai centrali

Analogamente a quanto fatto per le pilastrate dei telai centrali, vengono riportate anche le sollecitazioni delle pilastrate dei telai esterni nella tabella 2.33, posta nella pagina seguente.

PILASTRATA 1		
PILASTRO	Nsd [kN]	Msd [kNm]
Pilastro 6° Piano	141,372	50,5562
Pilastro 5° Piano	388,742	62,0914
Pilastro 4° Piano	608,241	72,859
Pilastro 3° Piano	833,689	86,843
Pilastro 2° Piano	1048,374	94,7368
Pilastro 1° Piano	1245,086	110,5771
PILASTRATA 2		
PILASTRO	Nsd [kN]	Msd [kNm]
Pilastro 6° Piano	302,63	58,3806
Pilastro 5° Piano	755,363	69,7128
Pilastro 4° Piano	1215,475	114,047
Pilastro 3° Piano	1674,899	130,743
Pilastro 2° Piano	2132,672	142,3174
Pilastro 1° Piano	2602,266	212,7035
PILASTRATA 3		
PILASTRO	Nsd [kN]	Msd [kNm]
Pilastro 6° Piano	369,143	34,156
Pilastro 5° Piano	959,598	75,1367
Pilastro 4° Piano	1549,930	91,259
Pilastro 3° Piano	2140,074	109,880
Pilastro 2° Piano	2740,588	160,6665
Pilastro 1° Piano	3336,61	178,0581

Tabella 2.33 Sollecitazioni presso-flessionali pilastrate telai esterni

La numerazione delle pilastrate fa sempre riferimento alla figura 2.39 del paragrafo 2.7.2.

Infine, si ricavano le sollecitazioni a taglio delle pilastrate, distinguendo le pilastrate del telaio centrale dalle pilastrate del telaio esterno.

TELAIO CENTRALE

PILASTRATA 1	
PILASTRO	Vsd [kN]
Pilastro 6° Piano	43,26
Pilastro 5° Piano	44,22
Pilastro 4° Piano	51,38
Pilastro 3° Piano	60,6
Pilastro 2° Piano	66,61
Pilastro 1° Piano	68,46
PILASTRATA 2	
PILASTRO	Vsd [kN]
Pilastro 6° Piano	41,14
Pilastro 5° Piano	63,19
Pilastro 4° Piano	93,43
Pilastro 3° Piano	100,84
Pilastro 2° Piano	145,92
Pilastro 1° Piano	120,55
PILASTRATA 3	
PILASTRO	Vsd [kN]
Pilastro 6° Piano	36,81
Pilastro 5° Piano	49,7
Pilastro 4° Piano	68,09
Pilastro 3° Piano	99,43
Pilastro 2° Piano	103,8
Pilastro 1° Piano	110,28

Tabella 2.34 Sollecitazioni a taglio pilastrate telaio centrale

Come si può notare, le sollecitazioni sono notevolmente minori rispetto al caso precedente in quanto, oltre ai dispositivi di isolamento alla base, ora non è più necessario rispettare i criteri di gerarchia delle resistenze, molto stringenti per questo tipo di verifica in particolare.

TELAIO ESTERNO

PILASTRATA 1	
PILASTRO	Vsd [kN]
Pilastro 6° Piano	28,54
Pilastro 5° Piano	33,97
Pilastro 4° Piano	40,38
Pilastro 3° Piano	48,11
Pilastro 2° Piano	52,88
Pilastro 1° Piano	55,11
PILASTRATA 2	
PILASTRO	Vsd [kN]
Pilastro 6° Piano	33,4
Pilastro 5° Piano	37,93
Pilastro 4° Piano	62,22
Pilastro 3° Piano	77,18
Pilastro 2° Piano	77,62
Pilastro 1° Piano	104,72
PILASTRATA 3	
PILASTRO	Vsd [kN]
Pilastro 6° Piano	17,71
Pilastro 5° Piano	40,93
Pilastro 4° Piano	50,41
Pilastro 3° Piano	59,32
Pilastro 2° Piano	87,69
Pilastro 1° Piano	88,68

Tabella 2.35 Sollecitazioni a taglio pilastrate telaio esterno

Le sollecitazioni del telaio esterno risultano essere inferiori, ma molto simili alle sollecitazioni del telaio centrale, quindi verrà utilizzato lo stesso quantitativo di armatura trasversale sia per i pilastri facenti parte del telaio centrale che per i pilastri facenti parte del telaio esterno.

2.8.3 VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI

Le procedure di verifica degli elementi in cemento armato, come per il caso precedente, si conducono con le usuali modalità elaborate nell'ambito della Tecnica delle Costruzioni, controllando che in ogni sezione le sollecitazioni agenti siano minori o uguali alle sollecitazioni resistenti.

2.8.3.1 ARMATURA TRAVATE

Per quanto riguarda le travate, le sollecitazioni prevalenti continuano a provenire dagli SLU per via delle luci elevate delle campate. Per questa motivazione, la quantità di armatura longitudinale da inserire nelle travate longitudinali rimane identica a quella già calcolata per le travate dell'edificio a base fissa (senza dispositivo di isolamento) riportata nel paragrafo 2.6.5, mentre per l'armatura longitudinale delle travate poste in direzione trasversale viene utilizzato lo stesso quantitativo inserito nel caso precedente con isolamento alla base, in quanto le sollecitazioni sono molto simili ed inoltre non è possibile scendere sotto un determinato valore di armatura per il rispetto di quanto riportato nel capitolo 4.1.6.1.1 delle NTC2018 riguardo l'armatura minima per gli elementi resistenti.

Le sollecitazioni e lo schema di armatura utilizzato sono riportati nell'immagine seguente:

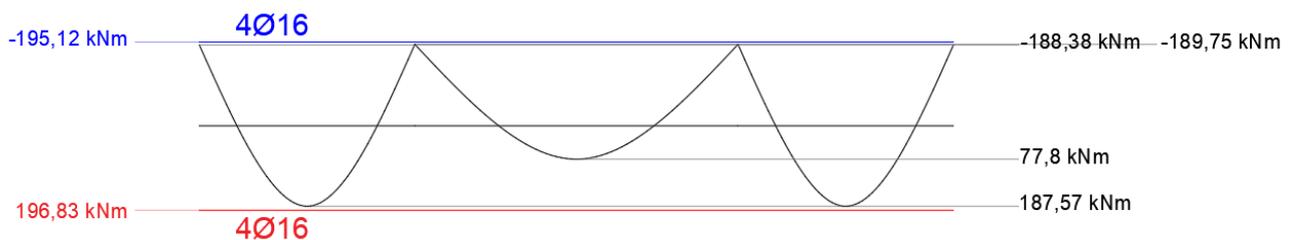


Figura 2.76 Armatura travate telai trasversali

Anche per quanto riguarda l'armatura trasversale delle travate longitudinali non vi sono grandi differenze rispetto al caso con base fissa, in quanto le sollecitazioni, provenendo principalmente dal caso statico agli SLU, sono simili a quelle precedentemente ricavate. Una differenza rispetto al caso con base fissa è l'assenza della zona critica, in quanto la sua presenza era una restrizione dovuta alla progettazione secondo le regole imposte dalla gerarchia delle resistenze, mentre ora le staffe sono disposte con un passo regolare per tutta la lunghezza del tratto di trave considerato.

APPLICAZIONE PRATICA

Nel caso in esame, dunque, per le travate longitudinali dei telai centrali, si ottengono i seguenti valori:

- TRAVATA 6° PIANO:
 - Tratto A-B; E-F:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 150mm;
 - Tratto B-C; C-D; D-E:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 120mm;
- TRAVATA 5° PIANO:
 - Tratto G-H; K-L:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 130mm;
 - Tratto H-I; J-K:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Tratto I-J:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 90mm;
- TRAVATA 4° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;
- TRAVATA 3° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;
- TRAVATA 2° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;
- TRAVATA 1° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

Nella figura seguente è riportata la distinta dei ferri per le due tipologie di disposizione delle armature:



Figura 2.77 Armatura trasversale travata 6° piano telaio centrale longitudinale

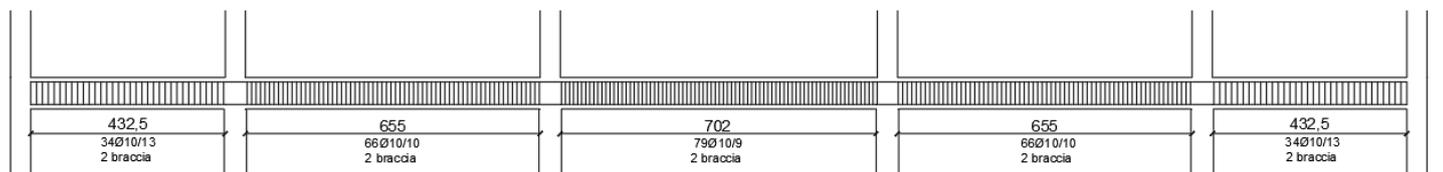


Figura 2.78 Armatura trasversale travata 5° piano, 4° piano, 3° piano, 2° piano, 1° piano telaio centrale longitudinale

APPLICAZIONE PRATICA

Per le travate dei telai esterni invece, si ottengono i seguenti valori:

- TRAVATA 6° PIANO:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 200mm;

- TRAVATA 5° PIANO:
 - Tratto G-H; K-L:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 200mm;
 - Tratto H-I; I-J; J-K:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 130mm;

- TRAVATA 4° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

- TRAVATA 3° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

- TRAVATA 2° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

- TRAVATA 1° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

Nella figura seguente è riportata la distinta dei ferri per le due tipologie di disposizione delle armature:

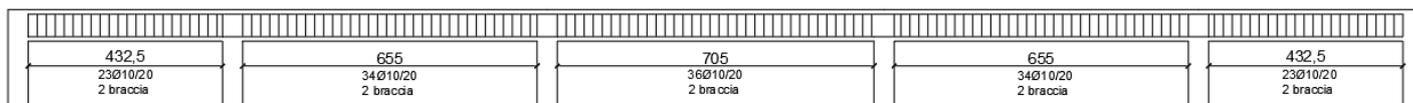


Figura 2.79 Armatura trasversale travata 6° piano telaio esterno longitudinale

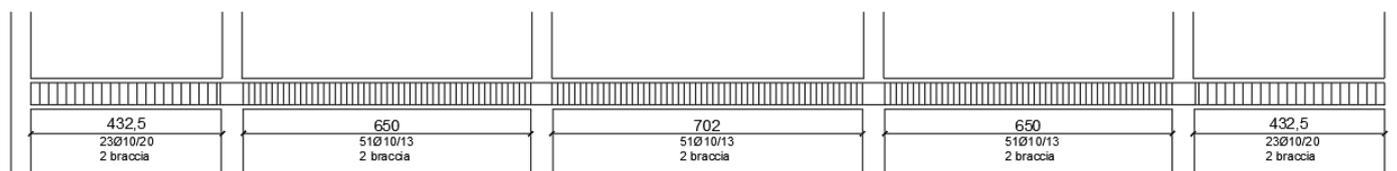


Figura 2.80 Armatura trasversale travata 5° piano, 4° piano, 3° piano, 2° piano, 1° piano telaio esterno longitudinale

APPLICAZIONE PRATICA

Infine, per le travate dei telai poste in direzione trasversale, si ottengono i seguenti valori:

- TRAVATA 6° PIANO:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 200mm;
- TRAVATA 5° PIANO: Stessa distinta armatura della travata 6° piano;
- TRAVATA 4° PIANO: Stessa distinta armature della travata 6° piano;
- TRAVATA 3° PIANO: Stessa distinta armature della travata 6° piano;
- TRAVATA 2° PIANO: Stessa distinta armature della travata 6° piano;
- TRAVATA 1° PIANO: Stessa distinta armature della travata 6° piano;

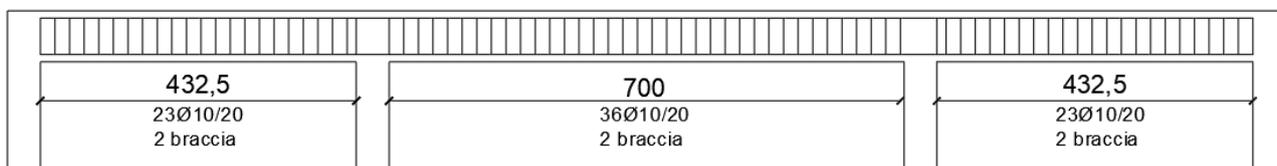


Figura 2.81 Armatura trasversale travata 6° piano telaio esterno trasversale

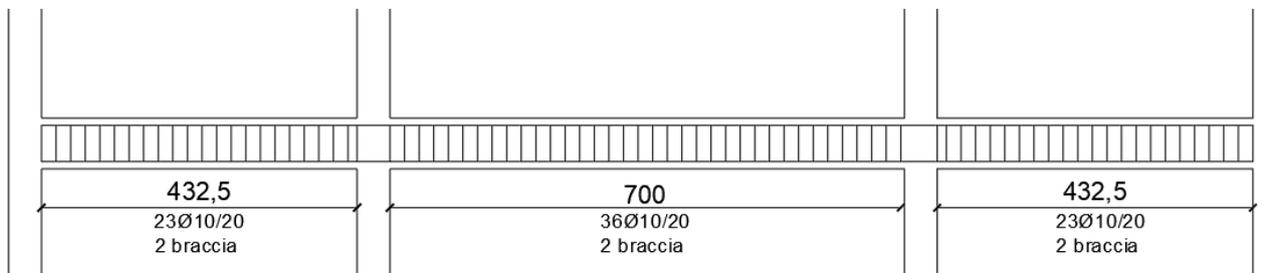


Figura 2.82 Armatura trasversale travata 5° piano, 4° piano, 3° piano, 2° piano, 1° piano telaio esterno trasversale

2.8.3.2 ARMATURA PILAstrate

Per quanto riguarda l'armatura delle pilastrate, si procede con la progettazione degli elementi secondo pressoflessione. Rispetto al caso con base fissa, non è necessario rispettare i criteri e le restrizioni imposte dalla gerarchia delle resistenze, pertanto l'unico limite da rispettare è quello riportato nel paragrafo §4.1.6.1.2 delle NTC 2018, ovvero la formula (2.35).

Successivamente, si procede con il calcolo secondo le stesse modalità precedentemente riportate nel capitolo 2.6.6 (la procedura infatti è analoga, solo che in questo caso non sarà necessario aumentare l'armatura longitudinale da inserire nei pilastri per il rispetto della gerarchia delle resistenze).

Pertanto, la quantità di armatura longitudinale inserita nei pilastri è analoga al caso precedente con isolamento alla base ed in particolare è la seguente:

- **TELAIO CENTRALE:**
 - Pilastrata 1:
 - 4 barre $\phi 20$ per ogni lato del pilastro;
 - Pilastrata 2 e 3:
 - 4 barre $\phi 22$ per ogni lato del pilastro;

- **TELAIO ESTERNO:**
 - Pilastrata 1:
 - 4 barre $\phi 20$ per ogni lato del pilastro;
 - Pilastrata 2 e 3:
 - 4 barre $\phi 22$ per ogni lato del pilastro;

Per la numerazione delle pilastrate, si fa riferimento alla figura 2.37 del paragrafo 2.7.2.

Per verificare la validità delle sezioni, si costruisce il diagramma di pressoflessione per ognuno dei pilastri componenti le pilastrate, di seguito riportati:

TELAIO ESTERNO

Pilastrata 1: tutti i pilastri possiedono una sezione pari a 45x45 cm:

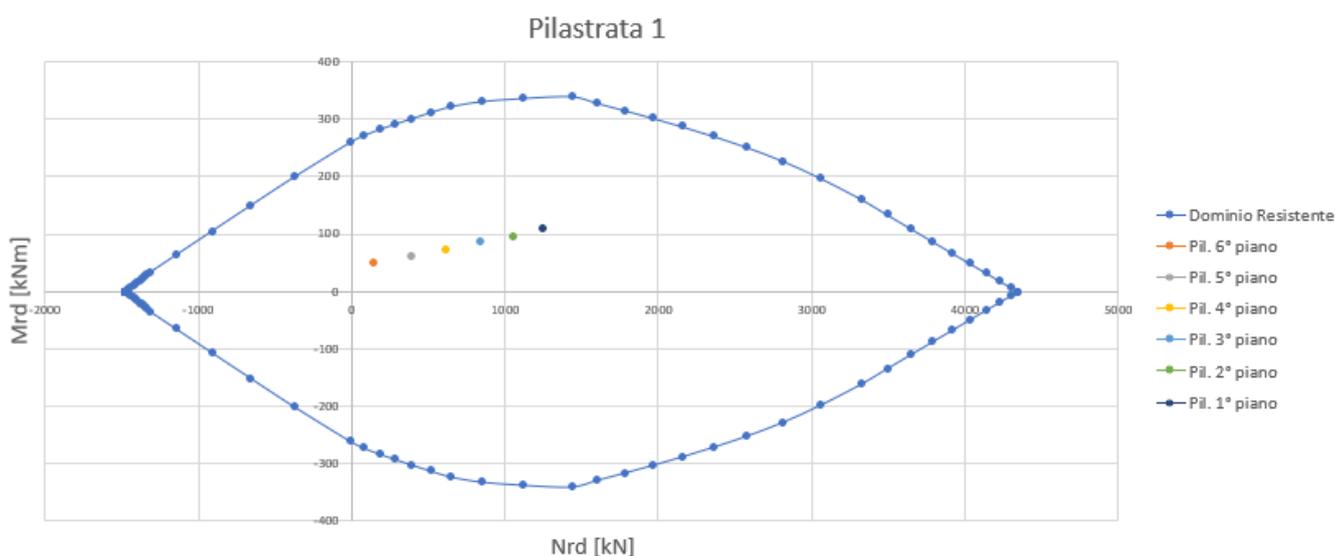


Figura 2.83 Diagramma pressoflessione pilastrata 1 telaio esterno

APPLICAZIONE PRATICA

Pilastrata 2: pilastri 6° piano e 5° piano con sezioni pari a 45x45 cm; pilastri 4° piano, 3° piano, 2° piano con sezioni pari a 50x50 cm; pilastro 1° piano con sezione pari a 55x55 cm.

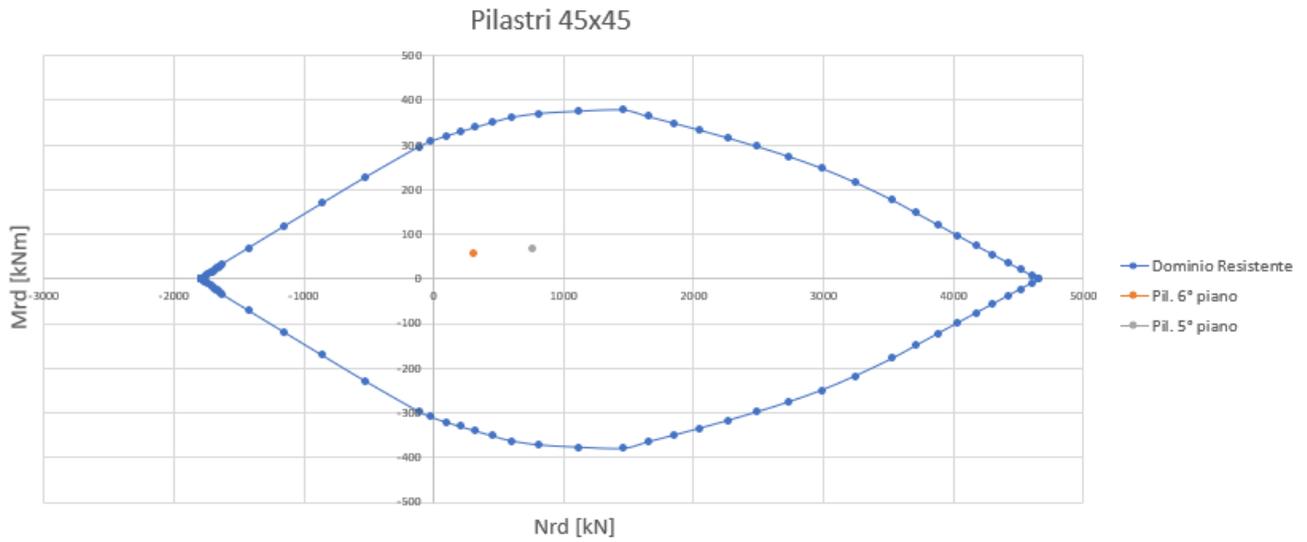


Figura 2.84 Diagramma pressoflessione pilastri 45x45 pilastrata 2 telaio esterno

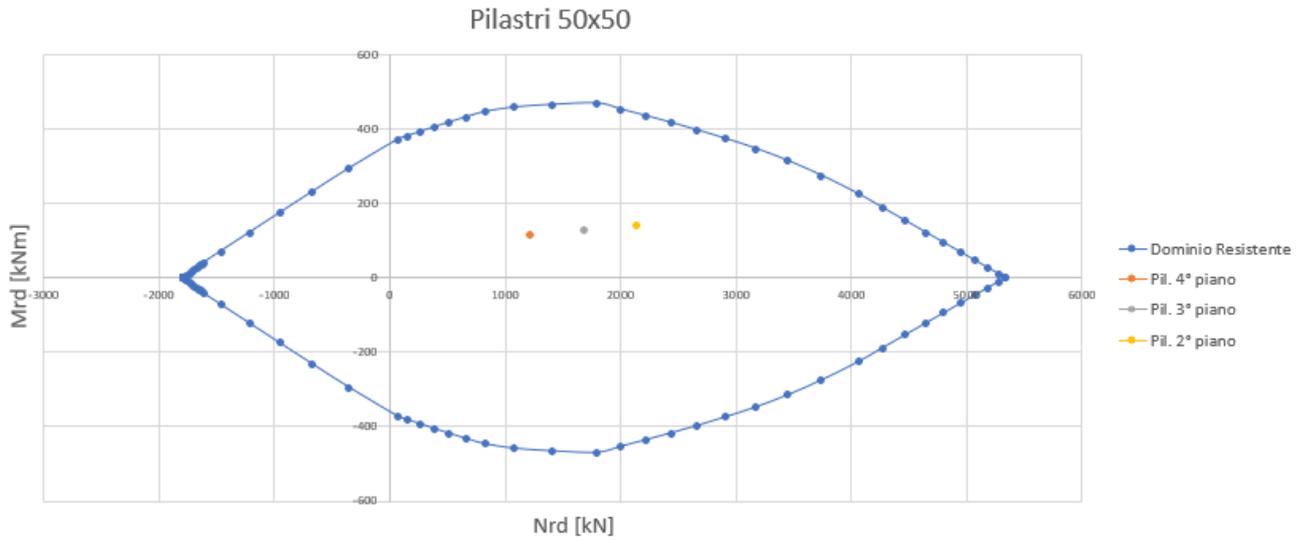


Figura 2.85 Diagramma pressoflessione pilastri 50x50 pilastrata 2 telaio esterno

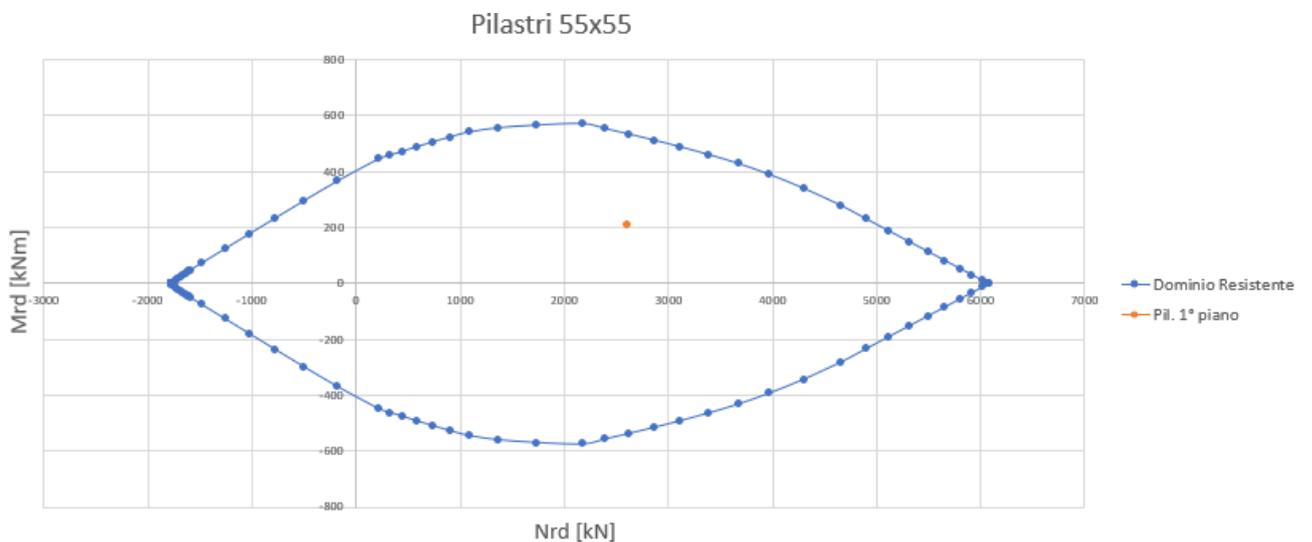


Figura 2.86 Diagramma pressoflessione pilastri 55x55 pilastrata 2 telaio esterno

APPLICAZIONE PRATICA

Pilastrata 3: pilastro 6° piano con sezioni pari a 45x45 cm; pilastri 5° piano, 4° piano e 3° piano con sezioni pari a 50x50 cm; pilastri 2° piano e 1° piano con sezione pari a 55x55 cm.

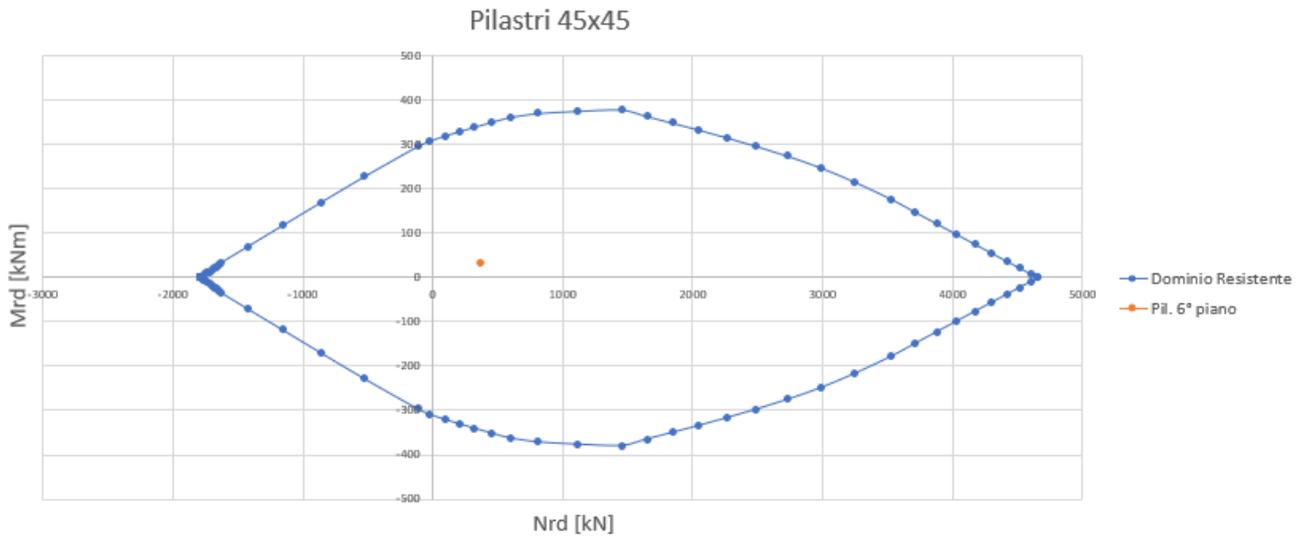


Figura 2.87 Diagramma pressoflessione pilastri 45x45 pilastrata 3 telaio esterno

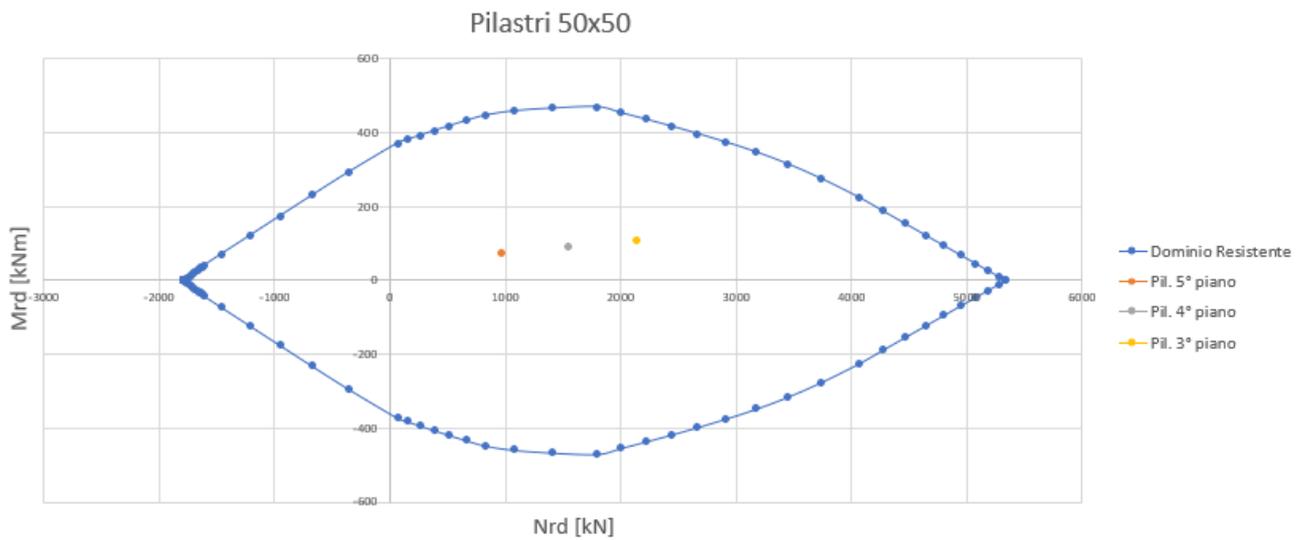


Figura 2.88 Diagramma pressoflessione pilastri 50x50 pilastrata 3 telaio esterno

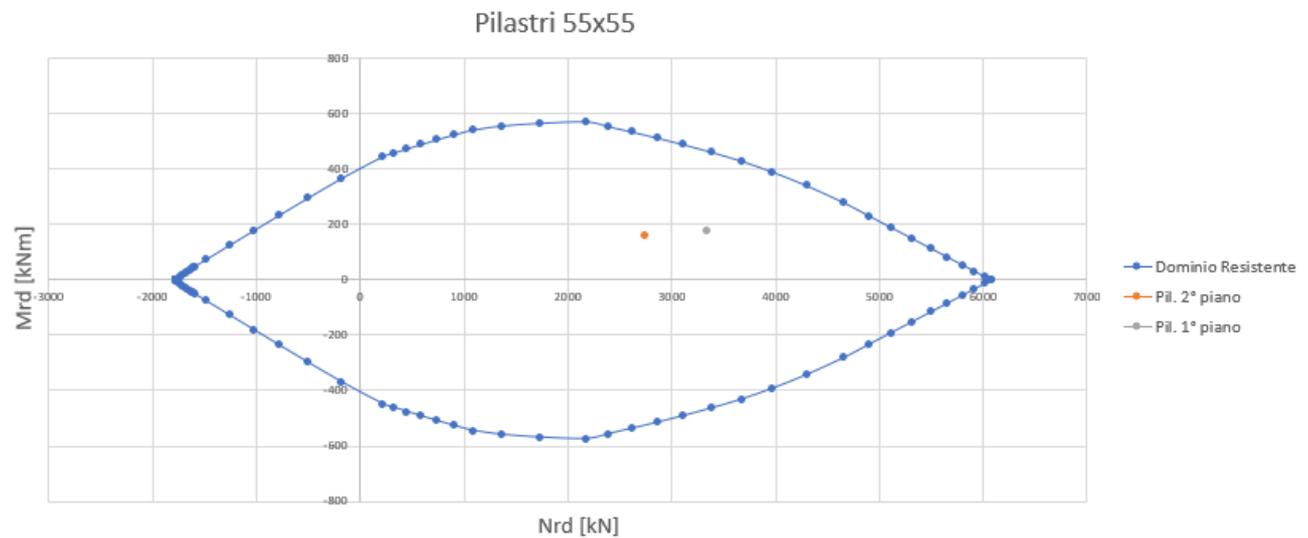


Figura 2.89 Diagramma pressoflessione pilastri 55x55 pilastrata 3 telaio esterno

TELAIO CENTRALE

Pilastrata 1: pilastri 6° piano, 5° piano, 4° piano, 3° piano e 2° piano con sezioni pari a 45x45 cm; pilastro 1° piano con sezione pari a 50x50 cm.

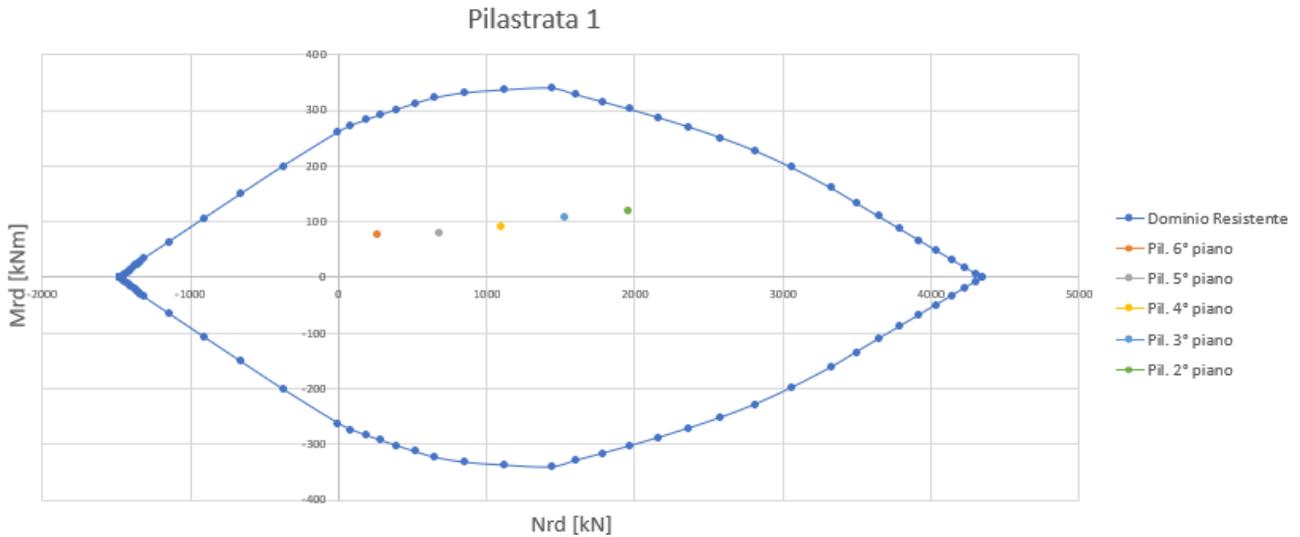


Figura 2.90 Diagramma pressoflessione pilastri 45x45 pilastrata 1 telaio centrale

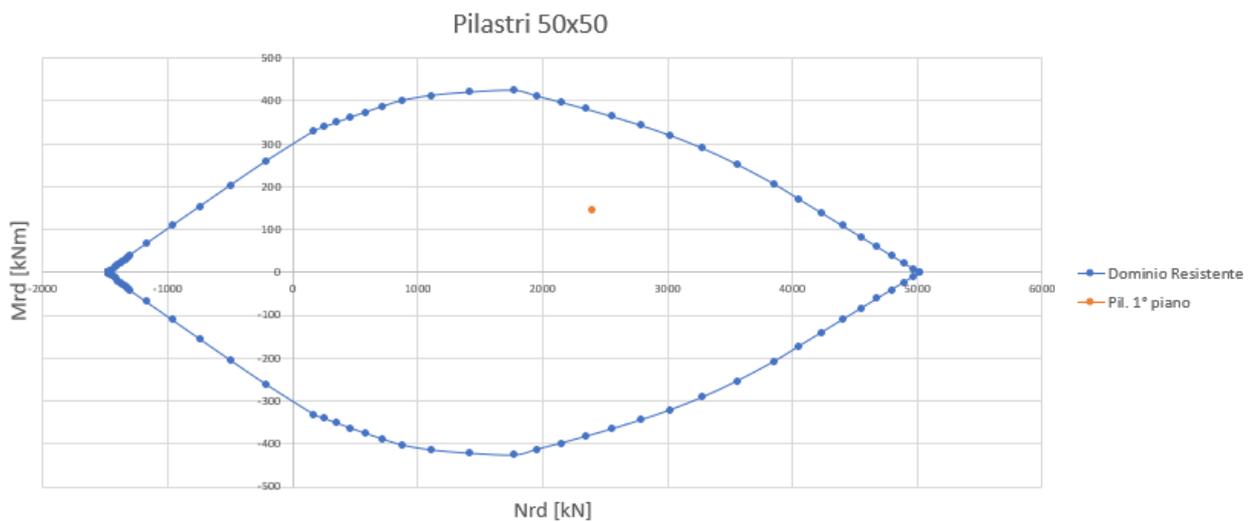


Figura 2.91 Diagramma pressoflessione pilastri 50x50 pilastrata 1 telaio centrale

Pilastrata 2: pilastro 6° piano con sezione pari a 45x45 cm; pilastro 5° piano con sezione pari a 50x50 cm; pilastri 4° piano e 3° piano con sezioni pari a 55x55 cm; pilastri 2° piano e 1° piano con sezioni pari a 60x60 cm.

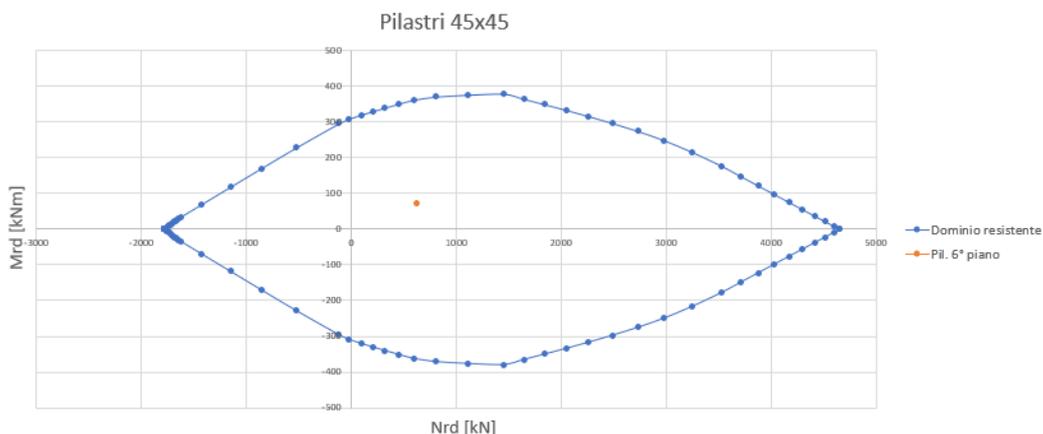


Figura 2.92 Diagramma pressoflessione pilastri 45x45 pilastrata 2 telaio centrale

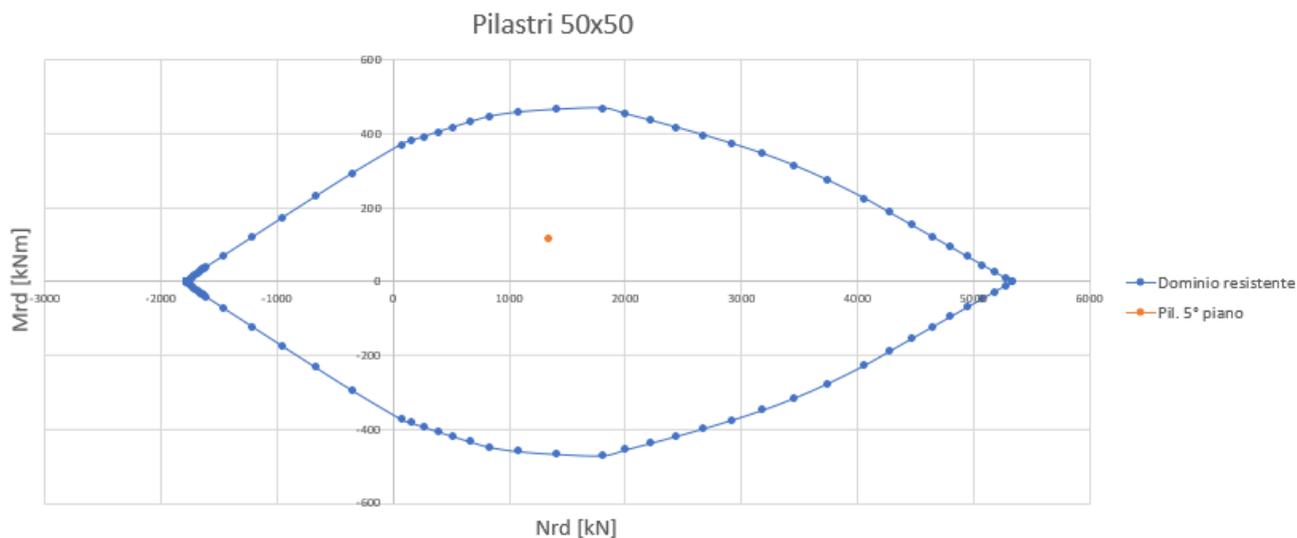


Figura 2.93 Diagramma pressoflessione pilastrini 50x50 pilastrata 2 telaio centrale

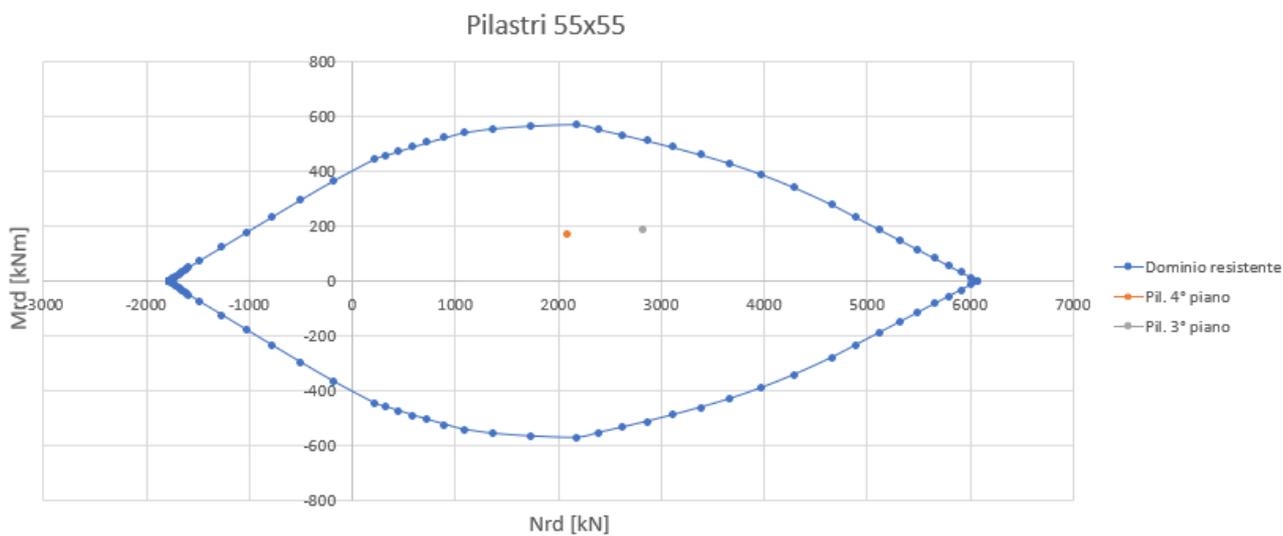


Figura 2.94 Diagramma pressoflessione pilastrini 55x55 pilastrata 2 telaio centrale

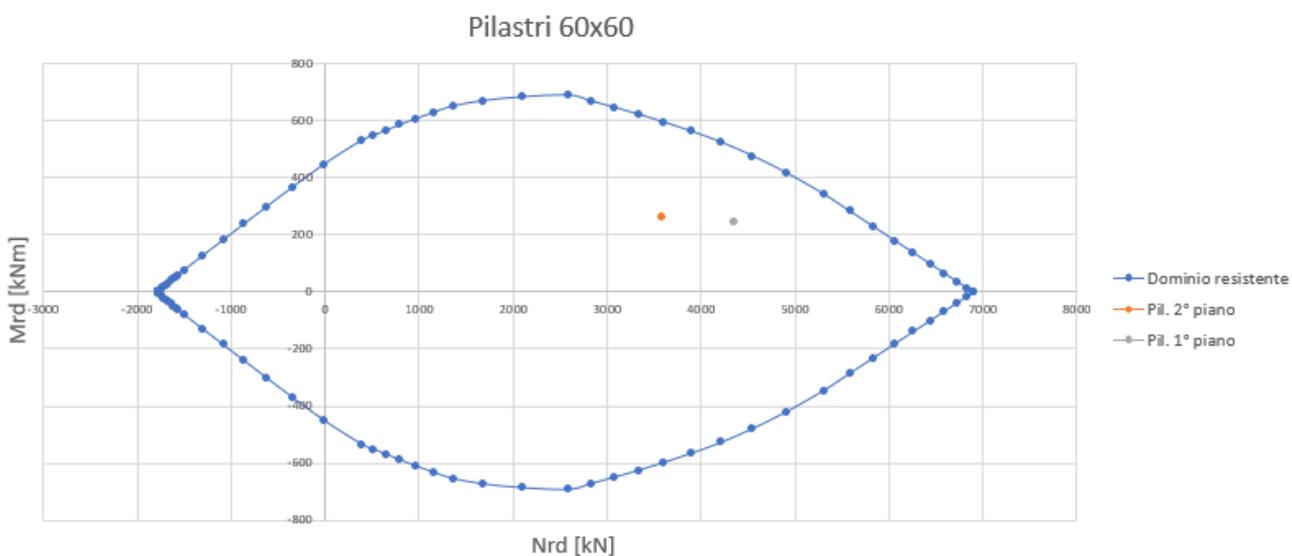


Figura 2.95 Diagramma pressoflessione pilastrini 60x60 pilastrata 2 telaio centrale

APPLICAZIONE PRATICA

Pilastrata 3: pilastro 6° piano con sezione pari a 45x45 cm; pilastro 5° piano con sezione pari a 50x50 cm; pilastro 4° piano con sezione pari a 55x55 cm; pilastri 3° piano e 2° piano con sezioni pari a 60x60 cm; pilastro 1° piano con sezione pari a 65x65 cm.

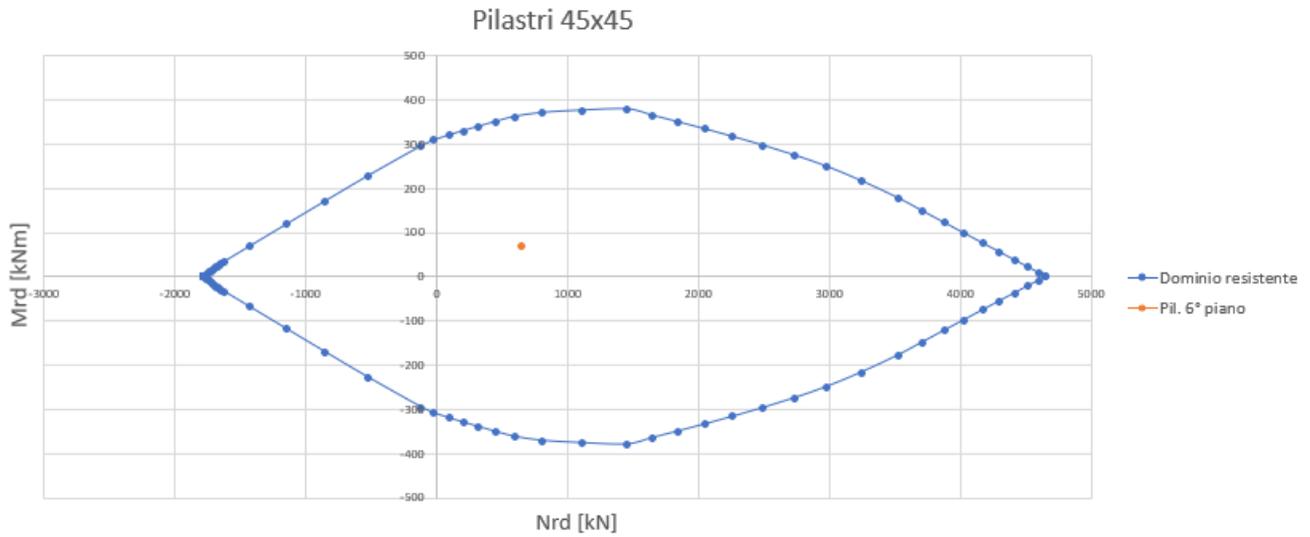


Figura 2.96 Diagramma pressoflessione pilastri 45x45 pilastrata 3 telaio centrale

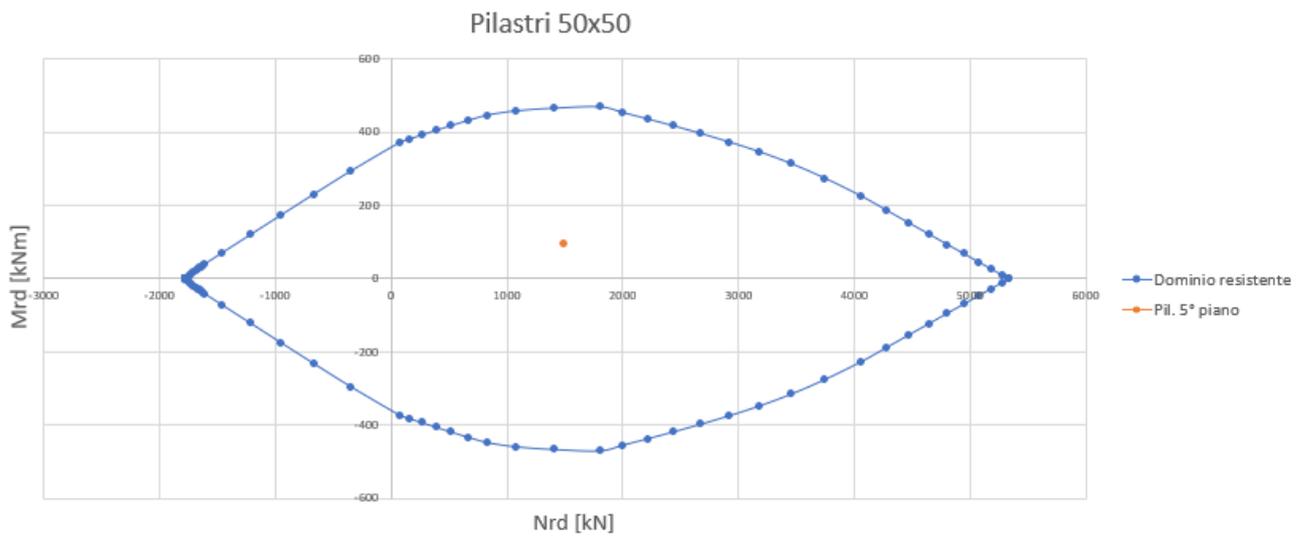


Figura 2.97 Diagramma pressoflessione pilastri 50x50 pilastrata 3 telaio centrale

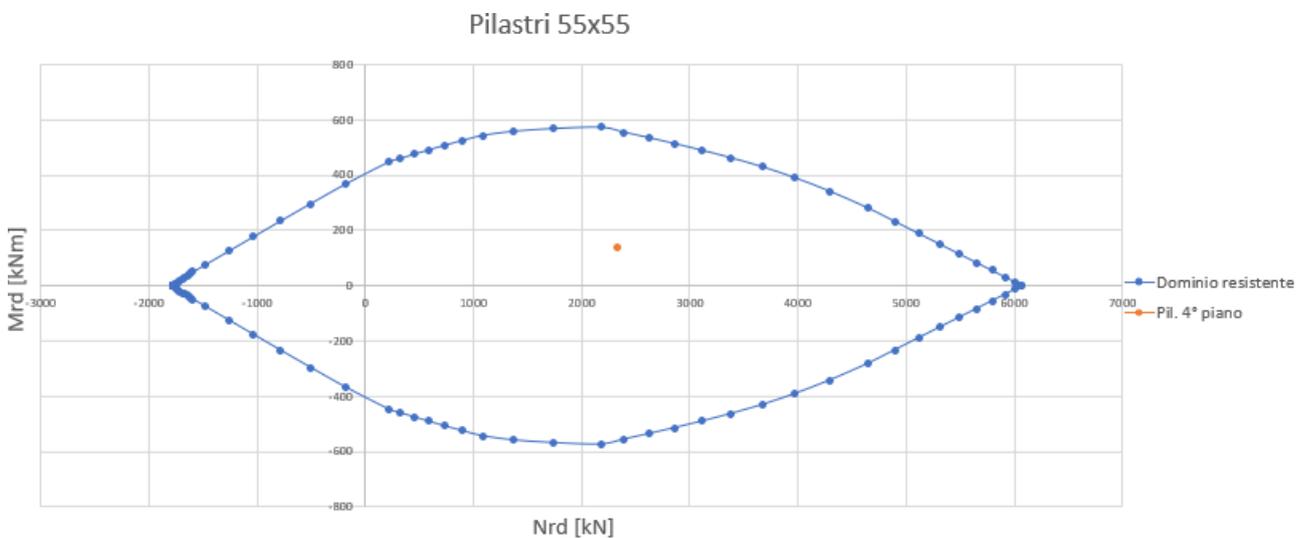


Figura 2.98 Diagramma pressoflessione pilastri 55x55 pilastrata 3 telaio centrale

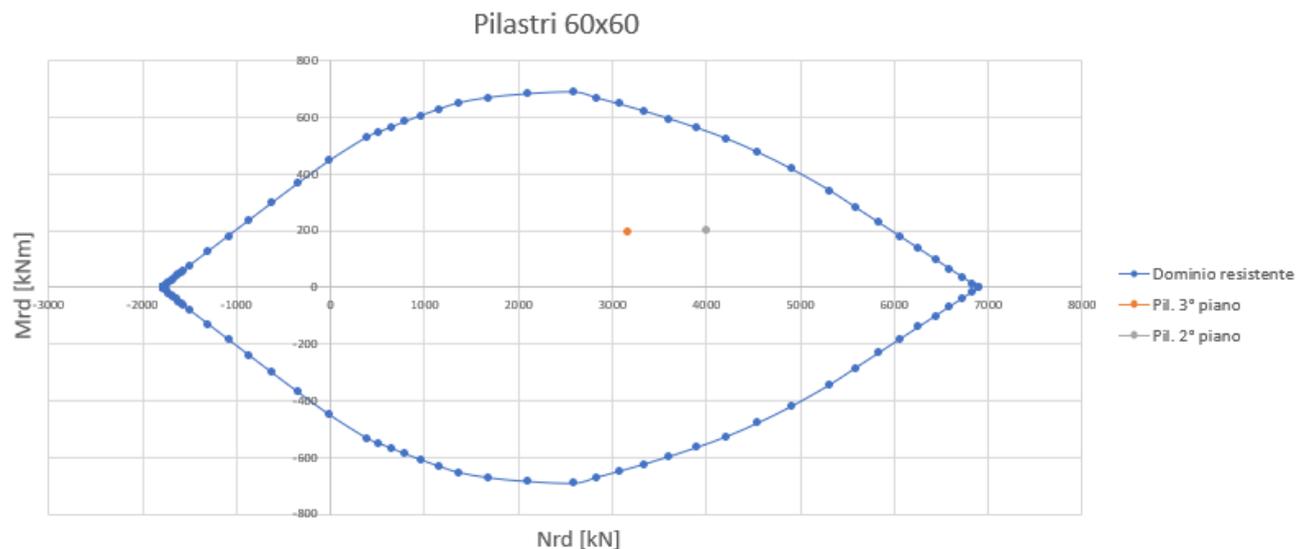


Figura 2.99 Diagramma pressoflessione pilastri 60x60 pilastrata 3 telaio centrale

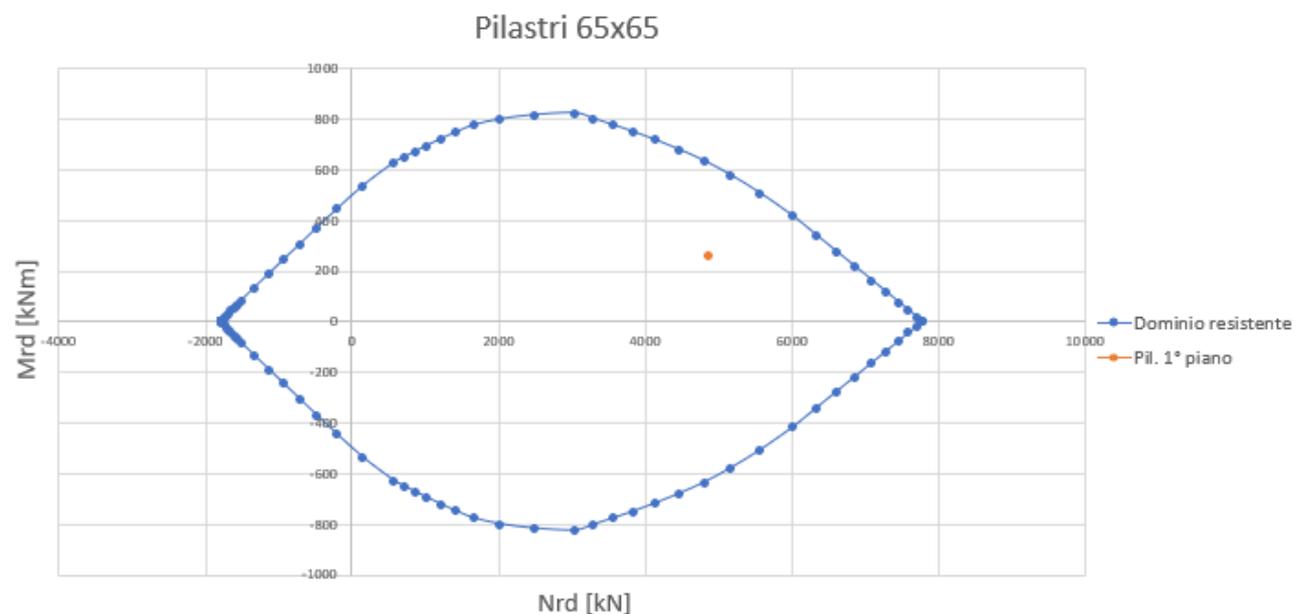


Figura 2.100 Diagramma pressoflessione pilastri 65x65 pilastrata 3 telaio centrale

Per quanto riguarda l'armatura trasversale, si utilizzando le classiche formule per elementi in calcestruzzo armati a taglio secondo il capitolo §4.1.2.3.5.2 delle NTC2018 e già riportate precedentemente nel paragrafo 2.6.5 (formule (2.33) e (2.34)).

I limiti da rispettare invece sono analoghi a quelli utilizzati precedentemente nella zona non critica secondo il capitolo §4.1.6.1.2 delle NTC2018, che vengono nuovamente riportati:

Il diametro deve essere superiore alla maggiore delle seguenti grandezze:

3. 6 mm;
4. $\frac{1}{4}$ del diametro massimo delle barre longitudinali.

Mentre per il passo, il valore non deve essere più grande della minore delle seguenti quantità:

- c) 12 volte il diametro massimo delle barre longitudinali;
- d) 250 mm.

APPLICAZIONE PRATICA

In questo caso, non è stato necessario distinguere i pilastri del telaio centrale da quelli del telaio esterno, in quanto le sollecitazioni sono tra di loro molto simili, pertanto è stato utilizzato il medesimo quantitativo di armature trasversali per tutti i pilastri.

In particolare, è stato inserito il seguente quantitativo di armature trasversali:

- ARMATURA LONGITUDINALE PILASTRI:
 - Staffe a 4 braccia $\phi 8$ passo 20 cm.

Di seguito, è riportata la distinta delle armature sia per i pilastri delle pilastrate 1 che per i pilastri delle pilastrate 2 e 3:

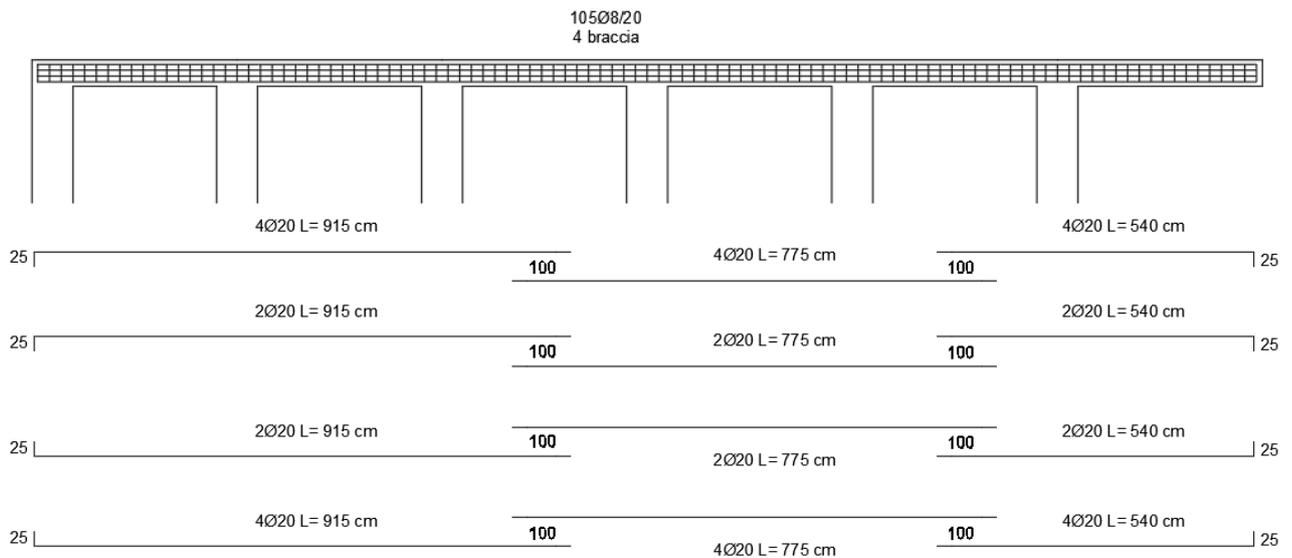


Figura 2.101 Armatura pilastrata 1

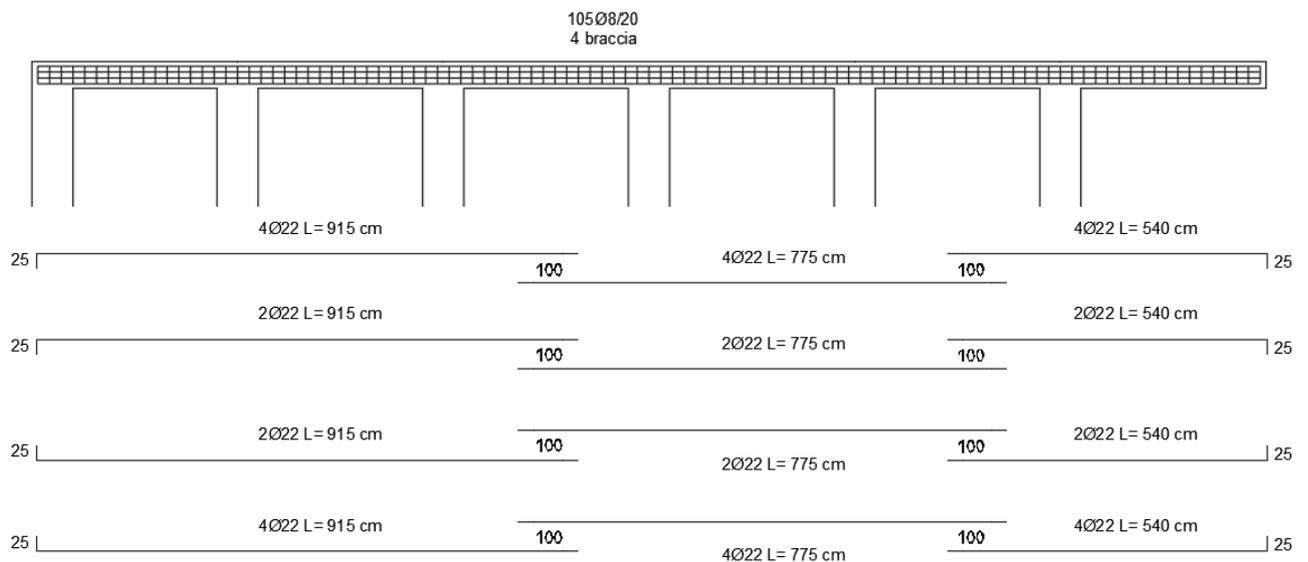


Figura 2.102 Armatura pilastrata 2

2.8.4 VERIFICA DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO

È ora necessario procedere con la verifica dei dispositivi di isolamento elastomerici inseriti alla base dell'edificio.

le verifiche da effettuare sono le stesse riportate nel precedente caso di isolamento alla base, ovvero:

- Spostamenti massimi secondo le indicazioni specifiche sugli isolatori elastomerici contenute nella Circolare n. 7 del 21/1/2019 (punto C11.9.7), utilizzando la formula (2.67) riportata nel paragrafo 2.7.4;
- Tensione massima σ_s agente nella generica piastra in acciaio;
- Deformazione totale di taglio di progetto γ_t ;
- Deformazione di taglio dell'elastomero γ_s per lo spostamento sismico totale;
- Carico massimo verticale agente su singolo isolatore.

2.8.4.1 VERIFICA SPOSTAMENTI MASSIMI

Dal modello realizzato su SAP2000, si ricavano gli spostamenti in direzione X e Y dovuti al sisma principale agente in entrambe le direzioni e successivamente si applica la formula (2.67) per ciascuno degli isolatori. Si ottengono i seguenti valori di spostamento:

SPOSTAMENTO ISOLATORI					
TELAIO Y = 0 m					
d ₂ 1-A [mm]	d ₂ 1-B [mm]	d ₂ 1-C [mm]	d ₂ 1-D [mm]	d ₂ 1-E [mm]	d ₂ 1-F [mm]
285,1923339	290,3568606	287,0922239	287,0922239	290,3568606	285,1923339
TELAIO Y = 5 m					
d ₂ 2-A [mm]	d ₂ 2-B [mm]	d ₂ 2-C [mm]	d ₂ 2-D [mm]	d ₂ 2-E [mm]	d ₂ 2-F [mm]
285,4965236	290,4395249	286,9768013	286,9768013	290,4395249	285,4965236
TELAIO Y = 12,5 m					
d ₂ 3-A [mm]	d ₂ 3-B [mm]	d ₂ 3-C [mm]	d ₂ 3-D [mm]	d ₂ 3-E [mm]	d ₂ 3-F [mm]
285,4965236	290,4395249	286,9768013	286,9768013	290,4395249	285,4965236
TELAIO Y = 17,5 m					
d ₂ 4-A [mm]	d ₂ 4-B [mm]	d ₂ 4-C [mm]	d ₂ 4-D [mm]	d ₂ 4-E [mm]	d ₂ 4-F [mm]
285,1923339	290,3568606	287,0922239	287,0922239	290,3568606	285,1923339

Tabella 2.36 Spostamenti SLC dispositivi di isolamento elastomerico

La nomenclatura degli isolatori si riferisce alla seguente griglia:

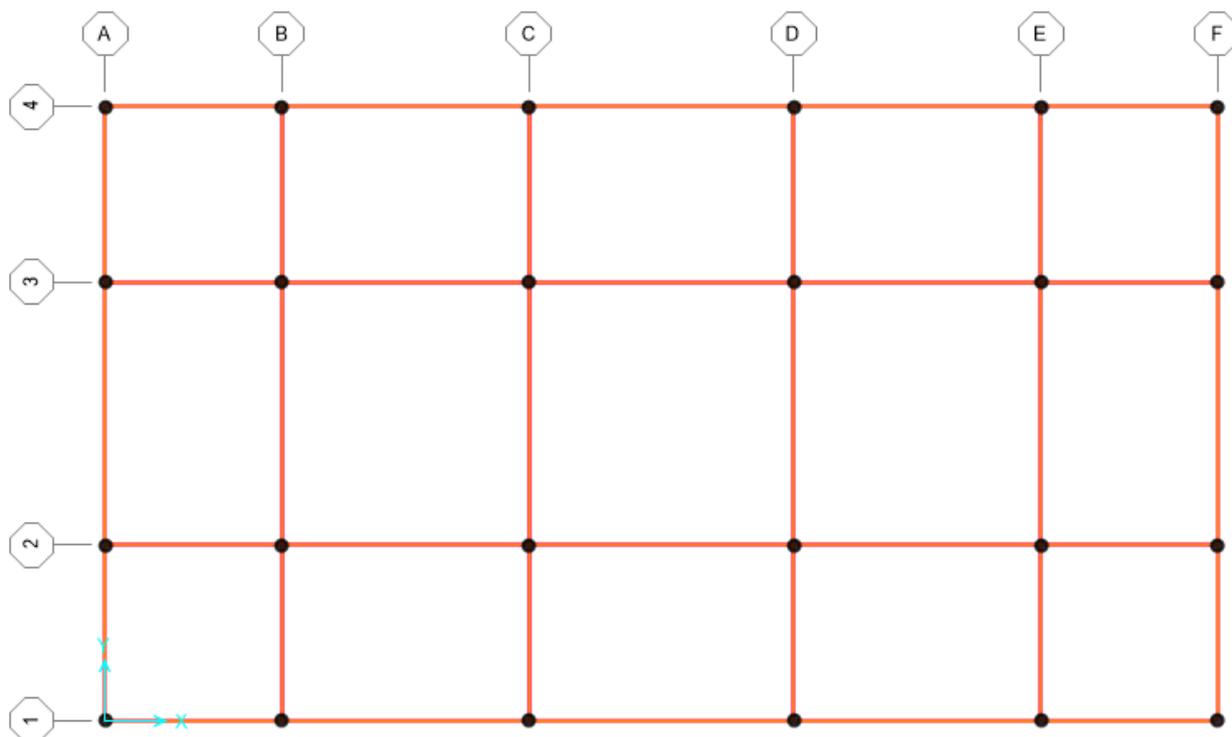


Figura 2.103 Nomenclatura dispositivi di isolamento

Gli spostamenti di tutti gli isolatori sono minori del limite di 400 mm riportato dal catalogo della FIP industriale, pertanto la verifica a spostamento massimo risulta essere verificata.

2.8.4.2 VERIFICHE DI SICUREZZA

Le formule da utilizzare per le verifiche di sicurezza sono già state precedentemente riportate nel paragrafo 1.6.3. Di seguito sono riportati parametri utili per lo svolgimento delle verifiche:

- Diametro isolatori $D = 900$ mm;
- Spessore singolo strato di gomma $t_i = 10$ mm;
- Spessore totale gomma $t_e = 204$ mm;
- Fattore di forma primario $S_1 = 22,5$ (> 12 valore consigliato);
- Fattore di forma secondario $S_2 = 4,41$ (> 3 valore consigliato);
- Modulo di taglio $G_{din} = 0,4$ MPa;
- Spessore singola lamina di acciaio $t_s = 3$ mm;
- Tensione limite lastre di acciaio $f_{yk} = 255$ MPa.

APPLICAZIONE PRATICA

Noti questi parametri, si eseguono le verifiche di sicurezza per ognuno degli isolatori presenti alla base dell'edificio. I risultanti sono riassunti nella seguente tabella:

Posizione	d_2 [mm]	V [kN]	P_{cr} [kN]	σ_s [MPa]	γ_s	γ_c	γ_a	γ_t
1-A	285,192	1245,086	15241,584	28,111	1,398	0,541	0,193	2,132
1-F	285,192	1245,086	15241,584	28,111	1,398	0,541	0,193	2,132
2-C	286,977	4848,704	15181,123	109,908	1,407	2,114	0,213	3,733
2-D	286,977	4848,704	15181,123	109,908	1,407	2,114	0,213	3,733
3-C	286,977	4848,704	15181,123	109,908	1,407	2,114	0,195	3,715
3-D	286,977	4848,704	15181,123	109,908	1,407	2,114	0,195	3,715
4-A	285,192	1245,086	15241,584	28,111	1,398	0,541	0,193	2,132
4-F	285,192	1245,086	15241,584	28,111	1,398	0,541	0,193	2,132

Tabella 2.37 Tabella riassuntiva verifiche di sicurezza isolatori elastomerici SI-S 900/204

Dai valori riportati nella tabella 2.37, si nota come tutte le verifiche di sicurezza risultino essere soddisfatte, pertanto i dispositivi di isolamento risultano essere verificati ed idonei per la loro funzione di isolamento.

2.8.5 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI LIMITE

Si procede con la verifica degli spostamenti limite per la struttura con isolamento alla base. Le procedure seguite per la valutazione degli spostamenti sono le medesime riportate precedentemente nel paragrafo 2.6.8, l'unica differenza consiste nell'inserimento di un ulteriore coefficiente riduttivo pari a $2/3$ per i limiti. Pertanto, ci si limita a riportare i valori ricavati dalle analisi agli SLD e SLV, in cui in questo caso è stato utilizzato un coefficiente di struttura $q = 1,5$.

SLD				
1° PIANO				
Spost. Base [m]	Spost 1° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,005 H_1$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,0763	0,0782	0,0019	0,011666667	VERIFICATO
2° PIANO				
Spost 1° piano[m]	Spost 2° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,005 H_2$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,0782	0,0799	0,0017	0,011666667	VERIFICATO
3° PIANO				
Spost 2° piano[m]	Spost 3° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,005 H_3$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,0799	0,0813	0,0014	0,011666667	VERIFICATO
4° PIANO				
Spost 3° piano[m]	Spost 4° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,005 H_4$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,0813	0,0824	0,0011	0,011666667	VERIFICATO
5° PIANO				
Spost 4° piano[m]	Spost 5° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,005 H_5$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,0824	0,0832	0,0008	0,011666667	VERIFICATO
6° PIANO				
Spost 5° piano[m]	Spost 6° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,005 H_6$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,0832	0,0836	0,0004	0,011666667	VERIFICATO
SLV				
1° PIANO				
Spost. Base [m]	Spost 1° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,0075 H_1$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,2056	0,2109	0,00795	0,0175	VERIFICATO
2° PIANO				
Spost 1° piano[m]	Spost 2° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,0075 H_2$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,2109	0,2155	0,0069	0,0175	VERIFICATO
3° PIANO				
Spost 2° piano[m]	Spost 3° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,0075 H_3$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,2155	0,2193	0,0057	0,0175	VERIFICATO
4° PIANO				
Spost 3° piano[m]	Spost 4° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,0075 H_4$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,2193	0,2222	0,00435	0,0175	VERIFICATO
5° PIANO				
Spost 4° piano[m]	Spost 5° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,0075 H_5$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,2222	0,2243	0,00315	0,0175	VERIFICATO
6° PIANO				
Spost 5° piano[m]	Spost 6° piano[m]	Spost. Rel d_r [m]	$2/3 * 0,0075 H_6$ [m]	$d_r < \text{Limite}$
0,2243	0,2254	0,00165	0,0175	VERIFICATO

Tabella 2.38 Spostamenti limite d'interpiano edificio con isolamento alla base

Di seguito, vengono riportati gli spostamenti d'interpiano graficamente per una più corretta e chiara visualizzazione:

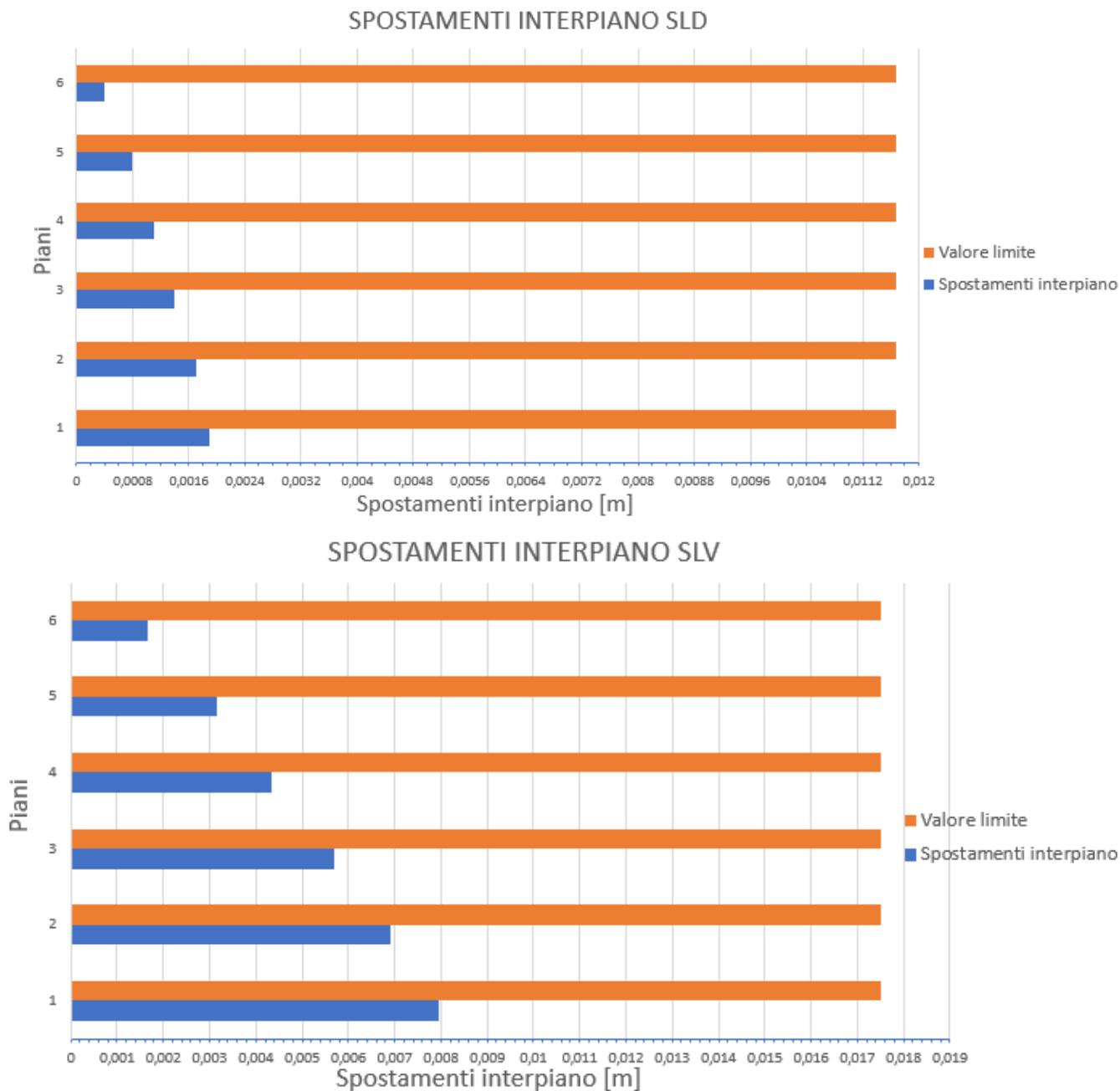


Figura 2.104 Spostamenti d'interpiano agli SLD e SLV struttura con isolamento alternativo

In entrambi i casi, i valori di spostamenti di interpiano sono minori dei valori limite, pertanto anche le verifiche per spostamenti di interpiano risultano essere soddisfatte.

2.8.6 CLASSIFICAZIONE PAM

Come per il caso a base fissa, è possibile procedere con la classificazione PAM anche per l'edificio con isolamento alla base. Le considerazioni sono analoghe a quelle precedentemente effettuate nel paragrafo 2.6.9, pertanto, la curva PAM per l'edificio con isolamento è pari a:

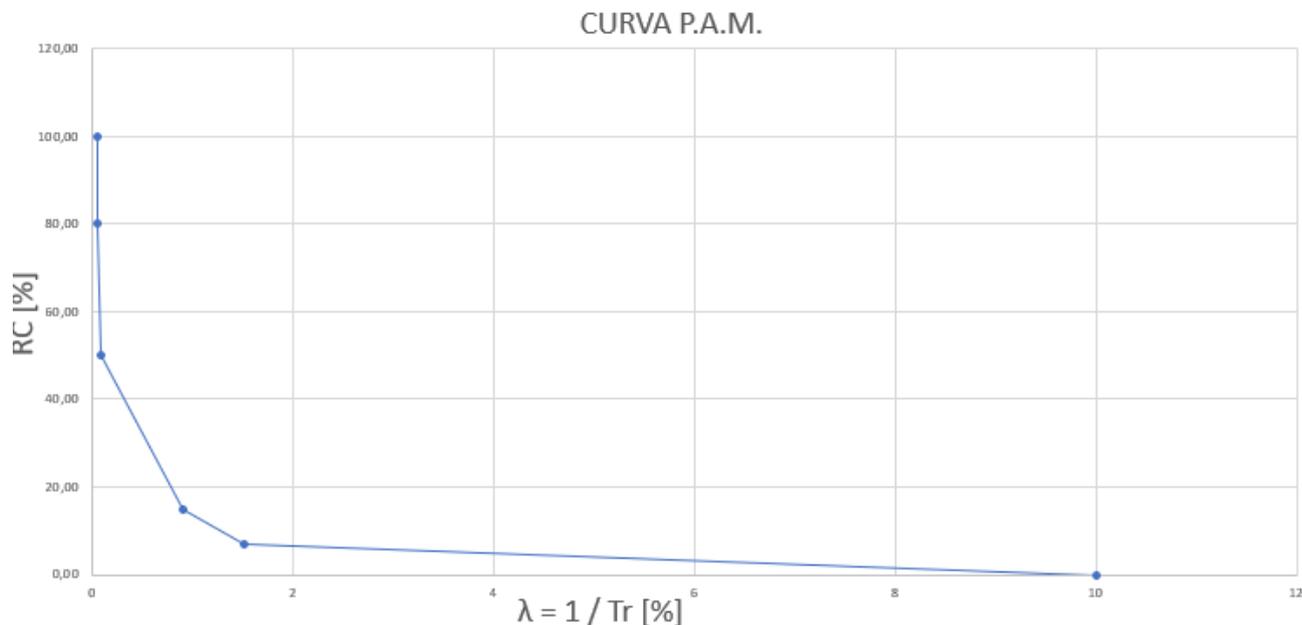


Figura 2.105 Curva PAM edificio con isolamento alternativo

Utilizzando la formula 2.59 per la curva ricavata, si ottiene un valore di PAM pari a 0,70 % (molto simile al valore ricavato precedentemente), pertanto l'edificio si posiziona nella Classe PAM A.

2.8.7 CALCOLO COSTI

Vengono infine calcolati i costi dovuti alla quantità di armature utilizzate all'interno degli elementi strutturali. Considerando tutte le armature, sia trasversali che longitudinali, si ottiene un volume totale di acciaio B450C utilizzato pari a $V_{acc} = 9020755,448 \text{ cm}^3$, analogo al valore ottenuto precedentemente con la prima proposta di isolamento alla base.

Considerando una densità dell'acciaio pari a $\gamma_{acc} = 7860 \text{ kg/m}^3$, si ottiene un peso totale dell'acciaio pari $70903,13782 \text{ kg}$.

Ipotizzando un costo delle barre di armatura pari a 1,43 € per ogni kg di acciaio, si ottiene un costo totale delle barre di acciaio pari a $C_{tot,acc} = 101400 \text{ €}$.

Essendo le sezioni della struttura rimaste analoghe ai casi precedenti, il costo totale del calcestruzzo è sempre pari a $C_{tot,cls} = 56725 \text{ €}$.

In questo caso, tuttavia, è necessario aggiungere anche il costo dovuto ai dispositivi di isolamento inseriti alla base dell'edificio ed anche degli appoggi scorrevoli da inserire alla base dei pilastri che non possiedono un isolatore elastomerico.

Utilizzando una stima di valori ricavati da vari cataloghi online (comprensivi di costo dell'isolatore e manodopera per l'installazione), una buona stima per il prezzo di un singolo isolatore di dimensioni tipiche come può essere l'isolatore SI-S 900/204 può essere intorno ai 8000 €.

Considerando il caso in esame, con la presenza di 8 isolatori, si ottiene un prezzo totale per il sistema di isolamento pari a $C_{tot,iso} = 64000 \text{ €}$.

Utilizzando una stima di vari cataloghi online, una buona stima per il prezzo di un singolo appoggio di tipo carrello può essere intorno ai 2000 €.

APPLICAZIONE PRATICA

Considerando il caso in esame, con la presenza di 16 appoggi di tipo carrello, si ottiene un prezzo totale per gli appoggi pari a $C_{\text{tot,app}} = 32000 \text{ €}$.

Sommando dunque il costo dell'acciaio con quello dei dispositivi di isolamento elastomerici e degli appoggi di tipo carrello, si ottiene un costo totale pari a $C_{\text{tot}} = 254125 \text{ €}$.

3 CONFRONTO RISULTATI

In questo capitolo si mettono a confronto le tre opzioni esposte nel capitolo 2. Dapprima si confrontano la soluzione a base fissa con il primo metodo di isolamento alla base proposto, poi si confrontano la soluzione a base fissa con il secondo metodo di isolamento alla base ed infine si confrontano i due metodi di isolamento, in modo da individuare eventuali differenze tra le due tipologie di isolamento.

3.1.1 CONFRONTO BASE FISSA CON PRIMO METODO DI ISOLAMENTO

Il primo confronto da effettuare è legato ai periodi e le frequenze dei modi di vibrare della struttura. Nella seguente tabella vengono confrontati i primi cinque modi di vibrare:

ANALISI MODALE				
MODI	BASE FISSA		PRIMA PROPOSTA DI ISOLAMENTO	
	Periodo T [sec]	Frequenza f [Hz]	Periodo T [sec]	Frequenza f [Hz]
1° MODO	1,2169	0,8218	4,4149	0,2265
2° MODO	1,1909	0,8397	4,3934	0,2276
3° MODO	1,1351	0,8810	3,9410	0,2538
4° MODO	0,4162	2,4028	0,6419	1,5579
5° MODO	0,4096	2,4416	0,6140	1,6287

Tabella 3.1 Confronto modi di vibrare tra struttura isolata alla base e struttura con prima proposta di isolamento

Come si può notare, la differenza dei primi tre modi di vibrare (i più importanti) è notevole, in quanto il periodo è aumentato di oltre tre volte, diminuendo drasticamente le sollecitazioni dovute alle azioni sismiche.

Per quanto riguarda il quantitativo di armatura utilizzato, per le travi disposte in direzione longitudinale non vi sono differenze, in quanto, per via delle luci molto elevate, le sollecitazioni principali derivano dalle azioni statiche alle SLU, che rimangono ovviamente invariate rispetto ai due casi che si stanno confrontando. Per questo motivo, il quantitativo di armatura per i due casi è analogo a quanto riportato nel capitolo precedente nei paragrafi 2.6.5 e 2.7.3.1

Per quanto riguarda l'armatura longitudinale delle travi trasversali, il valore scende leggermente, in quanto per queste travi la sollecitazione maggiore deriva dall'azione sismica. In particolare, la quantità di armatura nei due casi è la seguente:

- **TELAIO A BASE FISSA:**
 - Barre longitudinali: 4 ϕ 18 per tutta la lunghezza della trave;
- **TELAIO CON PRIMA PROPOSTA DI ISOLAMENTO ALLA BASE:**
 - Barre longitudinale: 4 ϕ 16 per tutta la lunghezza della trave.

Non è stato possibile scendere ulteriormente nel valore di armatura da inserire, per il rispetto di quanto riportato nel capitolo 4.1.6.1.1 delle NTC2018 riguardo l'armatura minima per gli elementi resistenti. La grande differenza si può notare invece nell'armatura trasversale delle travi.

CONFRONTO RISULTATI

Per quanto riguarda il telaio a base fissa, sono stati utilizzati i seguenti quantitativi di armatura:

TELAIO CENTRALE

- TRAVATA 6° PIANO:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 130mm;

- TRAVATA 5° PIANO:
 - Tratto G-H; K-L:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 130mm;
 - Tratto H-I; J-K:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 80mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Tratto I-J:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 80mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 90mm;

- TRAVATA 4°, 3°, 2°, 1° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

TELAIO ESTERNO

- TRAVATA 6° PIANO:
 - Tratto A-B; E-F:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 200mm;
 - Tratto B-C; C-D; D-E:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 150mm;

- TRAVATA 5° PIANO:
 - Tratto G-H; K-L:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 150mm;
 - Tratto H-I; J-K:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 90mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 120mm;
 - Tratto I-J:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 90mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 110mm;

- TRAVATA 4°, 3°, 2°, 1° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

Per la nomenclatura dei tratti, si fa riferimento all'immagine 2.25 del paragrafo 2.6.5

TELAIO TRASVERSALE

- TRAVATA 6° PIANO:
 - Tratto 1-2; 3-4:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 180mm;
 - Tratto 2-3:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 150mm;

- TRAVATA 5° PIANO:
 - Tratto 5-6; 7-8:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 150mm;
 - Tratto 6-7:
 - Zona critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Zona non critica: staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 130mm;

TRAVATA 4°, 3°, 2°, 1° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

Per la nomenclatura dei tratti, si fa riferimento all'immagine 2.26 del paragrafo 2.6.5

Per quanto riguarda invece il telaio con la prima proposta di isolamento, sono stati utilizzati i seguenti quantitativi di armatura:

TELAIO CENTRALE

- TRAVATA 6° PIANO:
 - Tratto A-B; E-F:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 150mm;
 - Tratto B-C; C-D; D-E:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 120mm;

- TRAVATA 5° PIANO:
 - Tratto G-H; K-L:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 130mm;
 - Tratto H-I; J-K:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 100mm;
 - Tratto I-J:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 90mm;

- TRAVATA 4°, 3°, 2°, 1° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

TELAIO ESTERNO

- TRAVATA 6° PIANO:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 200mm;
- TRAVATA 5° PIANO:
 - Tratto G-H; K-L:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 200mm;
 - Tratto H-I; I-J; J-K:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 130mm;
- TRAVATA 4°, 3°, 2°, 1° PIANO: Stessa distinta armature della travata 5° piano;

Per la nomenclatura dei tratti, si fa riferimento all'immagine 2.25 del paragrafo 2.6.5

TELAIO TRASVERSALE

- TRAVATA 6° PIANO:
 - Staffe a 2 braccia $\Phi 10$ passo 200mm;
- TRAVATA 5° PIANO: Stessa distinta armatura della travata 6° piano;
- TRAVATA 4° PIANO: Stessa distinta armature della travata 6° piano;
- TRAVATA 3° PIANO: Stessa distinta armature della travata 6° piano;
- TRAVATA 2° PIANO: Stessa distinta armature della travata 6° piano;
- TRAVATA 1° PIANO: Stessa distinta armature della travata 6° piano;

Per la nomenclatura dei tratti, si fa riferimento all'immagine 2.26 del paragrafo 2.6.5

CONFRONTO RISULTATI

Per quanto riguarda i pilastri, nel caso di edificio a base fissa, si utilizza per tutti i pilastri lo stesso quantitativo di armatura longitudinale, ovvero $4\phi 26$ per ogni lato. Questo è dovuto al rispetto del criterio della gerarchia delle resistenze. Per quanto riguarda l'armatura trasversale invece, si utilizzando i seguenti valori:

- Zona critica: staffe a 4 braccia $\phi 12$ passo 100 mm;
- Zona non critica: staffe 4 braccia $\phi 12$ passo 200 mm;
- Nodo: staffe 4 braccia $\phi 12$ passo 50 mm;

Di seguito una rappresentazione grafica di un pilastro:

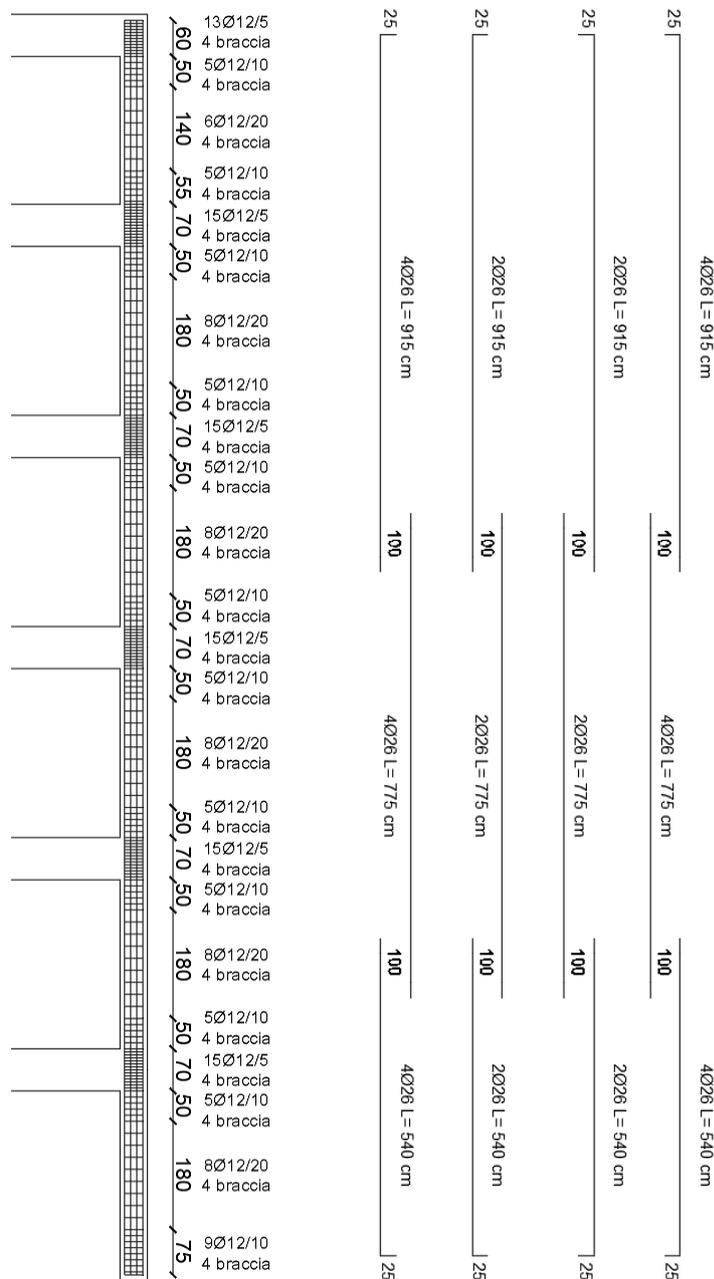


Figura 3.1 Disposizione armature pilastri base fissa

CONFRONTO RISULTATI

Nel caso invece di edificio con la prima proposta di isolamento alla base, bisogna distinguere tra pilastrata 1 e pilastrata 2 (in riferimento alla figura 2.39 del paragrafo 2.7.2). Per la pilastrata 1 infatti, si utilizzano 4 ϕ 20 per ogni lato, mentre per le pilastrate 2 e 3 si utilizzando 4 ϕ 22 per ogni lato. Per quanto riguarda invece l'armatura trasversale, si utilizza sempre lo stesso quantitativo, pari a:

- ARMATURA LONGITUDINALE PILASTRI:
 - Staffe a 4 braccia ϕ 8 passo 20 cm.

Di seguito è riportata una rappresentazione grafica delle due tipologie di pilastrate.

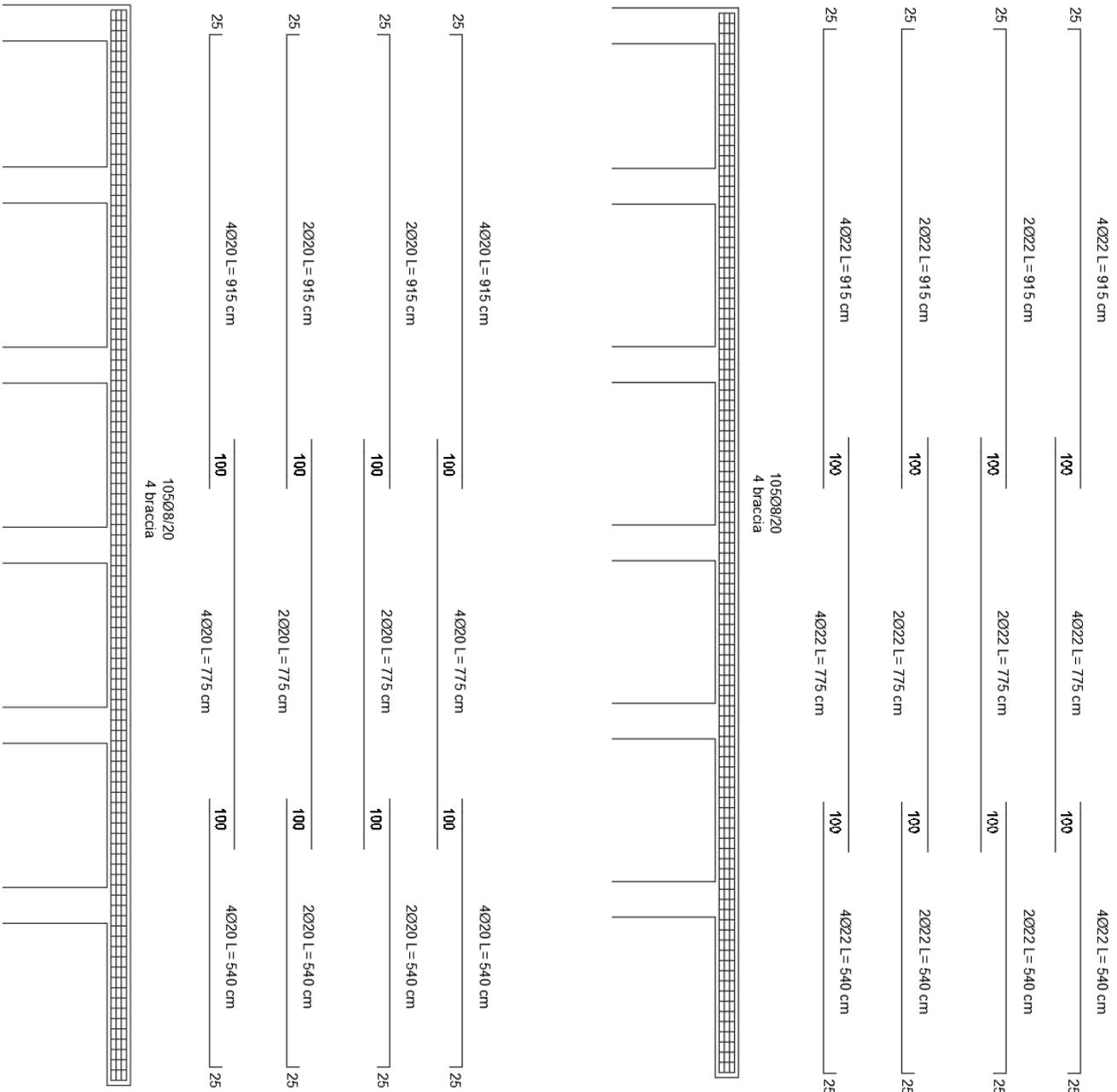


Figura 3.2 Distinta armature pilastrata 1 (sx) e pilastrata 2 e 3 (dx)

CONFRONTO RISULTATI

Il confronto più importante da effettuare è senza dubbio quello degli spostamenti di interpiano, in quanto è possibile rendersi conto del grande vantaggio di applicare il sistema di isolamento alla base della struttura. Di seguito sono riportati i grafici degli spostamenti d'interpiano per i due casi, sia agli SLD che agli SLV. Prima il caso a base fissa:

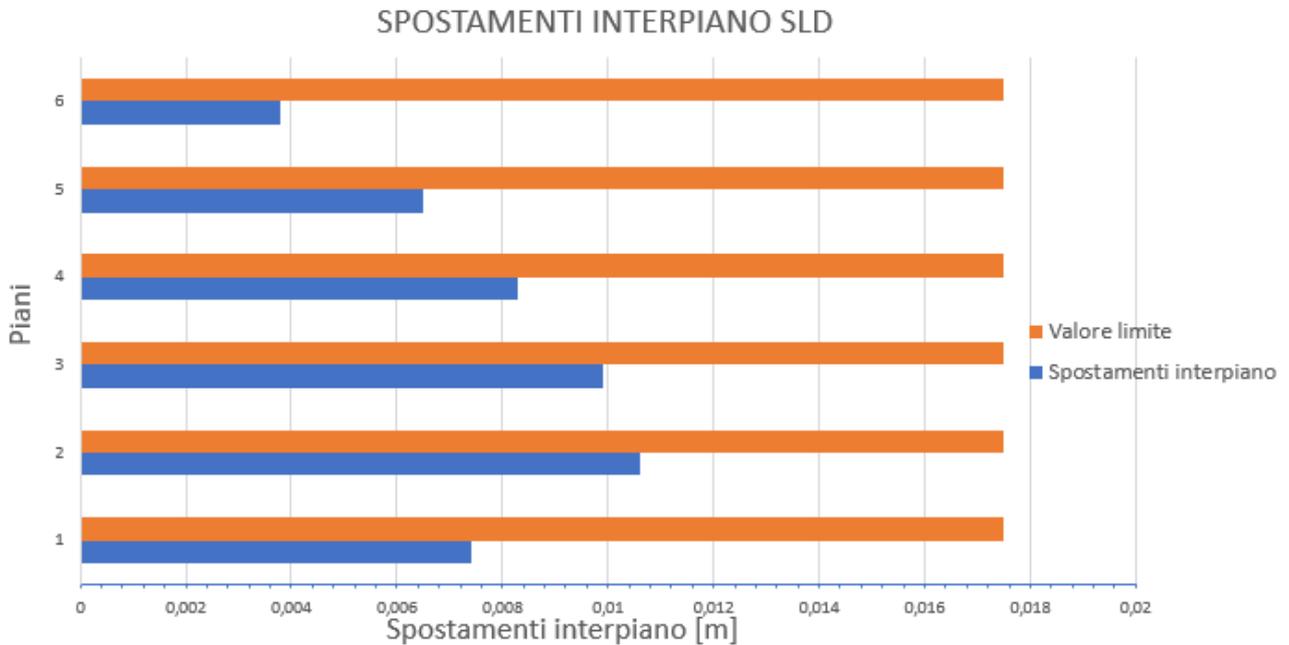


Figura 3.3 Spostamenti d'interpiano SLD struttura a base fissa

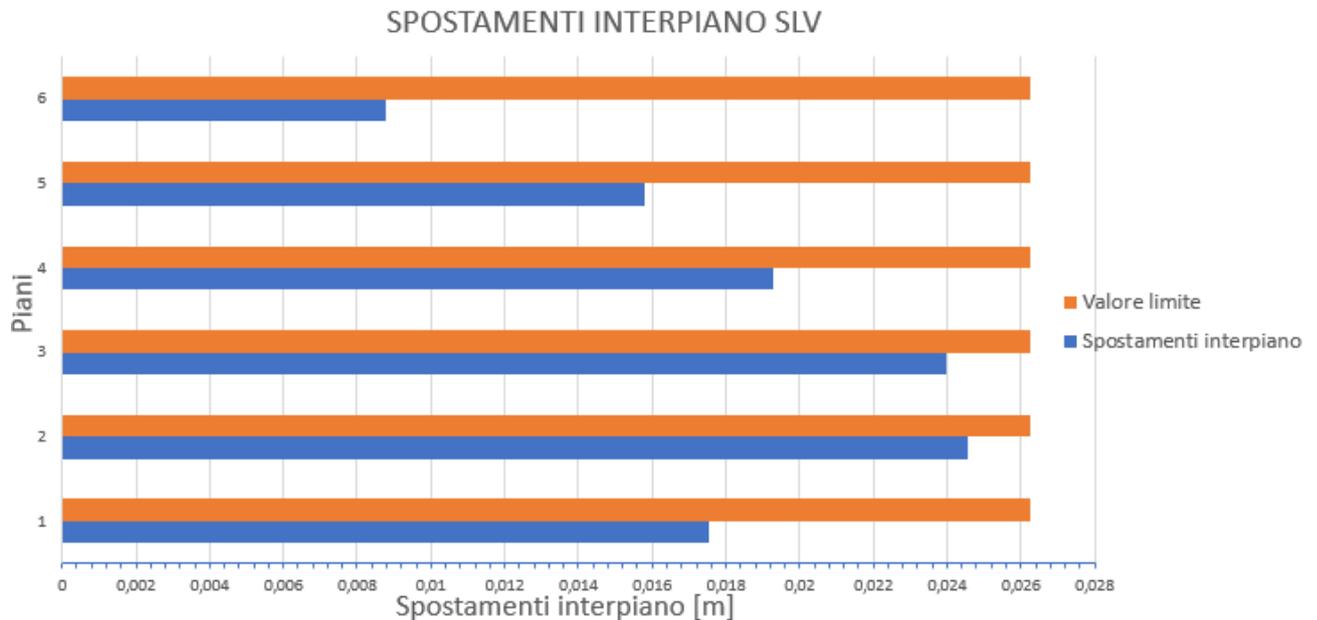


Figura 3.4 Spostamenti d'interpiano SLV struttura a base fissa

CONFRONTO RISULTATI

Successivamente, per la prima proposta di isolamento alla base:

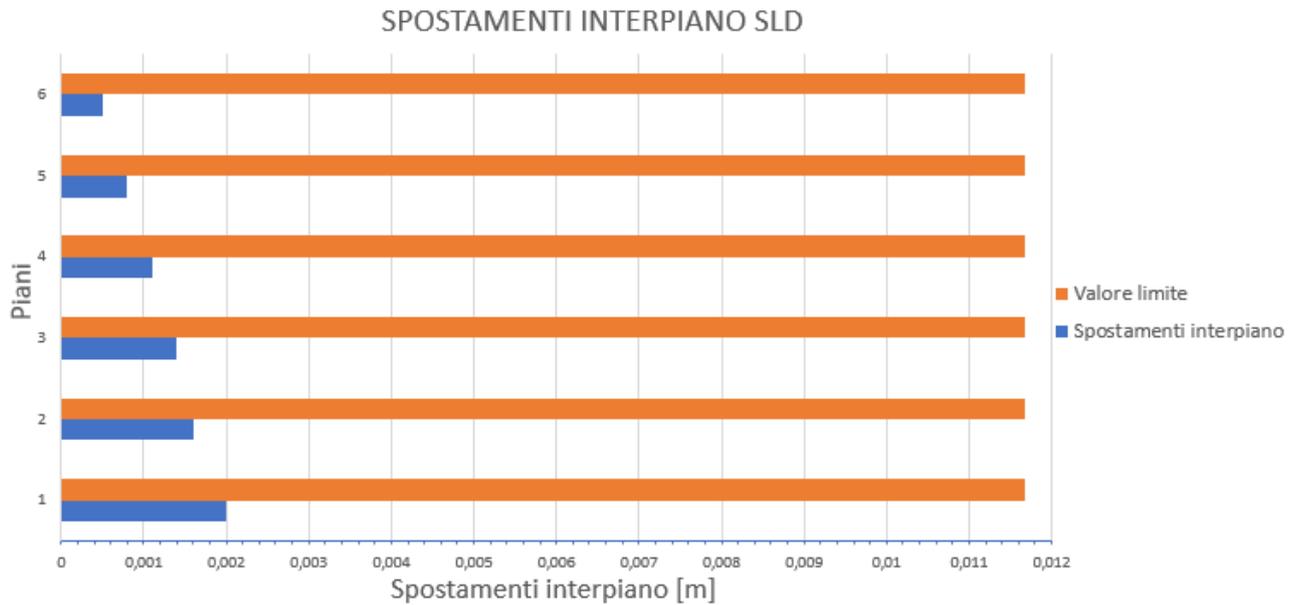


Figura 3.5 Spostamenti d'interpiano SLD struttura con prima proposta di isolamento alla base

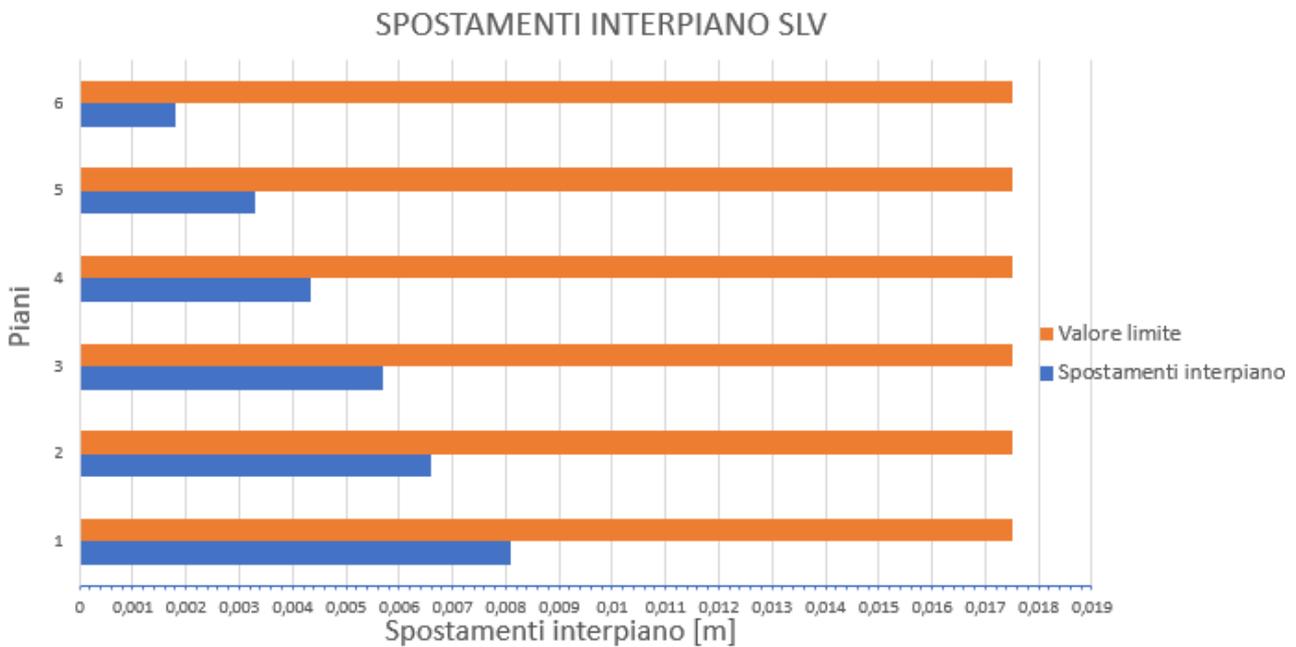


Figura 3.6 Spostamenti d'interpiano SLV struttura con prima proposta di isolamento alla base

Come si può notare, gli spostamenti di interpiano diminuiscono in maniera considerevole, inoltre la struttura rimane in campo elastico, pertanto si ottiene un enorme vantaggio dal punto di vista del comportamento strutturale.

CONFRONTO RISULTATI

Un altro confronto da effettuare è quello della classificazione PAM, riportato nella seguente tabella:

CLASSIFICAZIONE PAM		
	BASE FISSA	PRIMA PROPOSTA ISOLAMENTO
VALORE INDICE PAM [%]	1,1343 %	0,74 %
CLASSE PAM	B	A

Tabella 3.2 Confronto classificazione PAM

Come si può notare, si passa dalla classe PAM B alla classe PAM A, pertanto vi è un miglioramento per quanto riguarda le perdite medie annue attese.

Infine, si può effettuare un confronto del volume totale degli elementi costituenti l'edificio e dei costi di realizzazione delle due tipologie di costruzione. Considerando un costo dell'acciaio pari a 1,43€/kg, un costo del calcestruzzo pari a 136€/m³ ed un costo per il singolo isolatore di 5000 € (con un numero totale di isolatori pari a 24), si ottiene

COSTI		
	BASE FISSA	PRIMA PROPOSTA ISOLAMENTO
Volume tot cls [m ³]	417,08345	417,08345
Volume tot acciaio [m ³]	14,29883619	9,020755448
Peso tot cls [kg]	10427,08625	10427,08625
Peso tot acciaio [kg]	112388,8524	70903,13782
Costo cls [€]	56725	56725
Costo acciaio [€]	160720	101400
Costo isolatori [€]	-	120000
Costo totale [€]	217 445	278 125

Tabella 3.3 Confronto costi

Come si può notare, il costo della struttura con isolamento alla base è maggiore di 60 680 €, tuttavia il vantaggio dal punto di vista strutturale è notevole, in quanto non solo la struttura ha spostamenti di interpiano minori, ma soprattutto la struttura rimane in campo elastico, pertanto non presenta danneggiamenti.

3.1.2 CONFRONTO BASE FISSA CON SECONDO METODO DI ISOLAMENTO

Anche in questo caso, il primo confronto da effettuare è legato ai periodi e le frequenze dei modi di vibrare della struttura. Nella seguente tabella vengono confrontati i primi cinque modi di vibrare:

ANALISI MODALE				
MODI	BASE FISSA		SECONDA PROPOSTA DI ISOLAMENTO	
	Periodo T [sec]	Frequenza f [Hz]	Periodo T [sec]	Frequenza f [Hz]
1° MODO	1,2169	0,8218	4,8753	0,2052
2° MODO	1,1909	0,8397	4,8346	0,2068
3° MODO	1,1351	0,8810	4,2918	0,233
4° MODO	0,4162	2,4028	0,6216	1,6088
5° MODO	0,4096	2,4416	0,6054	1,6518

Tabella 3.4 Confronto modi di vibrare tra struttura isolata alla base e struttura con seconda proposta di isolamento

Per quanto riguarda il confronto della quantità di armatura utilizzata ed inserita negli elementi resistenti, esso è analogo al confronto precedentemente riportato: il quantitativo di armatura utilizzato infatti è analogo per entrambe le proposte di isolamento alla base effettuate, pertanto non viene riportato in quanto risulterebbe ridondante, essendo analogo al confronto effettuato nel paragrafo 3.1.1

Si procede dunque con il confronto degli spostamenti d'interpiano:

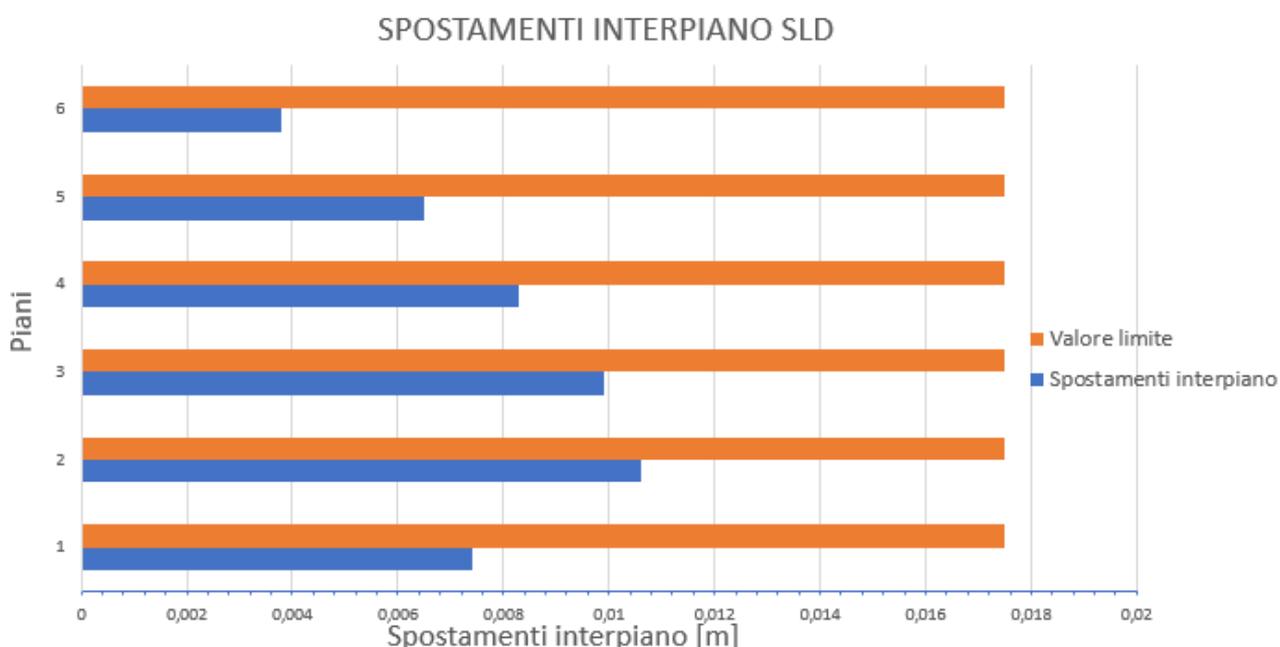


Figura 3.7 Spostamenti d'interpiano SLD struttura a base fissa

CONFRONTO RISULTATI

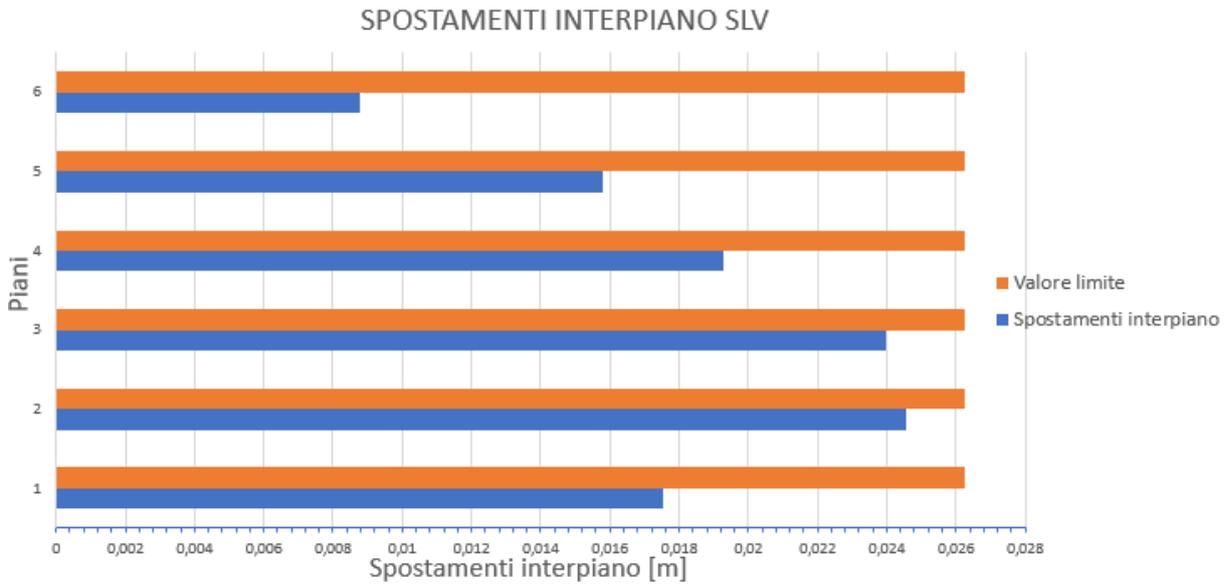


Figura 3.8 Spostamenti d'interpianto SLV struttura a base fissa

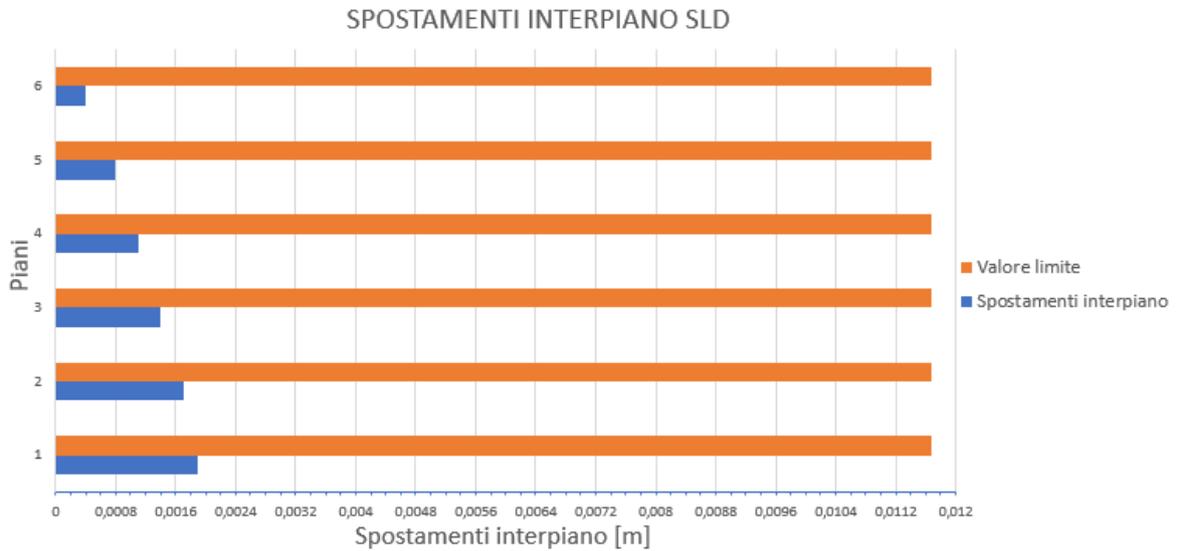


Figura 3.9 Spostamenti d'interpianto SLD struttura con seconda proposta di isolamento alla base

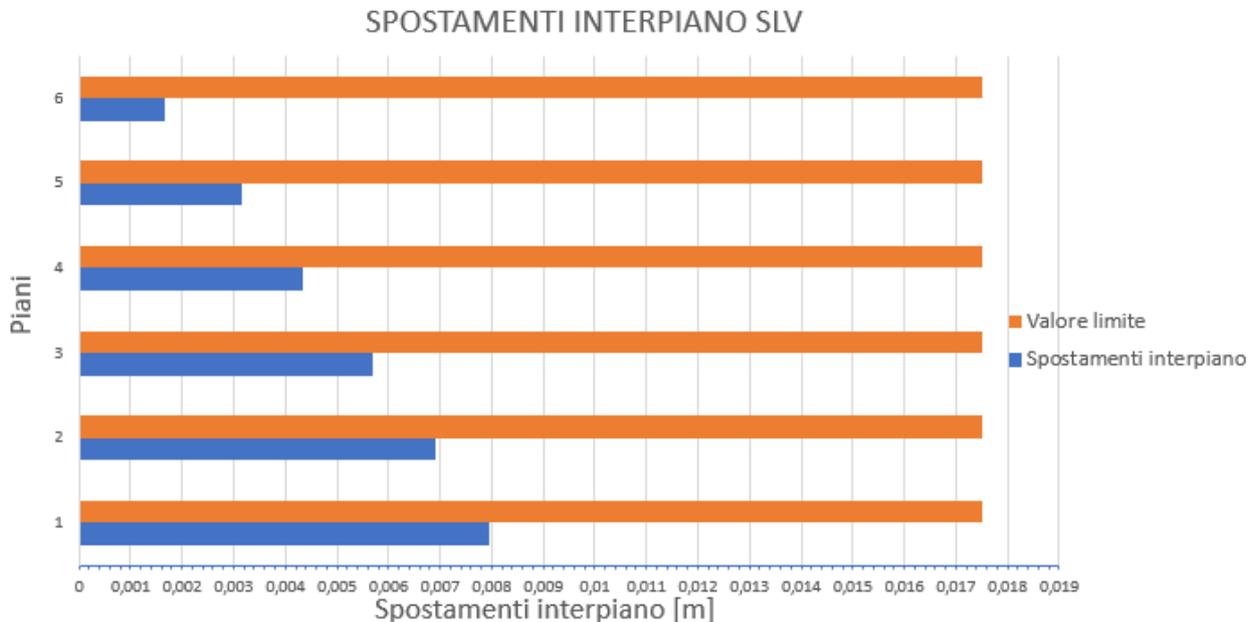


Figura 3.10 Spostamenti d'interpianto SLV struttura con seconda proposta di isolamento alla base

CONFRONTO RISULTATI

Anche in questo caso, gli spostamenti d'interpiano nel caso con isolamento alla base sono notevolmente minori e questo significa un danneggiamento della struttura minore, oltre al fatto che, in caso di isolamento, la struttura rimane in campo elastico.

Un altro confronto da effettuare è quello della classificazione PAM, riportato nella seguente tabella:

CLASSIFICAZIONE PAM		
	BASE FISSA	SECONDA PROPOSTA ISOLAMENTO
VALORE INDICE PAM [%]	1,1343 %	0,70 %
CLASSE PAM	B	A

Tabella 3.5 Confronto classificazione PAM

Analogamente al confronto di prima, si passa dalla classe PAM B alla classe PAM A, pertanto vi è un miglioramento per quanto riguarda le perdite medie annue attese.

Infine, si può effettuare un confronto del volume totale degli elementi costituenti l'edificio e dei costi di realizzazione delle due tipologie di costruzione. Considerando un costo dell'acciaio pari a 1,43€/kg, un costo del calcestruzzo pari a 136€/m³, un costo per il singolo isolatore di 8000 € (per un totale di 8 isolatori) ed un costo per singolo appoggio scorrevole tipo carrello (per un totale di 16 appoggi) si ottiene:

COSTI		
	BASE FISSA	SECONDA PROPOSTA ISOLAMENTO
Volume tot cls [m ³]	417,08345	417,08345
Volume tot acciaio [m ³]	14,29883619	9,020755448
Peso tot cls [kg]	10427,08625	10427,08625
Peso tot acciaio [kg]	112388,8524	70903,13782
Costo cls [€]	56725	56725
Costo acciaio [€]	160720	101400
Costo isolatori [€]	-	32000
Costo appoggi [€]	-	64000
Costo totale [€]	217 445	254 125

Tabella 3.6 Confronto costi

Come si può notare, il costo della struttura con isolamento alla base è maggiore di 36 680 €, tuttavia il vantaggio dal punto di vista strutturale è notevole, in quanto non solo la struttura ha spostamenti di interpiano minori, ma soprattutto la struttura rimane in campo elastico, pertanto non presenta danneggiamenti.

3.1.3 CONFRONTO PRIMO METODO DI ISOLAMENTO CON SECONDO METODO DI ISOLAMENTO

Come visto dai due confronti riportati precedentemente, le due proposte di isolamento alla base forniscono risultati molto simili tra di loro. Può essere utile dunque confrontare i risultati delle due tipologie di isolamento in modo da capire quale dei due è più vantaggioso, sia dal punto di vista prestazionale che dal punto di vista economico.

Per quanto riguarda i risultati dell'analisi modale, sono di seguito riportati:

ANALISI MODALE				
MODI	PRIMA PROPOSTA DI ISOLAMENTO		SECONDA PROPOSTA DI ISOLAMENTO	
	Periodo T [sec]	Frequenza f [Hz]	Periodo T [sec]	Frequenza f [Hz]
1° MODO	4,4149	0,2265	4,8753	0,2052
2° MODO	4,3934	0,2276	4,8346	0,2068
3° MODO	3,9410	0,2538	4,2918	0,233
4° MODO	0,6419	1,5579	0,6216	1,6088
5° MODO	0,6140	1,6287	0,6054	1,6518

Tabella 3.7 Confronto modi di vibrare tra struttura con prima proposta di isolamento e tra struttura con seconda proposta di isolamento

Come si può notare, i periodi sono molto simili tra di loro, pertanto non vi è un grande vantaggio nello scegliere una o l'altra tipologia di intervento.

Per quanto riguarda il quantitativo di armature utilizzato, essi sono assolutamente identici, questo dovuto al fatto che le sollecitazioni sono molto simili tra di loro (essendo infatti molto simili i periodi di vibrare), per questo motivo il quantitativo di armatura è analogo a quello utilizzato e riportato nel capitolo 3.1.1 per il caso di isolamento alla base.

Per quanto riguarda gli spostamenti di interpiano, vengono nuovamente riportati di seguito per entrambi i casi in modo da poter effettuare più rapidamente un confronto:

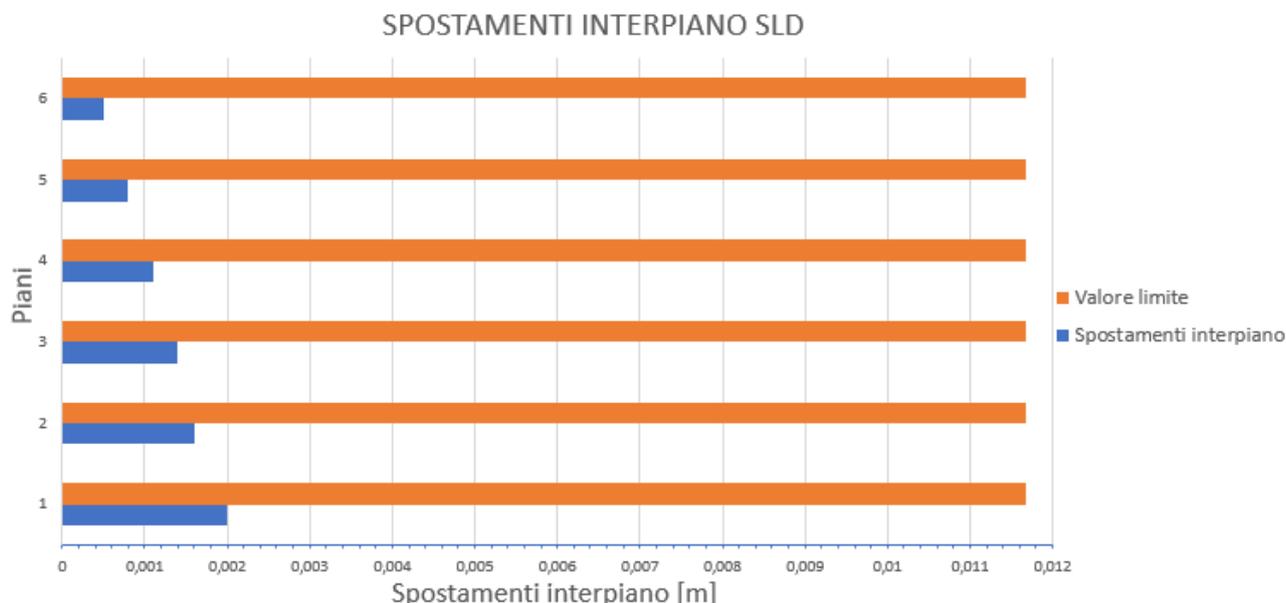


Figura 3.11 Spostamenti d'interpiano SLD struttura con prima proposta di isolamento alla base

CONFRONTO RISULTATI

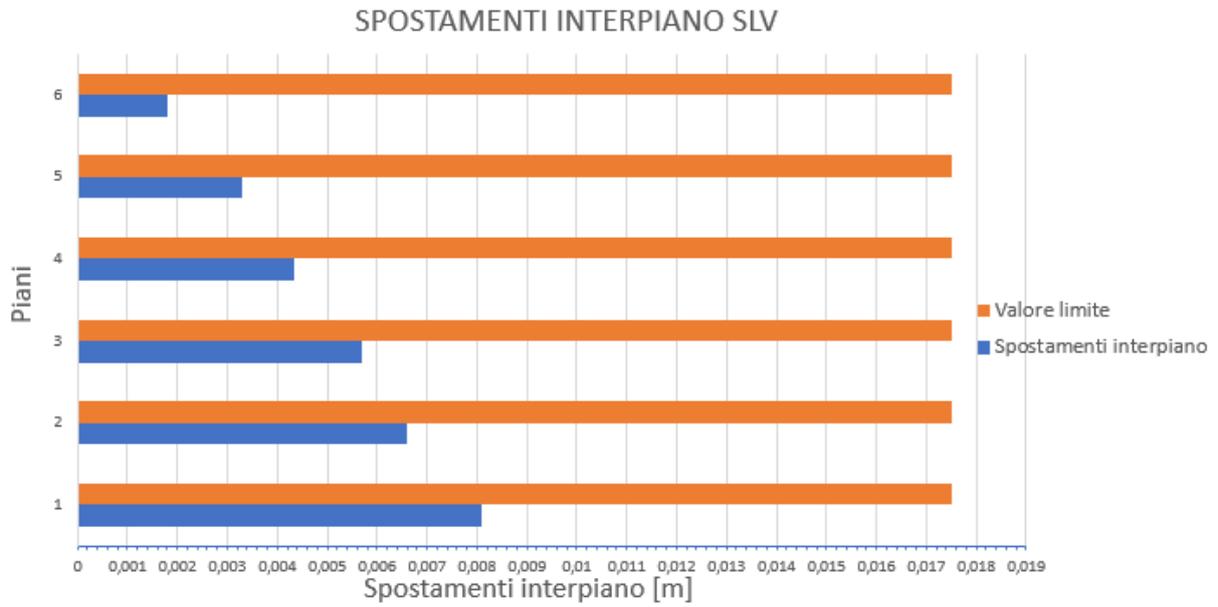


Figura 3.12 Spostamenti d'interpiano SLV struttura con prima proposta di isolamento alla base

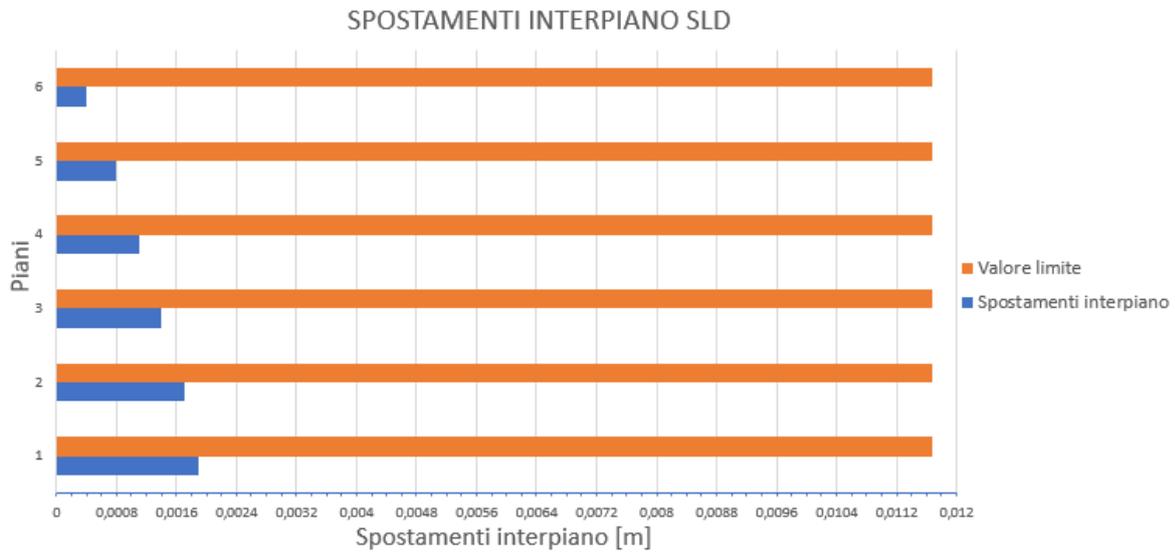


Figura 3.13 Spostamenti d'interpiano SLD struttura con seconda proposta di isolamento alla base

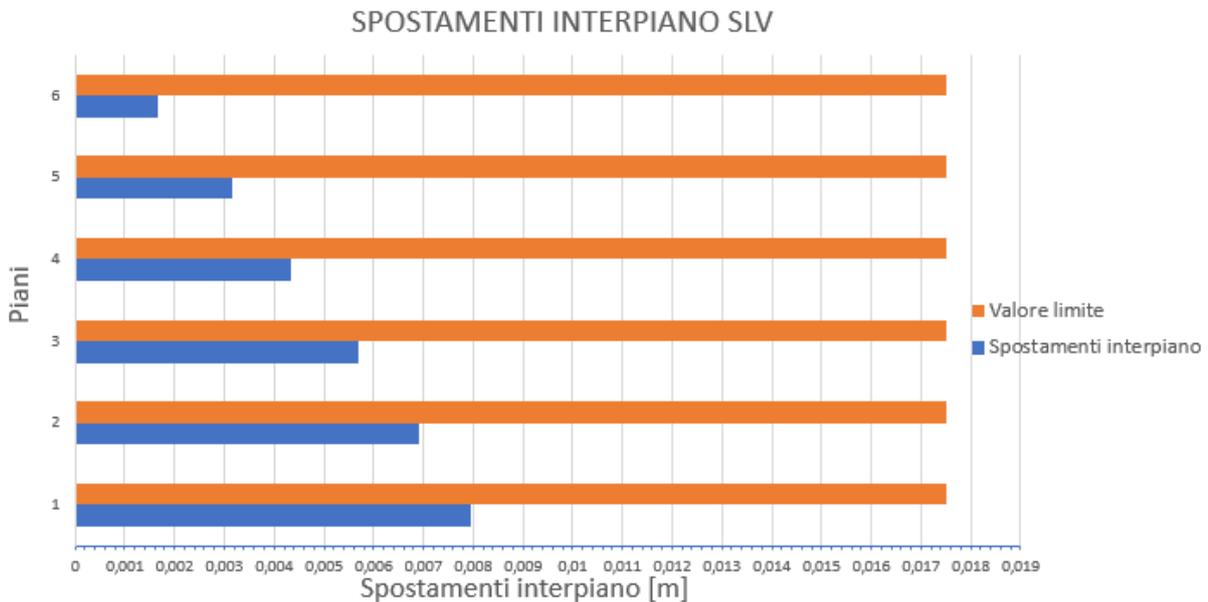


Figura 3.14 Spostamenti d'interpiano SLV struttura con seconda proposta di isolamento alla base

CONFRONTO RISULTATI

I valori di spostamento d'interpiano sono molto simili tra di loro ed in entrambi i casi, la struttura rimane in campo elastico, perciò anche in questo caso non vi sono grandi differenze e/o benefici nello scegliere una soluzione rispetto all'altra.

Per quanto la classificazione PAM:

CLASSIFICAZIONE PAM		
	PRIMA PROPOSTA ISOLAMENTO	SECONDA PROPOSTA ISOLAMENTO
VALORE INDICE PAM [%]	0,74 %	0,70 %
CLASSE PAM	A	A

Tabella 3.8 Confronto classificazione PAM

La classe PAM che si raggiunge è la stessa ed anche la differenza nel valore dell'indice è risibile. L'unica differenza apprezzabile dunque rimane nel costo, in quanto, come si può evincere dalla seguente tabella:

COSTI		
	PRIMA PROPOSTA ISOLAMENTO	SECONDA PROPOSTA ISOLAMENTO
Volume tot cls [m ³]	417,08345	417,08345
Volume tot acciaio [m ³]	9,020755448	9,020755448
Peso tot cls [kg]	10427,08625	10427,08625
Peso tot acciaio [kg]	70903,13782	70903,13782
Costo cls [€]	56725	56725
Costo acciaio [€]	101400	101400
Costo isolatori [€]	120000	32000
Costo appoggi [€]	-	64000
Costo totale [€]	278 125	254 125

Tabella 3.9 Confronto costi

Come si può notare, il costo della struttura con la prima proposta di isolamento alla base è maggiore di 24 000 €, pertanto, siccome le due proposte presentano le stesse prestazioni e lo stesso quantitativo di armatura da inserire negli elementi strutturali, la seconda proposta con un minor numero di isolatori di diametro maggiore è preferibile.

CONCLUSIONI

In questa trattazione è stato trattato il l'argomento dell'isolamento alla base delle strutture come prevenzione e protezione nei confronti delle azioni sismiche.

Dopo una iniziale parte introduttiva e di inquadramento sulle varie tipologie di isolatori, è stato analizzato e studiato lo stesso edificio (con dimensioni riportate nel capitolo 2) in tre diverse condizioni:

- Base fissa (progettazione secondo la gerarchia delle resistenze);
- Isolamento alla base con isolatori di tipo SI-S 500/150 posti alla base di ogni pilastro;
- Isolamento alla base con isolatori di tipo SI-S 900/204 posti alla base di alcuni pilastri, mentre alla base dei rimanenti pilastri sono stati inseriti dei vincoli di tipo carrello che permettessero lo scorrimento nelle due direzioni del piano. La disposizione è mostrata nel paragrafo 2.8.

Tutte e tre le tipologie di progettazione sono valide e possono essere realizzate, tuttavia la progettazione con isolamento alla base risulta essere molto più vantaggiosa, in quanto il comportamento strutturale dell'edificio risulta essere molto migliore rispetto al caso con base fissa. Pertanto, a fronte di una iniziale spesa maggiore (dovuta ai dispositivi di isolamento da inserire), le perdite medie annue attese dovute ad eventuali lavori di restauro e/o riparazione dopo un determinato evento sismico sono notevolmente minori, in quanto la struttura rimane sempre in campo elastico, mentre nel caso a base fissa la struttura presentava deformazioni plastiche, che quindi portavano a danneggiamenti permanenti. Ciò è evidente anche dalla classificazione PAM e dal calcolo del relativo indice, in quanto l'edificio a base fissa di posizione nella classe PAM "B", mentre l'edificio con isolamento alla base si posiziona nella classe PAM "A".

Tra le due diverse proposte di isolamento effettuate, la seconda proposta che prevede l'utilizzo di un minor numero di isolatori, ma con un diametro maggiore, risulta essere la scelta ottimale, in quanto si ottengono risultato del tutto paragonabili e simili alla prima proposta di isolamento, tuttavia il costo totale finale della struttura risulta essere minore di 24 000 €.

Pertanto, negli edifici di nuova costruzione, è sempre consigliabile effettuare un intervento di isolamento sismico alla base, in quanto garantisce una maggiore protezione alla struttura e, in previsione futura, anche una riduzione dei costi di riparazione e di manutenzione.

RINGRAZIAMENTI

Mi è doveroso dedicare questo spazio del mio elaborato alle persone che hanno contribuito, con il loro instancabile supporto, alla realizzazione dello stesso.

In primis, un ringraziamento speciale ai miei relatori, il professor Pier Paolo Diotallevi ed il professor Luca Landi, per la loro pazienza, per i loro indispensabili consigli, per le conoscenze che mi hanno trasmesso durante tutto il percorso di stesura dell'elaborato.

Ringrazio tutti i miei amici, quelli di lunga data e quelli che conosco da meno tempo, per essermi stato accanto nei momenti belli, ma soprattutto in quelli brutti, dove si vedono i veri amici.

Ringrazio tutta la mia splendida e numerosa famiglia, che mai ha smesso di supportarmi nel mio lungo percorso universitario, fornendomi costante aiuto e mostrando sempre interesse riguardo al mio percorso.

Ringrazio mia madre Gloria, che mi ha insegnato a combattere le avversità della vita con grande calma, fermezza ed incrollabile forza, che non mi ha mai fatto mancare il suo sostegno in niente, che sempre ha avuto una parola di conforto nei miei momenti più difficili.

Ringrazio mio fratello Andrea, con il quale bastano poche parole per intenderci, ma che ha sempre trovato quelle giuste in ogni situazione.

Per ultimo, ma sicuramente non per importanza, ringrazio mio padre Marco, che più di tutti avrebbe voluto vedere questo giorno, probabilmente anche più di me, che purtroppo non sarà presente fisicamente, ma sicuramente sarà lì al mio fianco. Grazie per tutto quello che hai fatto per me, per gli insegnamenti che mi hai dato, per l'esempio che sei stato. Se mai diventerò anche solo la metà dell'uomo che tu sei stato, sarò soddisfatto.

BIBLIOGRAFIA

M. Dolce, F.C. Ponzo, A. Di Cesare, G. Arleo. Progetto di Edifici con Isolamento Sismico, Seconda Edizione. Pavia. IUSS Press, 2010.

FOTI D., MONGELLI M., Isolatori sismici per edifici esistenti e di nuova costruzione. Principi fondamentali – Criteri di progettazione – Dettagli costruttivi, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2011

CHRISTOPOULOS C., FILIATRAULT A., Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation, IUSS Press, Pavia, 2006

NAEIM F., KELLY J.M., Design of Seismic isolated structures: from theory to practice, John Wiley & Sons Inc., New York, 1999

Skinner, R.I., Robinson, W.H., Mc Verry, G.H. 1993, An Introduction to Seismic Isolation, John Wiley & sons New York

Almazan, JL, Llera, JCDL, and Inaudi, JA (1998). "Modeling aspects of structures isolated with the frictional pendulum system," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27, 845-867.

Almazan, JC and Llera, JCDL (2002). "Analytical model of structures with frictional pendulum isolators," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, 305-332

Almazan, JC and Llera, JCDL (2003). "Physical model for dynamic analysis of structures with FPS isolators," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 32, 1157-1184.

Benzoni, GM, Casarotti, C (2006). "Performance of Lead-Rubber and Sliding Bearings under Different Axial Load and Velocity Conditions", Department of Structural Engineering University of California, San Diego

Bondonet, G , Filiatrault, A (1997). "Frictional response of PTFE sliding bearings at high frequencies", Journal of bridge engineering, 2, 139-148.

FRANCO BRAGA, MARCO FAGGELLA, ROSARIO GIGLIOTTI and MICHELANGELO LATERZA, Nonlinear Dynamic Response of HDRB and Hybrid HDRB-Friction Sliders Base Isolation Systems, Bulletin of Earthquake Engineering (2005) 3:333–353 © Springer 2005

Buckle, IG and Mayes, RL (1990). "Seismic isolation: history, application and performance – a world review," Earthquake Spectra, 6(2).

Buckle, IG and Kelly, JM (1986). "Properties of slender elastomeric isolation bearings during shake table studies of a large-scale model bridge deck," Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structures (ACI), Vol. 1, 247-269.

Constantinou, MC, Mokha, A, Reinhorn, A (1990). "Teflon bearings in base isolation. I: testing," Journal of Structural Engineering, 116(1), 435-455.

Constantinou, MC, Mokha, A, Reinhorn, A (1990). "Teflon bearings in base isolation. II: modeling," Journal of Structural Engineering, 116(2), 455-474.

BIBLIOGRAFIA

Constantinou, MC, Mokha, A, Reinhorn, A (1991). "Further results on frictional properties of Teflon bearings", *Journal of Structural Engineering*, 117, 622-626.

Constantinou, MC, Mokha, A, Reinhorn, A (1991). "Experimental study of friction-pendulum isolation system", *Journal of Structural Engineering*, 117, 1201-1217.

Constantinou, MC, Mokha, A, Reinhorn, A (1993). "Verification of friction model of Teflon bearings under triaxial load", *Journal of Structural Engineering*, 119, 240-261.

Davis, T, Mostaghel, N (1997). "Representations of Coulomb friction for dynamic analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, 541-548.

Dicleli, M and Buddaram, S (2006). "Effect of isolator and ground motion characteristics on the performance of seismic-isolated bridges" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 233-250.

Dicleli, M e Mansour, MY (2003). "Seismic retrofitting of bridges in Illinois using friction pendulum seismic isolation bearings and modeling procedures," *Engineering Structures*, 25, 1139-1156.

Erdik, M, and Uckan (2004). "Earthquake response of a 1:4 scaled three story steel structure seismically isolated by the FPS type sliding isolation system".

Ghobarah, A (1988). "Seismic behavior of highway bridges with base isolation," *Canadian Journal of Civil Engineering*, 15, 72-78.

Hwang, JS and Hsu, TY (2000). "Experimental study of isolated building under triaxial ground excitations," *ASCE Journal of Structural Engineering*, 126(8), 879-886.

Iemura, H, Taghikhany, T, Takahashi, Y and Jain, SK (2005). "Effect of variation of normal force on seismic performance of resilient sliding isolation systems in highway bridges," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34, 1777-1797

Jangid, RS (2004). "Optimum friction pendulum system for near-fault motions," *Engineering Structures*, 27(3), 349-359

Jangid, RS and Kelly, JM (2001). "Base isolation for near-fault motions," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30, 691-707.

Kelly, J. M., 1999. The role of damping in seismic isolation, *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 28, 3-20

Kelly, JM (2003). "Tension buckling in multilayer elastomeric bearings," *Journal of Engineering Mechanics*, December, 1363-1368.

Kelly, JM, Konstantinidis, D, Makris, N (2010). "Dynamic Testing of Frictional Bearings", 2010 Structures Congress, ASCE.

Liao, W, Loh, CH, and Lee, BH (2004). "Comparison of dynamic response of isolated and non-isolated continuous girder bridges subjected to near-fault ground motions," *Engineering Structures*, 26(2004), 2173-2183.

BIBLIOGRAFIA

Mazza, F, Vulcano, A, Effects of near-fault ground motions on the nonlinear dynamic response of base-isolated r.c. framed buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volume 41, Issue 2, February 2012, Pages 211-232

Mazza, F, Vulcano, A, Experimental tests and analytical modelling of a scaled isolated structure on sliding and elastomeric bearings, *Advances in Materials Science and Engineering, Open Access*, Volume 2016, 2016, Article number 2942194

Mazza, F, Mazza, M, Vulcano, A, Base-isolation systems for the seismic retrofitting of r.c. framed buildings with soft-storey subjected to near-fault earthquakes, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 109, June 2018, Pages 209-221

Matsagar, VA and Jangid, RS (2004). "Influence of isolator characteristics on the response of base-isolated structures," *Engineering Structures*, 26, 1735-1749.

Mosqueda, G, Whittaker, AS, Fenves, GL (2004). "Characterization and modeling of friction pendulum bearings subjected to multiple components of excitation," *Journal of Structural Engineering*, 130(3), 433-442.

Nakajima, K, Iemura, H, Takahashi, Y, Ogawa, K. (2000). "Pseudo dynamic tests and implementation of sliding bridge isolators with vertical motion," 12th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.

Ordonez, D, Foti, D and Bozzo, L (2003). "Comparative study of the inelastic response of base isolated buildings," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32, 151-164.

Tsopelas, P and Constantinou, MC (1996). "Experimental study of FPS system in bridge seismic isolation," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25, 65-78.