

ALMA MATER STUDIORUM – UNIVERSITA' DI BOLOGNA

Scuola di Ingegneria e Architettura

DICAM

Scienza delle Costruzioni

**CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA
CIVILE**

TESI DI LAUREA

in

Diagnostica e Sperimentazione delle Strutture M

**ANALISI E MODELLAZIONE DI UN SISTEMA
DI ISOLAMENTO SISMICO CON
APPLICAZIONE AD UN EDIFICIO
MULTIPIANO IN C.A.**

Candidato:
Luca Focchi

Relatore:
*Prof.Ing Pascale Guidotti Magnani
Giovanni*

Correlatore:
Ing. Maurizio Lenzi

**Anno Accademico 2015 – 2016
Sessione III**

Alle mie "Pesti" che hanno riempito magnificamente la mia vita e le mie giornate, alla mia Famiglia che mi ha supportato e sopportato ed a Te.

*“Un buon scienziato è una persona con idee originali.
Un buon ingegnere è una persona che fa un progetto
che funziona con il minor numero possibile di idee
originali perché non ci sono primedonne in Ingegneria.”*
Cit. Freeman John Dyson

*“Haec autem ita fieri debent, ut habeatur
ratio firmitatis, utilitatis, venustatis.
De Architectura, Vitruvio*

*“La cosa importante è non smettere mai di domandare.
La curiosità ha il suo motivo di esistere.
Non si può fare altro che restare stupiti quando
si contemplan i misteri dell’eternità,
della vita, della struttura meravigliosa della realtà.
È sufficiente se si cerca di comprendere soltanto
un poco di questo mistero tutti i giorni.
Non perdere mai una sacra curiosità.”*
Cit. Albert Einstein.

INDICE DOCUMENTO

INTRODUZIONE	9
OBIETTIVO	10
1. CAPITOLO 1: DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO	11
1.1 LOCAZIONE ED IMPOSTAZIONE DELL'EDIFICIO OGGETTO DI STUDIO	11
1.2 STRUTTURA DELL'EDIFICIO	11
1.2.1 CARATTERISTICHE DEL TERRENO	14
1.3 MATERIALI	14
1.4 ANALISI DEI CARICHI DELL'EDIFICIO	19
1.4.1 CARICHI PERMANENTI	19
1.4.2 SOVRACCARICHI VARIABILI	19
1.4.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE DELLA NEVE	20
1.4.3.1 VALORE CARATTERISTICO DEL CARICO NEVE AL SUOLO	20
1.4.3.2 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE	21
1.4.3.3 COEFFICIENTE TERMICO	21
1.4.3.4 COEFFICIENTE DI FORMA	21
1.4.3.5 VALORE DEL CARICO NEVE	21
1.4.4 VALUTAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO	21
1.4.4.1 VELOCITA' DI RIFERIMENTO	22
1.4.4.2 AZIONI STATICHE EQUIVALENTI.....	23
1.4.4.3 PRESSIONE DEL VENTO	23
1.4.4.4 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO	23
1.4.4.5 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE	23
1.4.4.6 CLASSI DI RUGOSITA' DEL TERRENO	24

1.4.4.7 CATEGORIE DI ESPOSIZIONE	25
1.4.4.8 COEFFICIENTE DINAMICO	25
1.4.4.9 COEFFICIENTE DI FORMA	26
1.5 MODELLAZIONE STRUTTURALE CON UN PROGRAMMA DI CALCOLO FEM	27
2. CAPITOLO 2: ANALISI SISMICA DELLA STRUTTURA	37
2.1 BASI TEORICHE DELL'ISOLAMENTO SISMICO	37
2.1.1 INTERPRETAZIONE ENERGETICA DELL'EVENTO SISMICO	37
2.1.2 INTERPRETAZIONE DINAMICA DELL'EVENTO SISMICO	28
2.2 CENNI SULLA DISSIPAZIONE ENERGETICA E BACKGROUND STORICO	41
2.3 PROGETTAZIONE SISMICA TRADIZIONALE ED INNOVATIVA	42
2.4 ASPETTI NORMATIVI ITALIANI	46
2.5 ANALISI CON SPETTRO DI RISPOSTA DELLA STRUTTURA	58
2.5.1 NATURAL FREQUENCY ANALYSIS	59
2.5.2 SPECTRAL RESPONSE ANALYSIS	61
2.6 ANALISI E VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI SISMICHE	66
3. CAPITOLO 3: ISOLAMENTO SISMICO	68
3.1 SISTEMI DI PROTEZIONE DELLE STRUTTURE	68
3.2 DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO SISMICO	71
3.2.1 DEFINIZIONE GENERALE	71
3.2.2 INDICAZIONI RIGUARDANTI GLI ISOLATORI	74
3.2.3 ISOLATORI ELASTOMERICI	80
3.2.3.1 LDRB	81
3.2.3.2 HDRB	82
3.2.3.3 LRB	82
3.2.4 ISOLATORI A SCORRIMENTO	86
3.2.4.1 ISOLATORI A PENDOLO AD ATTRITO	87
3.2.5 PROVE SPERIMENTALI SUGLI ISOLATORI	90
3.2.6 VERIFICHE SUGLI ISOLATORI	101

CONCLUSIONI	111
BIOGRAFIA	115
RINGRAZIAMENTI	117

INTRODUZIONE

In questo progetto di tesi andremo ad effettuare l'analisi e la modellazione del sistema di isolamento sismico con applicazione ad un edificio multipiano realizzato in calcestruzzo armato ordinario situato nella città de L'Aquila.

La difesa dai terremoti è un ambito dell'ingegneria civile che riceve grande attenzione sia dagli addetti ai lavori sia dall'opinione pubblica, poiché i sismi sono fenomeni con potenzialità devastanti, che interessano ampi territori.

Nel campo dell'ingegneria, dove si deve conciliare la sicurezza con la fattibilità pratica ed economica, si è ancora molto distanti da risultati adeguati alle aspettative, nonostante la ricerca sia sempre più incentivata.

Negli ultimi anni sono stati studiati sistemi che non mirano ad aumentare la resistenza della struttura, bensì a diminuire le forze sollecitanti, cui si evidenzino gli isolatori sismici. Questa tecnologia consente di limitare enormemente le sollecitazioni sulla struttura e quindi di poter garantire margini di sicurezza molto più elevati senza aumentare i costi in maniera eccessiva.

*La classica filosofia della progettazione strutturale alle azioni sismiche, basata sulle forze (**Force-Based Design**) o sugli spostamenti (**Displacement-Based Design**) prevede di costruire strutture sismo-resistenti, basandosi sui concetti di capacity design. Tale progettazione, quindi, è indirizzata alla realizzazione di strutture in grado di resistere agli eventi sismici attraverso lo sfruttamento della loro duttilità, locale e globale.*

Tale filosofia progettuale, se la progettazione è correttamente eseguita e in caso di eventi sismici paragonabili a quelli di progetto, garantisce un adeguato grado di sicurezza per il collasso della struttura ma comporta di fatto un globale danneggiamento irreversibile della stessa, con le relative conseguenze negative di tipo economico e sociale, nel caso ad esempio di edifici sensibili che debbano interrompere le loro attività in seguito al sisma (ospedali, aziende).

La filosofia di pensiero alternativa, invece, prevede la massima riduzione del danneggiamento strutturale portando di fatto la struttura a rispondere ad un evento sismico in modo elastico, in quanto punta a disaccoppiare il moto della struttura dal moto del terreno sottostante, interponendo elementi strutturali dotati di bassa rigidità alle azioni orizzontali. Creando tale disconnessione tra le fondazioni ancorate o appoggiate al terreno e la sovrastruttura, si va a ridurre l'accelerazione, e quindi l'energia, entrante all'interno della sovrastruttura stessa.

L'introduzione degli isolatori sismici determina infatti un incremento del periodo proprio di vibrazione della struttura, portandolo al di fuori del range critico entro cui si hanno effetti di risonanza/amplificazione delle eccitazioni sismiche, i quali comportano le massime accelerazioni per la struttura in questione e la località considerata. Inoltre si conferisce alla struttura una forma del primo modo di vibrare che localizza la quasi totalità delle deformazioni a livello degli isolatori, garantendo alla sovrastruttura un

comportamento di moto rigido, cioè caratterizzato dalla quasi totale assenza di deformazione o danneggiamento.

Come sappiamo il capoluogo abruzzese è stato sede di una serie di eventi sismici, iniziati nel dicembre 2008 e non ancora terminati, con epicentri nell'intera area della città, della conca aquilana e di parte della provincia del L'Aquila. La scossa principale, verificatasi il 6 aprile 2009 alle ore 3.32, ha avuto una magnitudo momento (M_w) pari a 6,3 (5,8 o 5,9 sulla scala della magnitudo locale). Ad evento concluso il bilancio definitivo è di 309 vittime, oltre 1.600 feriti e oltre 10 miliardi di euro di danni stimati.

*Il **23 aprile 2009** il Consiglio dei Ministri no. 46, svoltosi al L'Aquila, approvando un pacchetto di misure di emergenza approvava anche la progettazione e realizzazione, nei comuni terremotati, di moduli abitativi destinati ad una utilizzazione durevole e rispondenti a caratteristiche di innovazione tecnologica, risparmio energetico e protezione dalle azioni sismiche, nonché delle opere di urbanizzazione e dei servizi connessi, al fine di garantire adeguata sistemazione alle persone le cui abitazioni sono state distrutte o dichiarate non agibili. Il 16 maggio 2009 la Conferenza dei Servizi della Presidenza del Consiglio dei Ministri ha approvato il **progetto C.A.S.E.** (Complessi Antisismici Sostenibili ed Ecocompatibili), un progetto con lo scopo di fornire al più presto un alloggio ancorché provvisorio ma di media qualità. Obiettivo del Piano C.A.S.E. era quindi la realizzazione entro 5 - 6 mesi, prima dell'arrivo dell'inverno, di nuove abitazioni antisismiche procedendo contemporaneamente allo smantellamento progressivo delle tendopoli realizzate nelle fasi dell'iniziale emergenza abitativa e al rientro degli sfollati alloggiati altrove. Le tecniche antisismiche adottate per tali complessi abitativi comprendono quelle dell'isolamento sismico, quasi del tutto innovative per il territorio italiano.*

In quest'ottica di ricostruzione rientra sicuramente il complesso edilizio oggetto di studio il quale mi rappresenta senza ombra di dubbio uno dei primi edifici costruiti su isolatori sismici effettivamente realizzati in Italia.

OBIETTIVI DELLA TESI

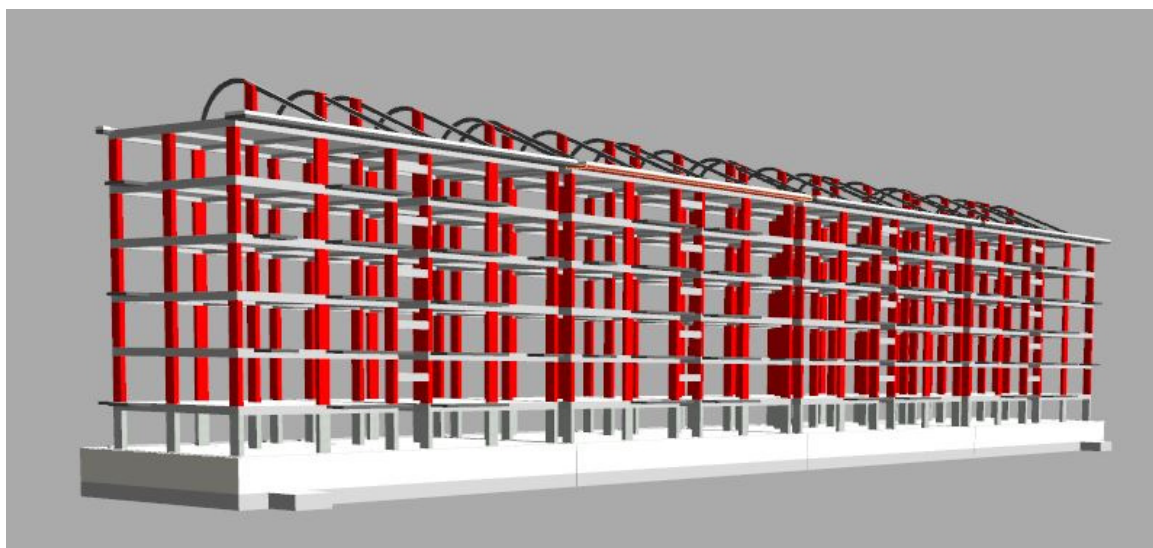
*Il **primo obiettivo del progetto di tesi** è quello di effettuare un'analisi e modellazione del sistema di isolamento sismico, costituito da n° 10 isolatori sismici elastomerici armati e n° 8 appoggi multi direzionali, per studiare il comportamento del corpo di fabbrica sottoposto ad un evento tellurico. Una volta valutato lo stato di sollecitazione e di deformazione dei vari elementi strutturali costituenti l'edificio oggetto di studio, in particolare quello dei baggioli in calcestruzzo armato posti al di sotto e al di sopra del sistema di isolamento sismico, la nostra attenzione si è spostata esclusivamente sui dispositivi di isolamento sismico elastomerici allo scopo di conseguire il **secondo obiettivo** del nostro studio ovvero la verifica dei dispositivi con riferimento a quanto riportato sulla circolare esplicativa 617/2009.*

1. CAPITOLO 1: DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

1.1. Locazione e impostazione dell'edificio oggetto di studio

Oggetto del presente studio è l'edificio denominato B4 sulla planimetria generale del complesso residenziale Cooperative Edilizie di L'Aquila sito su via Francia e via Germania. L'edificio è costituito da n°4 corpi di fabbrica strutturalmente identici e stante l'uguaglianza strutturale andremo ad analizzare esclusivamente il singolo corpo di fabbrica, denominato CORPO A. La destinazione d'uso è quella di civile abitazione ed in particolare il primo piano fuori terra è adibito ad autorimessa mentre i restanti piani sono adibiti ad appartamenti.

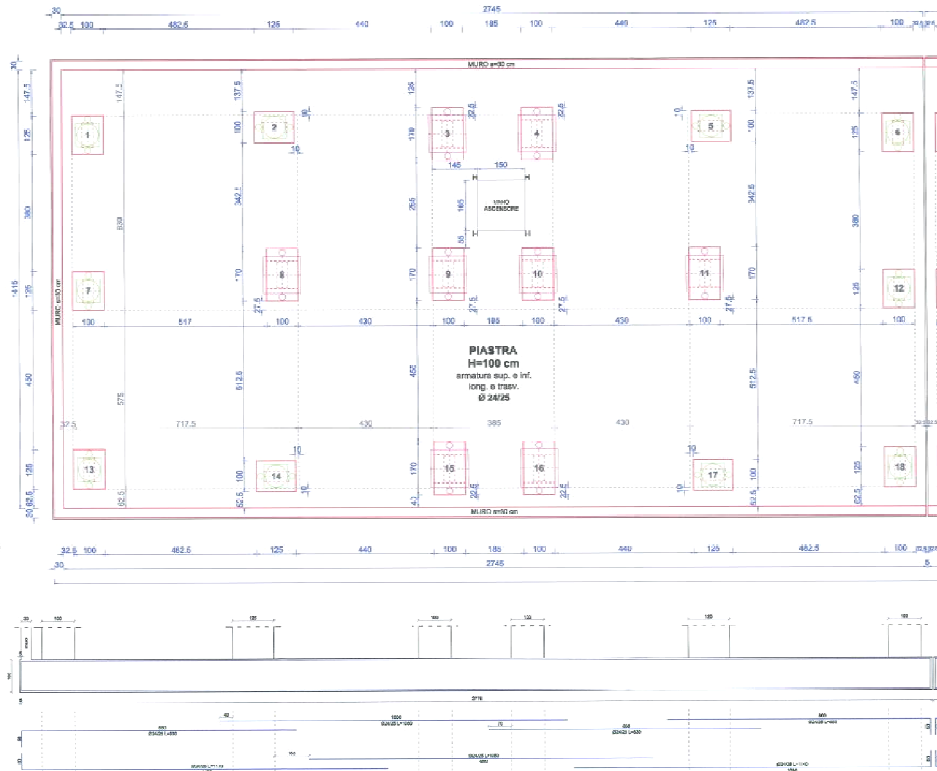
Il fabbricato oggetto di studio sorge su un terreno con pendenza non inferiore a 15° ed inoltre esso è costeggiato dalla viabilità di uso pubblico interna al complesso residenziale; infine per quanto riguarda l'interferenza con le costruzioni esistenti abbiamo che la distanza da altri fabbricati non è inferiore a 10 mt.



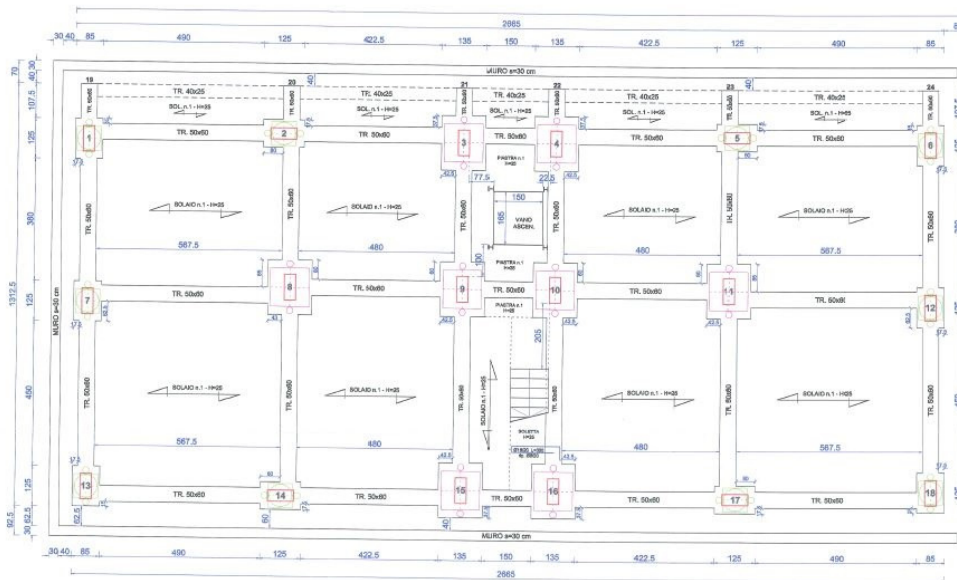
1.2. Struttura dell'edificio

Siamo in presenza di una nuova costruzione, in questo momento in fase di realizzazione, caratterizzata da una struttura portante a telaio realizzata in calcestruzzo armato ordinario e dotata di un sistema di isolamento sismico realizzato con dispositivi elastomerici e appoggi multi direzionali posti al di sotto del primo impalcato. In particolare la struttura dell'edificio oggetto di studio è così costituito:

- Fondazione diretta a platea realizzata in calcestruzzo armato ordinario e caratterizzata da uno spessore complessivo di 1 mt;

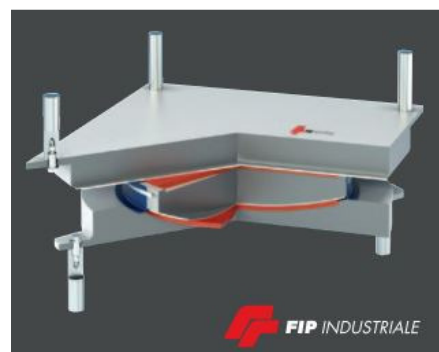


- La struttura in elevazione a telaio è realizzata come detto in precedenza in calcestruzzo armato ordinario ed in particolare la struttura portante è caratterizzata da una simmetria rispetto all'asse trasversale;



- La copertura inclinata a due falde è realizzata con travi in acciaio collegate ai pilastri in calcestruzzo armato ordinario ed in particolare i profili in acciaio delle travi di una delle falde sono ad asse curvilineo;
- Il primo e il secondo solaio sono realizzati in lastre predalles con elementi di alleggerimento in polistirolo da 15 cm e getto di completamento di spessore pari

- a 5 cm, fino alla formazione di uno spessore complessivo del solaio di 25 cm (5 + 15 + 5 cm);
- Solai successivi in latero – cemento con travetti prefabbricati, elementi di alleggerimento in laterizio da 20 cm e getto di completamento di spessore pari a 5 cm, fino alla formazione di uno spessore complessivo del solaio pari a 25 cm;
 - Solaio di copertura realizzato con pannelli in poliuretano e supporto metallico del tipo “Penta – Italpannelli”;
 - La scala e l’ascensore sono posti al di sopra del sistema di isolamento e non collegano il vano tra la piastra di fondazione ed il primo impalcato, che è accessibile solo dall’esterno ed è utilizzato esclusivamente per le operazioni di controllo e sostituzione dei dispositivi, o per altre operazioni di manutenzione eseguite dal personale preposto; il fondo corsa dell’ascensore è costituito da una struttura metallica vincolata alla sovrastruttura e libera di muoversi rispetto alla sovrastruttura. La struttura è costituita da 4 montanti verticali realizzati con profili HEA 140 e da travi orizzontali di collegamento HEA 100 e HEA 120 in acciaio S275. In particolare per quanto riguarda le scale e l’ascensore si è adottato l’accorgimento ingegneristico di andare a realizzare due strutture sospese, ovvero ancorate al solaio dell’ultimo impalcato in modo tale da non costituire massa sismica al manifestarsi di un evento tellurico;
 - Sistema di isolamento sismico costituito da n° 10 dispositivi elastomerici armati e n° 8 appoggi multi direzionali (slitte), posizionato al di sotto del primo impalcato.



Elementi non strutturali: ai sensi di quanto previsto al punto C7.3.6.3 della Circ. 617/2009 la prestazione consistente nell’evitare collassi fragili di tramezzature e tamponature, viene conseguita attraverso i metodi di seguito descritti.

- Realizzazione di tramezzature in cartongesso con armatura metallica di lamierino zincato ancorata meccanicamente alla struttura;
- Inserimento nei letti di malta delle tamponature in monoblocco di laterizio da 35 cm di elementi di armatura orizzontale a distanza di 50 cm ancorati alla struttura.

Giunti e connessioni non strutturali: i giunti di separazione della sovrastruttura da tutte le parti fisse hanno dimensione maggiore o uguale allo spostamento massimo degli isolatori 40 cm; i giunti di separazione tra i punti più vicini dei corpi di fabbrica adiacenti

hanno dimensione non inferiore al doppio dello spostamento massimo degli isolatori $2 \times 40 = 80$ cm onde evitare il fenomeno del martellamento in presenza di un evento sismico e dovuto alla vibrazione fuori fase dei due corpi di fabbrica.

Il progettista degli impianti deve prevedere che le condutture degli impianti in corrispondenza degli attraversamenti dei giunti siano dotate di connessioni flessibili atte a consentire spostamenti della sovrastruttura di ± 40 cm.

1.2.1. *Caratteristiche del Terreno*

Per quanto riguarda le **caratteristiche del terreno**, si assume, secondo le NTC 2008, un **sottosuolo di tipologia B**, quindi appartenente alla seguente descrizione: *“rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fine)”*.

Per quanto riguarda la **categoria topografica**, il sito ricade nella **categoria T1**, definita come *“superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$ ”*. Il terreno ha infatti un'inclinazione media di 4° .

Poiché nella modellazione verrà usata la teoria di Winkler, si dovrà assumere un valore nullo in superficie e un coefficiente elastico del terreno, in direzione verticale, con valore di 1×10^7 N/m²; in direzione orizzontale, invece, per quanto riguarda il muro di sostegno dovrà essere assunto un valore che varia in modo lineare con un coefficiente angolare di $2,5 \times 10^6$.

1.3. Materiali

La conoscenza della costruzione in cemento armato ordinario oggetto di studio è di fondamentale importanza ai fini di un'adeguata analisi e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in base all'accuratezza delle operazioni di rilievo, all'analisi storica ed alle indagini sperimentali; nell'ambito del nostro progetto trattandosi di una costruzione in fase di realizzazione abbiamo fatto riferimento alla Relazione Tecnica rilasciata dal progettista e direttore dei lavori R.T.P. “MCS 201”.

Invece la conoscenza della geometria strutturale di edifici esistenti deriva, di regola, dalle operazioni di rilievo: la geometria può essere nota in base ai disegni originali di carpenteria, i quali descrivono la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni e permettono di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali, mentre, nel caso in cui si abbiano a disposizione gli elaborati esecutivi, saranno note le armature e le caratteristiche nominali dei materiali utilizzati.

Il rilievo visivo sarà poi necessario per controllare la reale corrispondenza tra il progetto disponibile e l'effettiva geometria della struttura.

Nel caso in cui non si abbia a disposizione il progetto originale o, dal rilievo visivo non si abbia una corrispondenza tra l'effettiva geometria e il progetto stesso, occorrerà procedere al rilievo completo della carpenteria.

Per quanto riguarda i dettagli strutturali, occorre risalire alla quantità e alla disposizione delle armature, compresi il passo delle staffe, i collegamenti tra elementi strutturali diversi e la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti.

Nella progettazione delle opere strutturali si è fatto riferimento ai seguenti materiali impiegati:

- Calcestruzzo: **C28/35**
- Acciaio: **B450C**

Calcestruzzo

Tipologia di cemento impiegato per le componenti strutturali:

Cemento	Tipo CEM II/A-LL 32,5 R conforme a UNI EN 197/1
Aggregati	Obbligo di marcatura CE conforme a UNI EN 12620
Acqua	Conforme a UNI 7101
Classe di resistenza	C28/35
Rapporto acqua/cemento max.	0,50
Contenuto cemento min.	340 Kg/mc
Diametro inerte max	20 mm
Classe di consistenza	S4

Il legame costitutivo assunto per il calcestruzzo è il seguente è esplicitato dalla relazione seguente:

$$\begin{cases} \sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^2 \right] & \text{per } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \\ \sigma_c = f_{cd} & \text{per } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \end{cases}$$

dove:

$\epsilon_{c2} = 0,2\%$ è la deformazione al raggiungimento della massima resistenza del calcestruzzo;

$\epsilon_{cu2} = 0,35\%$ è la deformazione ultima del calcestruzzo.

Il diagramma costitutivo assunto per il calcestruzzo è il “parabola-rettangolo” riportato nella figura che segue, secondo quanto riportato al 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14/01/2008:

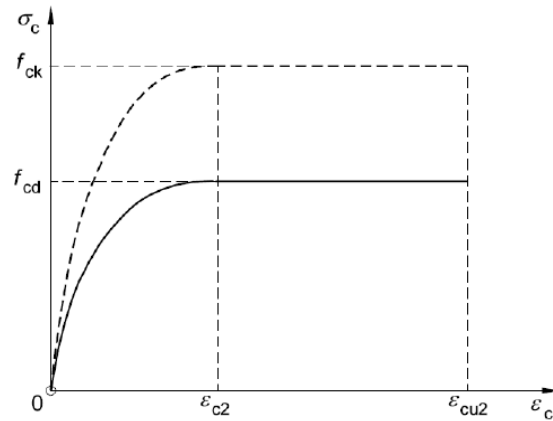


Figura 3.1 - Definizione gradi di libertà della struttura a livello globale

Nella progettazione sono stati assunti i seguenti valori:

Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} = 0,83 * 35 = 29,05 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 29,05 + 8 = 37,05 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo	$f_{ctm} = f_{ck}^{2/3} * 0,3 = 29,05^{2/3} * 0,3 = 2,83 \text{ N/mm}^2$ (per classi \leq C50/60)
Resistenza a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1,2 * f_{ctm} = 1,2 * 2,83 = 3,40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0,2 * \sqrt[3]{R_{ck}^2} = 0,2 * \sqrt[3]{35^2} = 2,14 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione di progetto	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{2,14}{1,5} = 1,43 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} * f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,83 * 28}{1,5} = 15,49 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di progetto cilindrica a compressione	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391,3 \text{ N/mm}^2$
Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo	$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = \frac{2,25 * \mu * f_{ctk}}{\gamma_c} = 3,15 \text{ N/mm}^2$

Per modulo elastico del calcestruzzo va assunto quello secante tra la tensione nulla e $0,40 f_{cm}$, determinato sulla base di apposite prove, da eseguirsi secondo la norma UNI 6556:1976. In sede di progettazione si può assumere il valore:

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} = 32588,11 \text{ N/mm}^2$$

Per il coefficiente di Poisson può adottarsi, secondo lo stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0,2 (calcestruzzo non fessurato).

Peso specifico:

$$\gamma = 24 \text{ KN/m}^3$$

Modulo di elasticità tangenziale:

$$G_c = 13461.77 \text{ N/mm}^2$$

Con l'adozione di questa classe di resistenza, si va a imporre la classe di consistenza S4 (slump 4- fluida), che riguarda le strutture mediamente armate, ma soprattutto si sceglie questo grado di fluidità, per agevolare le operazioni di getto e renderlo meno dipendente dalla qualità della manodopera sul cantiere, ossia dal tempo di vibrazione sulla massa volumica. Sarà poi onere della direzione lavori, eseguire i controlli necessari a riguardo della resistenza caratteristica e grado di lavorabilità mediante il prelievo di provini cubici da destinare ai controlli di laboratorio.

La resistenza inoltre è dettata dalla classe di esposizione ambientale a cui è soggetto il manufatto: in particolare trattandosi di una struttura di immagazzinamento di acque industriali esposta ad acqua piovana, e facendo riferimento alla normativa UNI 11104 in applicazione della UNI EN 206, ci si può trovare in classe XC2 (Ambiente bagnato raramente asciutto- strutture idrauliche). Per questa classe di esposizione viene prescritto che la resistenza caratteristica a compressione cubica minima sia di 30 MPa (XC2).

Per evitare degrado del calcestruzzo, ma soprattutto per garantire la protezione delle barre di armatura, si è scelta la classe di resistenza RCK 35 MPa. Inoltre il copri ferro minimo da adottare per le armature non deve risultare inferiore a 30 mm. A fronte di questo limite, il ricoprimento di armatura che viene adottato sarà pari a 40 mm.

XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette ad alternanze di asciutto e umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2.
------------	---------------------------------	--

Per quanto riguarda il calcestruzzo, si prescrive che l'inerte deve provenire dalla frantumazione degli aggregati, e il diametro massimo dell'aggregato deve essere non maggiore di 20 mm. Infine in base al diametro massimo dell'aggregato e della classe di consistenza, si prescrive che la richiesta d'acqua è di 250 Kg per ogni metro cubo di calcestruzzo.

Per quello che concorre alla fessurazione, le condizioni ambientali in cui si ricade, prescrivono di limitare l'apertura delle fessure a 0.3 mm in condizioni ambientali ordinarie e con combinazione di azioni frequenti.

Acciaio

Tipologia di acciaio impiegato per le componenti strutturali:

Acciaio	Tipo B450C conforme a D.M. 2008
Tensione di rottura	$\geq 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento f_{yk}	$\geq 450 \text{ N/mm}^2$

Nella progettazione sono stati assunti i seguenti valori:

Tensione di progetto	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{ms}} = \frac{450}{1,15} = 390 \text{ N/mm}^2$
----------------------	---

L'acciaio B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali:

$f_{yk \text{ nom}}$	450 N/mm ²
$f_{tk \text{ nom}}$	540 N/mm ²

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella:

CARATTERISTICHE	Valori caratteristici (C_v)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y,nom} \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t,nom} \text{ [N/mm}^2\text{]}$
$\left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k$	$\geq 1,15$
	$\leq 1,35$
$\left(\frac{f_y}{f_{y,nom}}\right)_k$	$\leq 1,25$
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5 \%$
Piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:	Su mandrino avente diametro D:
per $\Phi < 12 \text{ mm}$	4 Φ
per $12 \leq \Phi \leq 16 \text{ mm}$	5 Φ
per $16 < \Phi \leq 25 \text{ mm}$	8 Φ
per $25 < \Phi \leq 50 \text{ mm}$	10 Φ

1.4. Analisi dei carichi dell'edificio

Come recita il DM 2008 “*per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati*” e in particolare viene fatto riferimento al metodo semiprobabilistico agli stati limite.

In tale metodo la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni; tali valori sono rappresentati da valori caratteristici R_k e F_k definiti rispettivamente come *frattile inferiore delle resistenze* e *frattile (superiore o inferiore) delle azioni* che minimizzano la sicurezza. Tali frattili sono assunti pari al 5%.

La verifica della sicurezza si effettua, quindi, tramite l'equazione

$$R_d \geq E_d$$

dove:

- R_d è il valore della resistenza di progetto valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali visti nel paragrafo precedente;
- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} * \gamma_{Fj}$.

I coefficienti parziali di sicurezza γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono conto delle variabilità delle rispettive grandezze e delle incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

Andiamo a questo punto ad analizzare i carichi gravanti sulla struttura oggetto di studio, riportando poi in Allegato 1 l'analisi dei carichi effettuata dal progettista e direttore dei lavori R.T.P. “MCS 201”.

1.4.1. Carichi Permanenti

Per la determinazione dei pesi propri dei materiali strutturali si è fatto riferimento alla Tab. 3.1.1 delle Norme Tecniche sulle costruzioni NTC 2008; i carichi permanenti non strutturali, quali tamponature esterne, divisori interni, massetti, pavimenti, intonaci sono stati determinati secondo le prescrizioni del 3.1.3 delle NTC.

1.4.2. Sovraccarichi Variabili

Per la determinazione dell'entità e delle distribuzioni spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si è fatto riferimento alla tabella 3.1 delle NTC 2008 in funzione della destinazione d'uso; i valori utilizzati sono riportati nei tabulati di calcolo.

1.4.3. Valutazione dell'azione della neve

Tra i carichi variabili consideriamo il carico provocato dalla neve sulla copertura; esso sarà valutato mediante la seguente espressione (vedi NTC 08, Cap. 3, 3.3.7):

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_E * C_t$$

dove:

q_s è il carico della neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

1.4.3.1. Valore caratteristico del carico neve al suolo

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nell'apposita Normativa.

L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare del sito di realizzazione dell'edificio.

In particolare, L'Aquila si trova in **Zona III**, a un'altitudine di 714 m s.l.m.

Quindi, da tabella, si ricava il valore caratteristico del carico neve al suolo:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ [KN/m}^2\text{]}, \quad \text{per } a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,51 * (1 + (a_s/481)^2) \text{ [KN/m}^2\text{]}, \quad \text{per } a_s > 200 \text{ m}$$

1.4.3.2. Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera.

Valori consigliati del coefficiente di esposizione, per diverse classi di topografia, sono forniti in tabella (NTC 2008, Tab. 3.4.I); se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$.

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1,1

Nel caso in esame si assume un coefficiente di esposizione $C_E = 1,0$.

1.4.3.3. Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, a seguito della perdita di calore della costruzione.

Tale coefficiente tiene conto delle proprietà d'isolamento termico del materiale utilizzato in copertura.

In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1,0$.

1.4.3.4. Coefficiente di forma per le coperture

I valori del coefficiente di forma si riferiscono alle coperture a una o due falde e sono riportati in funzione dell'angolo α , angolo formato dalla falda con l'orizzontale, in gradi sessagesimali (vedi NTC 2008, Tab. 3.4.II).

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 (60 - \alpha) / 30$	0,0

Poiché α , nel caso in esame, è inferiore a 30° ($\alpha = 3,0^\circ$), il coefficiente di forma sarà assunto pari a $\mu_i = 0,8$.

1.4.3.5. Valore del carico neve

Quindi si può calcolare il carico da neve che assume il seguente valore:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_E * C_t = 0,8 * 192 * 1 * 1 = 154 \sim 160 \text{ Kg/m}^2$$

1.4.4. Valutazione dell'azione del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni di forma usuale tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti.

1.4.4.1. Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi NTC 2008, Tab. 3.3.II), mediata su 10 minuti e riferita a un periodo di ritorno di 50 anni.

Deve essere:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 sono parametri forniti da tabella (vedi NTC 2008, Tab. 3.3.I);

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in metri) del sito ove sorge la costruzione.

Da cui risulta:

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	K_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

$$v_b = 27 \text{ m/s}$$

1.4.4.2. Azioni statiche equivalenti

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sul singolo elemento è determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

1.4.4.3. Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione (NTC 2008, Cap. 3, 3.3.2):

$$p = q_b * C_E * C_p * C_d$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

C_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

1.4.4.4. Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{\rho * v_b^2}{2}$$

dove:

v_b è la velocità di riferimento del vento [m/s];

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

Da ciò risulta:

$$q_b = 0,390 \text{ KN/m}^2$$

1.4.4.5. Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) * \left[7 + c_t * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati da tabella (vedi NTC 2008, Tab. 3.3.II) in funzione della categoria di esposizione del sito di costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia che viene generalmente assunto pari a 1.

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella figura seguente in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita nella tabella seguente (vedi NTC 2008, Tab. 3.3.III).

1.4.4.6. Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

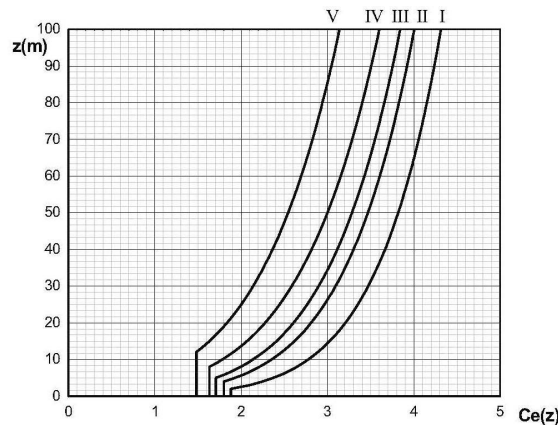
L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

La figura seguente (vedi NTC 2008, Cap. 3, Figura 3.3.2) mostra la definizione delle categorie di esposizione:

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa			500m	750m	
	mare					
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

1.4.4.7. Categorie di esposizione

L'andamento del coefficiente di esposizione c_e con la quota (per $c_t = 1$) è visibile nel seguente grafico (vedi NTC 08, Cap. 3, Figura 3.3.3):



Nel caso in esame z è pari a 7,5 m e risulta, quindi, inferiore a z_{min} . Per cui vale la formula:

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) = k_r^2 * c_t * \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) * \left[7 + c_t * \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)\right]$$

Al risultato si può arrivare anche inserendo nel grafico il valore di z e intersecandolo con la curva che rappresenta la categoria di esposizione IV; si legge il valore di c_e .

1.4.4.8. Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari a $c_d = 1$ nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza e i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

1.4.4.9. Coefficiente di forma

In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per il coefficiente di forma si assumono i valori riportati nel paragrafo C3.3.10.1 della *Circolare 2 febbraio 2009, n. 617*, con l'avvertenza che s'intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni.

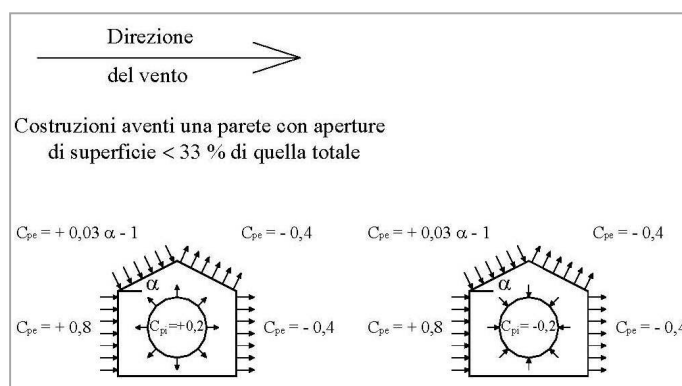
Il coefficiente di forma tiene conto dell'inclinazione della superficie su cui agisce il vento. Per superfici ortogonali alla direzione del vento, si assume:

$$c_p = +0,8 \text{ (per pareti sopravvento)}$$

$$c_p = -0,4 \text{ (per pareti sottovento)}$$

Per la valutazione della pressione interna (vedere figura C3.3.3 della *Circolare 2 febbraio 2009, n. 617*) di costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale si assumerà:

$$c_{pi} = \pm 0,2$$



Noti tutti i carichi, è possibile eseguire la combinazione delle azioni secondo la teoria semiprobabilistica degli stati limite:

SLU combinazione fondamentale:

$$Y_{G1} G_1 + Y_{G2} G_2 + Y_P P + Y_{Q1} Q_{k1} + Y_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + Y_{Q3} \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

È opportuno sottolineare che nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Nell' **Approccio 1** si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R).

Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2.

Nell' **Approccio 2** si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

		Coefficiente	EQU	A1	A1
		γ_{G1}		STR	GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1	1
	sfavorevoli		1,1	1,3	1
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	γ_{G2}	0	0	0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0	0	0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione si assumono i valori riportati in tabella:

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 Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

1.5. Modellazione strutturale con un programma di calcolo agli elementi finiti

Per calcolare le sollecitazioni dei vari elementi della struttura viene utilizzato il programma di calcolo Straus7 che utilizza un'analisi agli elementi finiti.

Il programma è in grado di affrontare differenti tipologie di analisi:

- analisi statica, lineare e non lineare;
- analisi dinamica nel transitorio lineare e non lineare;
- stabilità dell'equilibrio;
- calcolo delle frequenze naturali;
- analisi della risposta armonica;
- analisi della risposta spettrale;
- analisi sulla propagazione del calore.

La **modellazione della struttura** è uno degli aspetti più importanti e delicati per la valutazione della risposta sismica della struttura stessa. A tal riguardo, le norme raccomandano particolare attenzione nel descrivere in modo adeguato la distribuzione

delle masse e delle rigidità considerando, laddove necessario, il contributo di elementi non strutturali. Nell'ambito delle strutture a base isolata il disaccoppiamento dei modi di vibrazione, viene raggiunto calibrando opportunamente le rigidità orizzontali degli isolatori.

Nell'ambito degli edifici a base fissa abbiamo che la funzione di controventamento nei confronti dell'azione orizzontale derivante dall'azione del vento o dall'evento sismico può essere assolta da sistemi piani oppure può essere demandata a sistemi strutturali a comportamento spaziale. L'ipotesi di base in questa situazione sono:

- considerando un edificio a più piani andiamo ad assumere le **masse concentrate a livello del singolo piano**; nella realtà abbiamo che le masse a livello di piano sono distribuite pertanto in presenza di un evento sismico si ha la nascita di Forze di Inerzia sui singoli elementi strutturali;
- **solai infinitamente rigidi nel piano**, ovvero deformazioni nel piano nulle; questa condizione si realizza se gli spostamenti relativi di piano sono piccoli rispetto agli spostamenti assoluti di piano. In generale abbiamo che l'ipotesi di solaio infinitamente rigido è assicurata dalla presenza di una soletta in C.A. di almeno 4 cm ed inoltre solitamente le strutture piane caricate nel piano sono soggette ad uno stato tensionale piano che produce deformazioni piccole. Allora nel caso in cui il solaio sia infinitamente rigido abbiamo che esso si comporta come un corpo rigido e conoscendo lo spostamento di un punto allora sono univocamente definiti anche gli spostamenti di tutti gli altri punti ed inoltre la generica azione orizzontale si ripartisce in modo proporzionale alla rigidità tra gli elementi di controventamento, se essi presentano tutti le stesse capacità formative. La risultante delle forze di inerzia a livello di piano passa per il baricentro delle masse, pertanto in presenza di un evento sismico abbiamo che le forze sismiche, le quali in realtà sono distribuite, le possiamo considerare concentrate ed applicare sul *baricentro delle masse G*.

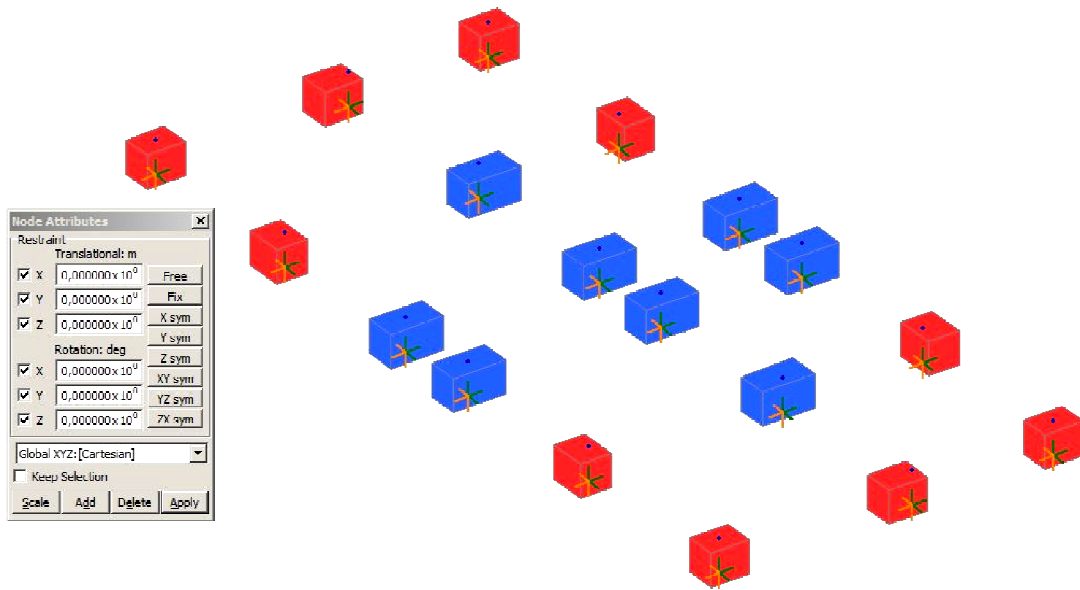
$G \equiv C$	<p>se il baricentro delle rigidità coincide con il baricentro delle masse abbiamo che gli effetti torsionali sono nulli pertanto in questa circostanza il piano tende solamente a traslare senza ruotare ed è sufficiente andare a determinare la modalità di ripartizione della forza sismica fra i vari elementi strutturali.</p> $F_{ji} = F_i \frac{(EJ)_j}{\sum (EJ)_j}$
$G \neq C$	<p>se il baricentro delle masse non coincide con il baricentro delle rigidità allora il sistema sotto l'azione della forza orizzontale F_i ruota e trasla rigidamente; in pratica è come se avessi una forza applicata sul baricentro delle rigidità ed in aggiunta un momento del trasporto $M_i = F_i * e_i$.</p> $F_{ji} = F_i \frac{(EJ)_j}{\sum (EJ)_j} + M_i \frac{EJ_j * d_j}{\sum EJ_j * d_j^2}$

ALLORA L'OBIETTIVO DELLA PROGETTAZIONE SISMICA E' QUELLO DI EVITARE CHE IL BARICENTRO DELLE RIGIDENZE C SIA DISALLINEATO CON IL BARICENTRO DELLE MASSE G IN QUANTO LE COPPIE DI PIANO DETERMINANO UN AGGRAVIO PER GLI ELEMENTI IRRIGIDENTI. Tuttavia abbiamo che la definizione della posizione di G e C è una operazione affetta da una certa incertezza dal momento che in presenza di un evento sismico la posizione del baricentro delle masse può cambiare visto che può modificarsi la distribuzione dei CARICHI VARIABILI; proprio per questo motivo la normativa sismica impone, anche nel caso in cui il baricentro delle masse G coincida con il baricentro delle rigidità C, di introdurre una ECCENTRICITA' AGGIUNTIVA in modo da applicare comunque la forza orizzontale con un braccio rispetto a G. Questo aspetto è legato anche al fatto che in presenza di un evento sismico, tutti i punti appartenenti al generico solaio infinitamente rigido non è detto che siano sollecitati o colpiti contemporaneamente dalle onde telluriche. La coppia di piano che nasce per effetto dell'eccentricità va ad attivare l'inerzia rotazionale delle pareti provocando la nascita di una ulteriore coppia.

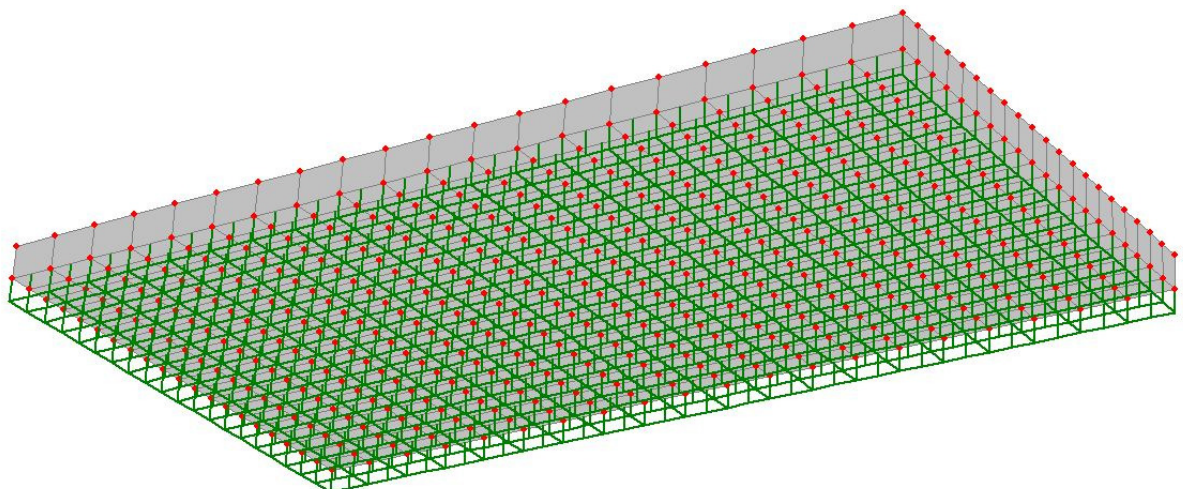
Concentrandoci ora sulla struttura oggetto di studio abbiamo che l'edificio B4 è costituito da quattro corpi di fabbrica equivalenti giuntati verticalmente da un "giunto di separazione" avente dimensione non inferiore al doppio dello spostamento massimo degli isolatori sismici $2 \times 40 \text{ cm} = 80 \text{ cm}$. È opportuno sottolineare che inizialmente, da un punto di vista progettuale, si era scelto di realizzare l'edificio con soli due corpi di fabbrica giuntati verticalmente tuttavia a causa degli effetti torsionali nel piano xy risultava impossibile avere tutti i dispositivi di isolamento sismico soggetti ad uno sforzo assiale di compressione pertanto si è deciso di suddividere l'edificio in quattro in modo tale da avere corpi di fabbrica più regolari.

È stato creato il modello dell'edificio dividendo la struttura in gruppi, ciascuno dei quali è costituito da un piano; ogni gruppo è stato poi suddiviso ulteriormente in sottogruppi rappresentanti ciascuno una tipologia di elementi.

- INNANZITUTTO E' OPPORTUNO SOTTOLINEARE CHE LA **FONDAZIONE A PLATEA** DI SPESSORE COMPLESSIVO DI 1 METRO NON E' STATA MODELLATA, TUTTAVIA SI E' TENUTO CONTO DELLA PRESENZA DI QUESTO ELEMENTO STRUTTURALE INTRODUCENDO DEGLI INCASTRI ALLA BASE DEI BAGGIOLI IN CALCESTRUZZO ARMATO ORDINARIO.

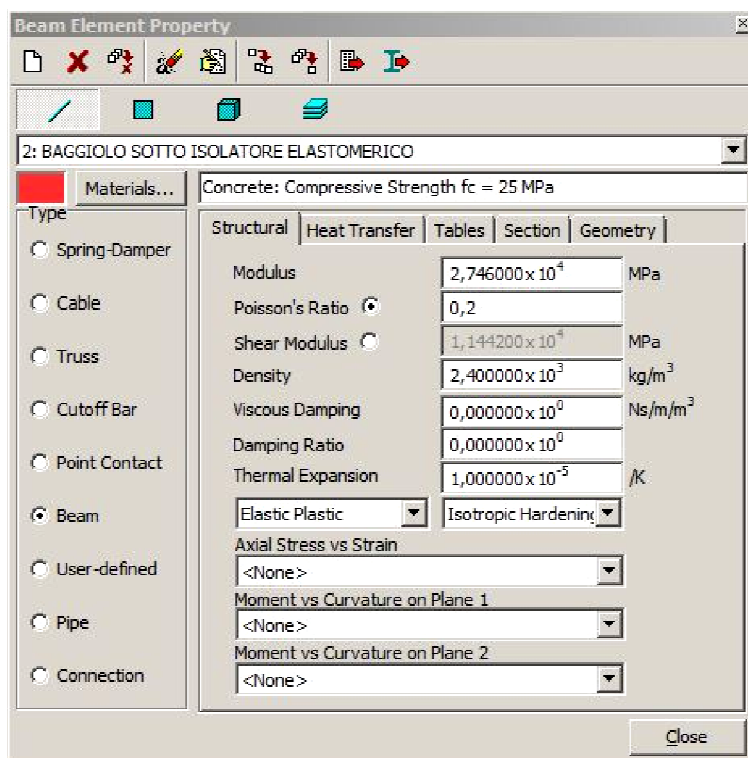


Nell'eventualità che si volesse studiare la platea di fondazione per analizzare come essa interagisce con il terreno sottostante e valutarne il comportamento nell'istante in cui risulta essere soggetta a vincoli elastici distribuiti, che applicano in ogni punto dell'asse della struttura una reazione proporzionale allo spostamento trasversale, potremmo modellarla utilizzando degli elementi **Brick tridimensionali Quad8**; nell'ambito della teoria di Winkler abbiamo che, in presenza di un elemento strutturale di fondazione infinitamente rigido nel suo piano, la reazione offerta dal mezzo elastico, ovvero il terreno, può considerarsi effettivamente continua e uniformemente distribuita schematizzando approssimativamente il terreno alla stregua di una distesa di molle elastiche indipendenti e vicinissime. La platea di fondazione sarà quindi soggetta ai carichi concentrati trasmessi dalla sovrastruttura e alla reazione uniformemente distribuita offerta dalla cortina di molle elastiche indipendenti con cui si è andato a modellare il suolo elastico.

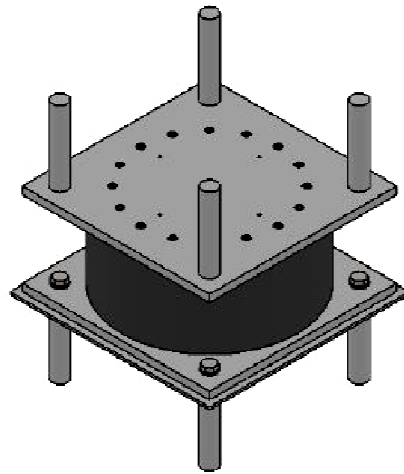
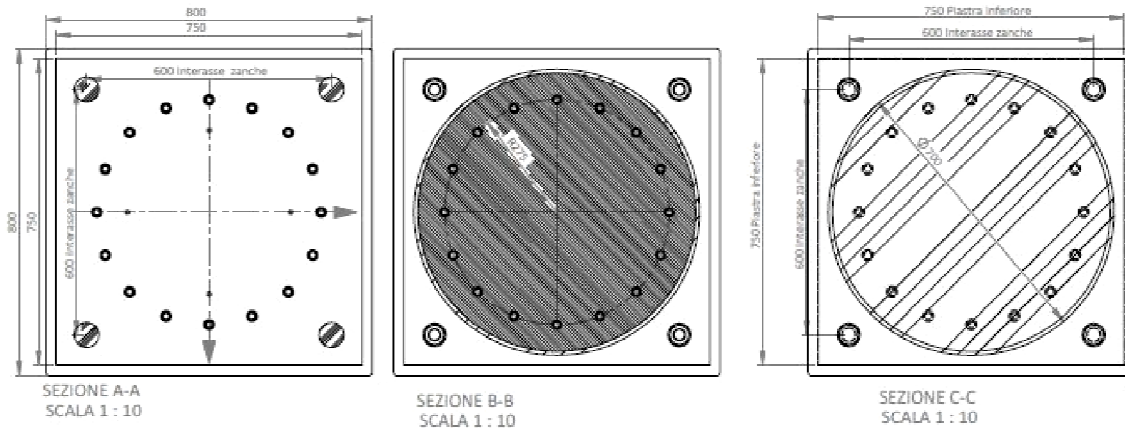


- **I BAGGIOLI IN CEMENTO ARMATO AL DI SOTTO DEGLI ISOLATORI ELASTOMERICI ARMATI E DEGLI APPOGGI MULTIDIREZIONALI SONO STATI MODELLATI COME**

ELEMENTI BEAM CARATTERIZZATI QUINDI DA UNA DEFORMABILITA' TAGLIANTE E FLESSIONALE;



- GLI ISOLATORI ELASTOMERICI ARMATI FIP SONO STATI MODELLATI COME ELEMENTI SPRING/DAMPER INTRODUCENDO NEL SOFTWARE I PARAMETRI DI RIGIDEZZA VERTICALE E ORIZZONTALE FORNITI DALLA SCHEDA TECNICA DEL DISPOSITIVO.** In particolare nell'ambito dell'edificio oggetto di studio si sono adottati isolatori sismico elastomerico **ISI N 700/200**, caratterizzato da un diametro di 700 mm e un elastomero costituito da 20 strati di gomma vulcanizzata di spessore 10 mm interposti da lamiere in acciaio che hanno la funzione di conferire all'elemento un'adeguata rigidezza e resistenza verticale pur mantenendo allo stesso tempo una limitata rigidezza orizzontale per consentire i movimenti richiesti. Le lamiere in acciaio hanno dimensione leggermente inferiore rispetto a quella dei dischi di gomma pertanto risultano inglobate nell'elastomero e sono protette da eventuali attacchi chimico – fisico e dalla corrosione.



CARATTERISTICHE ISOLATORE		
Descrizione		Valore
Carico verticale statico max dell'isolatore (SLU)	F_{int} (kN)	9650
Carico verticale statico max di calcolo (SLU)	F_{cd} (kN)	3000
Carico verticale sismico max (SLU)	$N_{el,max}$ (kN)	4000
Carico verticale sismico max di calcolo (SLU)	$N_{cd,max}$ (kN)	2500
Forza orizzontale max	H_{max} (kN)	615
Rigidezza verticale	k_v (kN/mm)	1489
Rigidezza orizzontale	k_h (kN/mm)	1.54
Mod. tang. dinamico	G_{in} (MPa)	0.8
Smorzamento equivalente	ξ_e (%)	10
Spostamento max	d_{sr} (mm)	± 400
Fattore di forma		5 17

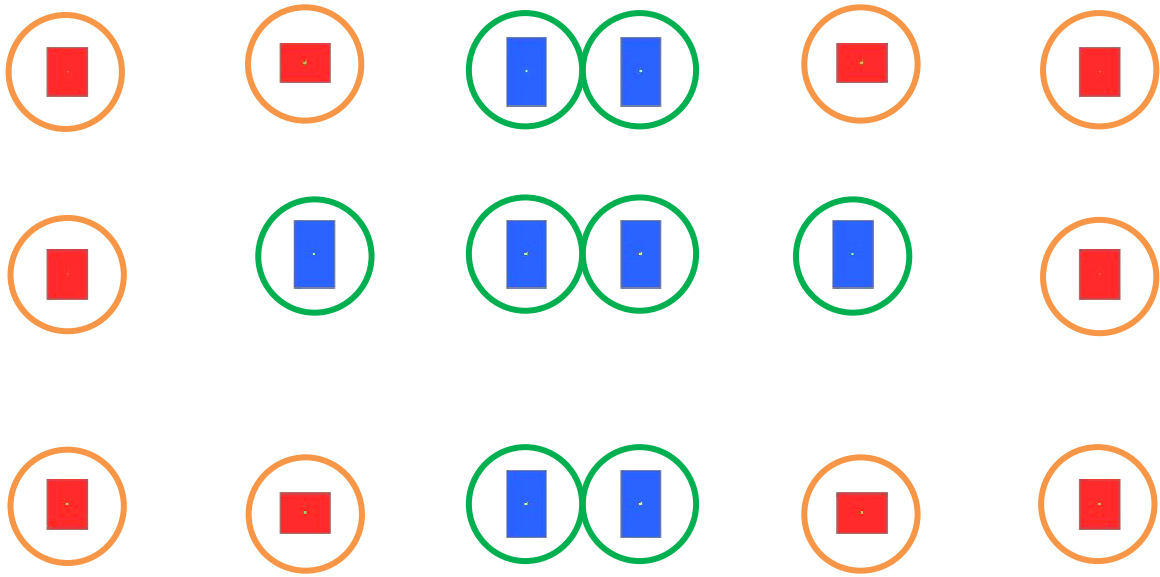
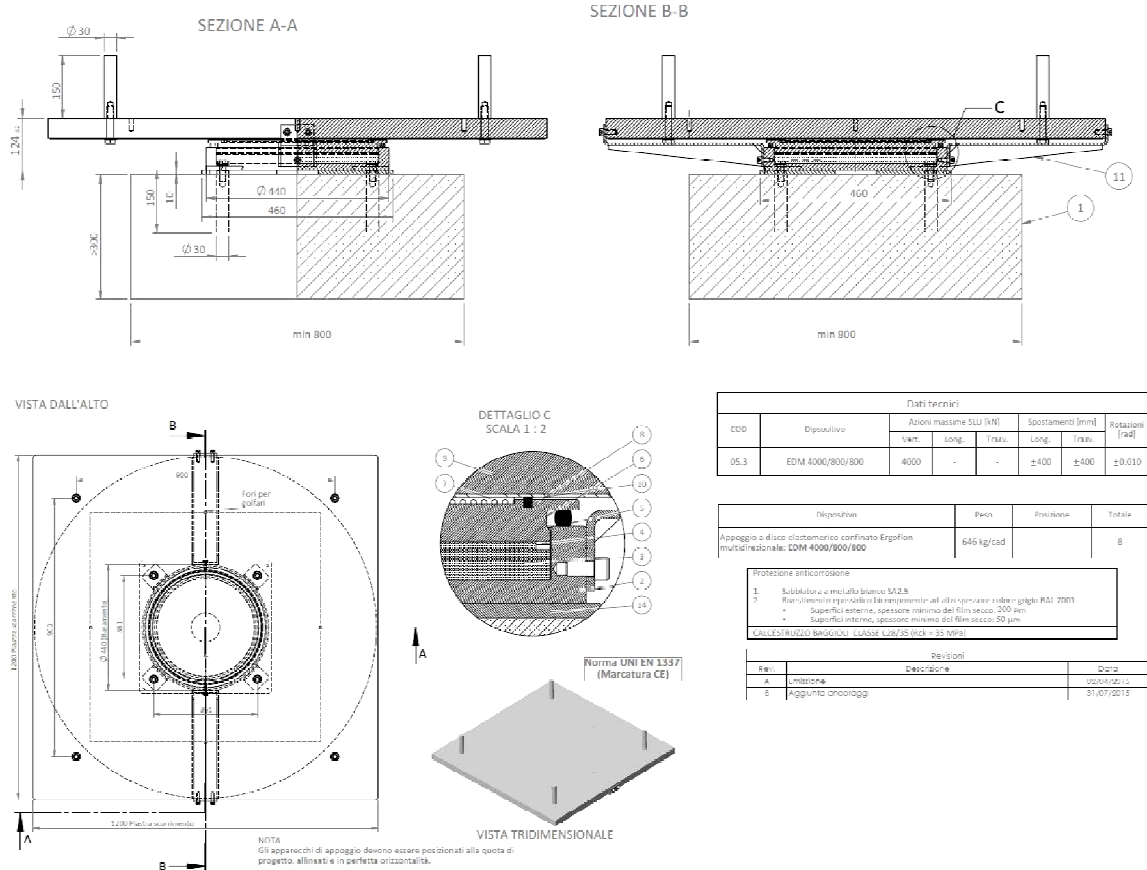
Protezione anticorrosione

- Sabbatura a metallo bianco SA2.5
- Rivestimento epossidico bicomponente ad alto spessore colore grigio chiaro RAL 7001
 - Superfici esterne, spessore minimo del film secco: 200 μm
 - Superfici interne, spessore minimo del film secco: 50 μm

-Gli isolatori ad opera completata, dovranno risultare con le piastre esterne in perfetta orizzontalità

Descrizione	Massa (kg)	Quantità dispositivi	Posizione
Isolatore sismico elastomerico: ISI N 700/200	740	40	

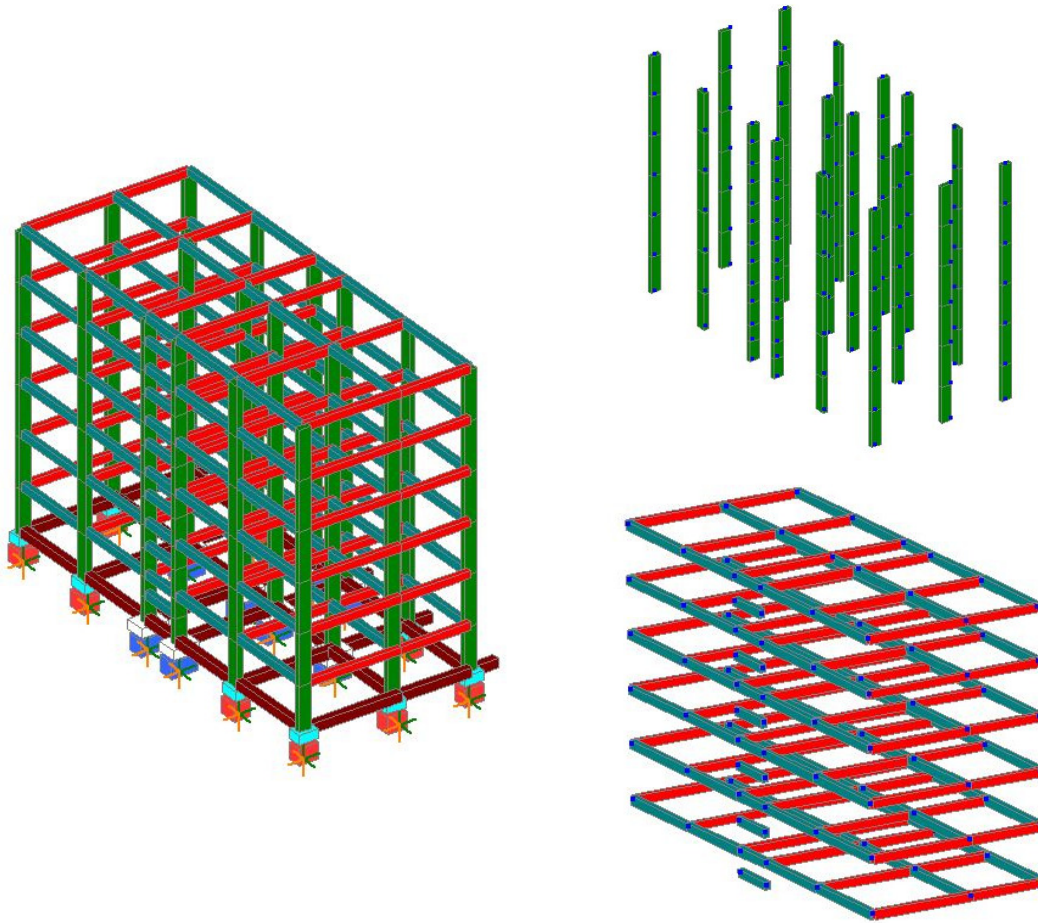
- PER QUANTO RIGUARDA LE **SLITTE** SONO STATE ANCHESSE MODELLATE COME ELEMENTI SPRING/DAMPER ASSEGNANDO UNA RIGIDEZZA VERTICALE EQUIVALENTE A QUELLA DELL'ISOLATORE ELASTOMERICO E UNA RIGIDEZZA ORIZZONTALE UNITARIA. Questi dispositivi sono stati posizionati al disotto delle pilastrate centrali in quanto nella realizzazione di un sistema di isolamento sismico spaziale è necessario associare ai dispositivi di isolamento sismico, ai quali è demandata la funzione di dissipare l'energia connessa all'evento tellurico deformandosi a taglio, degli elementi di appoggio in grado di sostenere i carichi verticali trasmessi puntualmente dalla sovrastruttura e consentire liberi movimenti orizzontali nelle direzioni principali del piano. Gli **Appoggi a disco elastomerico confinato Ergafion multi direzionale** presentano uno scorrimento massimo di 400 mm, in direzione x e y, compatibile con quello degli Isolatori elastomerici armati.



SLITTE IN ACCIAIO ———

ISOLATORI ELASTOMERICI ARMATI ———

- PER QUANTO RIGUARDA ORA LE TRAVI ED I PILASTRI ESSI SONO STATI MODELLATI COME ELEMENTI BEAM SOGGETTI QUINDI A SOLLECITAZIONE FLETTENTE E TAGLIANTE OLTRE CHE ASSIALE. La deformabilità a taglio è stata trascurata, come in accordo con la teoria di Eulero-Bernoulli.

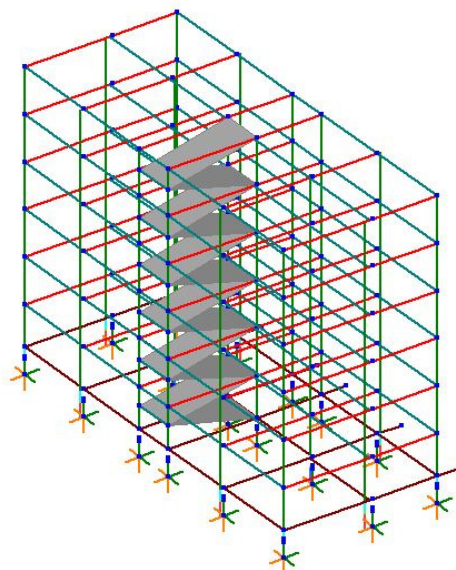


- DA UN PUNTO DI VISTA PURAMENTE STRUTTURALE, LA PRESENZA DEI **SOLAI** È STATA UTILIZZATA SOLAMENTE PER ASSUMERE LA CONDIZIONE DI INFINITA RIGIDEZZA DEL PIANO RISPETTO A DEFORMAZIONI ORIZZONTALI; TALE MODELLAZIONE SI È CREATA PONENDO DEI **LINK RIGIDI** CHE COLLEGASSERO OGNI NODO DELLO STESSO PIANO. Nell'ambito della modellazione siamo andati ad introdurre a livello di ogni solaio un "Link Master Slave" per rendere l'impalcato infinitamente rigido nel suo piano; la tecnica del Master Slave consiste nel selezionare un nodo chiamato master i cui gradi di libertà vengono assunti come parametri indipendenti mentre i gradi di libertà degli altri nodi sono riferiti al nodo master stesso attraverso le relazioni: $u_i = T_i \cdot u_M$. In pratica vengono a crearsi dei legami tra nodo Master ed uno o più nodi slave attraverso metodi di corpo rigido. Riferendosi al manuale di Straus abbiamo: "Un collegamento master-slave definisce relazioni tra due nodi in modo che lo spostamento delle componenti selezionate sarà dello stesso ordine di grandezza. Concettualmente, un accoppiamento master-slave forzerà il nodo slave a seguire il nodo master nelle direzioni di spostamento selezionate, sia nel sistema di coordinate globale o in qualsiasi UCS. Durante la risoluzione, il risolutore impone la condizione che i due nodi abbiano lo stesso valore di spostamento per le componenti selezionate. Si noti che è possibile generare insieme di connessioni Master Slave che non può essere applicata, ad esempio, quando un nodo slave ha effettivamente più di un nodo master. Se la situazione si verifica, un

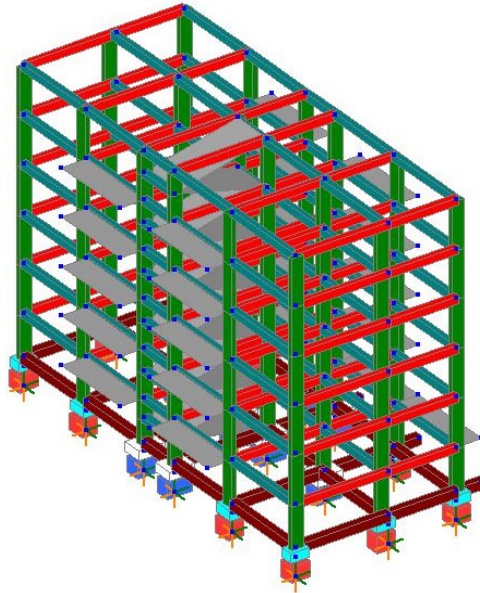
messaggio di errore viene generato dal risolutore”.(Theoretical Manual). Operativamente nell’ambito del nostro progetto siamo andati a scegliere come **Nodo Master** il baricentro delle rigidezze C a livello dei singoli piani e siamo andati a fissare gli spostamenti longitudinali **dx** e trasversali **dy** e la rotazione nel piano **Rz**. In particolare per quanto riguarda la rotazione inplane abbiamo che, nell’ambito dell’impalcato infinitamente rigido in esame, essa mi rappresenta un contributo di rotazione torsionale nel punto, quindi nell’ambito del singolo elemento risulta essere un aspetto non particolarmente significativo pertanto potremmo anche non fissarlo al momento della definizione del vincolo Master Slave. Tuttavia questo aspetto risulta essere particolarmente significativo e rilevante nell’istante in cui si vadano ad assemblare due elementi “plate” uno ortogonale all’altro in quanto la rotazione Rz nella piastra verticale non mi fornisce più un contributo torsionale nel punto bensì un contributo flessionale, per la generica fibra, che deve necessariamente essere impedito. Questo tipo di grado di libertà si definisce **grado di libertà di tipo DRILLING**.

*I SOLAI sono stati creati per poter determinare la distribuzione dei carichi sulle travi; la modellazione è stata fatta tramite elementi bidimensionali **load patch**: piani totalmente privi di ogni caratteristica meccanica. A ogni elemento è stato attribuito un sistema di carichi espressi in masse (che sarà spiegato in dettaglio nel proseguo del paragrafo) e sono state determinate le travi su cui il solaio scarica le azioni.*

- *PER QUANTO RIGUARDA LE **SCALE** INNANZITUTTO E’ OPPORTUNO SOTTOLINEARE CHE SI E’ ANDATO A REALIZZARE UNA TRAVE A LIVELLO DEI PIANEROTTOLI ANDANDO QUINDI A DIMEZZARE LA LUNGHEZZA LIBERA DI INFLESSIONE DEI PILASTRI AI LATI DELLE SCALE, I QUALI RISULTANDO ELEMENTI STRUTTURALI TOZZI SONO CARATTERIZZATI DA UNA STAFFATURA MOLTO RAVVICINATA; concentrandosi sulle rampe delle scale abbiamo che esse sono state modellate con elementi bidimensionali **load patch** ai quali è stato attribuito un sistema di carichi espressi in masse e si sono poi individuate le travi su cui il solaio scarica le azioni;*



- PER QUANTO RIGUARDA I **BALCONI**, È STATO CREATO UN ELEMENTO LOAD PATCH, SONO STATI ATTRIBUITI I CARICHI, È STATO DEFINITO CHE POGGIASSERO SU UN UNICO BORDO, POI I CARICHI DISTRIBUITI SULLA SUPERFICIE SONO STATI TRASFORMATI DIRETTAMENTE IN CARICHI SULLA TRAVE E L'ELEMENTO BIDIMENSIONALE È STATO CANCELLATO.



Le sollecitazioni dovute ad un evento sismico dipendono dalla quantità di masse movimentate e dall'accelerazione delle stesse dovuta al movimento oscillatorio che il terremoto imprime alla struttura.

L'attribuzione dei carichi è stata, pertanto, eseguita indicando la densità dei materiali costituenti la struttura portante e il valore delle masse gravanti sui solai, quindi si è assunto il campo gravitazionale attribuendo un'accelerazione dall'alto verso il basso di $9,81 \frac{m}{s^2}$ per l'analisi statica e per l'analisi sismica si è calcolato lo spettro di risposta tramite una funzione specifica del programma.

In particolare, per ogni tipologia di carico (strutturale, non strutturale, uso residenziale, neve...) si sono attribuite delle **non structural mass** sui solai, che sono poi state moltiplicate per i relativi coefficienti e combinate sia tra loro sia con i pesi strutturali delle travi e dei pilastri, come indicato dalla normativa. Per l'analisi sismica invece i coefficienti moltiplicativi sono stati attribuiti tramite il comando **dynamic factor**.

Infine per quanto riguarda i carichi strutturali si sono creati quattro **Load Case** diversi:

- CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G1
- CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI G2
- CARICHI VARIABILI Q
- CARICO NEVE

2. CAPITOLO 2: ANALISI SISMICA DELLA STRUTTURA

2.1. Basi teoriche dell'isolamento sismico

2.1.1. Interpretazione energetica dell'evento sismico

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 che è comunque 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).

La progettazione antisismica delle strutture non può prescindere da un approccio di tipo energetico della problematica progettuale. L'azione di un carico di tipo dinamico su un sistema strutturale introduce in esso una certa quantità di energia. L'energia in ingresso viene trasformata in energia accumulata ed in energia dissipata.

$$E_I \leq E_A + E_D$$

Da un punto di vista matematico, partendo dalla classica equazione del moto per un SDOF, si può scrivere (Uang e Bertero, 1990):

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

la quale può essere integrata tra 0 e t ottenendo:

$$\int_0^t m\ddot{x}dx + \int_0^t c\dot{x}dx + \int_0^t kxdx + \int_0^t h(x, \dot{x})dx = - \int_0^t m\ddot{u}_g dx$$

ed esprimendo i singoli contributi dal punto di vista energetico si scrive più chiaramente:

$$\underbrace{E_k + E_v + E_e + E_h}_{\text{CAPACITA'}} = \underbrace{E_i}_{\text{RICHIESTA}}$$

Avendo indicato con:

- E_k = Energia cinetica
- E_v = Energia dissipata per fenomeni viscosi
- E_e = Energia di deformazione elastica
- E_h = Energia dissipata per fenomeni isteretici
- E_i = Energia in ingresso.

Dunque è chiaro che si può agire o abbattendo l'energia in ingresso (E_i), o 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.

La presenza della dissipazione, a parità di energia immessa, fa sì che rispetto ad un sistema a comportamento elastico lineare siano minori le sollecitazioni elastiche sulla struttura.

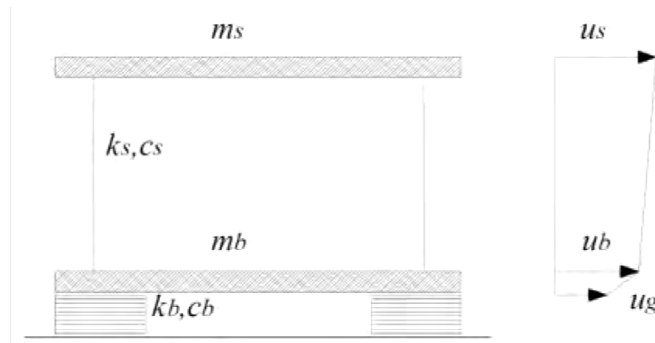
I sistemi costruttivi tradizionali (in c.a., in acciaio, in muratura) fanno affidamento sulla duttilità per ridurre l'entità dell'azione sismica da SLU. Sostanzialmente la duttilità permette di ridurre gli effetti dell'azione del sisma dissipando energia attraverso il danneggiamento, opportunamente studiato, degli elementi strutturali e non strutturali. I sistemi innovativi di progettazione antisismica perseguono la riduzione degli effetti dell'azione del sisma senza contare sulla dissipazione di energia che nasce dal danneggiamento degli elementi strutturali e non strutturali (offrono quindi prestazioni migliori nei confronti dell'SLU e anche nei confronti dell'SLD), piuttosto prevedono l'inserimento di dispositivi adeguatamente progettati per dissipare l'energia in ingresso salvaguardando la struttura.

L'uso di un sistema adeguatamente progettato per le azioni sismiche introduce anche una nuova problematica, ovvero la necessità di predisporre all'interno delle strutture sistemi resistenti doppi.

Invece di adeguare il sistema strutturale destinato a resistere ai carichi verticali, a supportare anche le sollecitazioni sismiche, si fa sempre più strada l'idea di predisporre sistemi resistenti specifici per le azioni orizzontali che si affianchino a quelli per le azioni verticali.

2.1.2. Interpretazione dinamica dell'evento sismico

Di seguito si riporta un breve riassunto del comportamento dinamico di un modello a due masse, come presentato da Kelly e Naeim, 1999. Il comportamento di un edificio isolato può essere ottenuto utilizzando un semplice modello a due gradi di libertà in cui la massa m_s rappresenta la sovrastruttura e la massa m_b rappresenta la massa a livello del piano di isolamento. Si presume che tutti gli elementi strutturali siano linearmente elastici con smorzamento viscoso lineare. Poiché la maggior parte dei sistemi di isolamento sono intrinsecamente non lineari, questa analisi sarà una approssimazione in cui la rigidità e lo smorzamento efficace dovranno essere stimati a partire da un processo di linearizzazione equivalente.



Per semplificare la trattazione conviene ragionare in termini di spostamenti relativi, introducendo le due quantità:

$$\begin{cases} v_b = u_b - u_g \\ v_s = u_s - u_b \end{cases}$$

dove u_g rappresenta lo spostamento del suolo, v_b rappresenta lo spostamento degli isolatori e v_s rappresenta il *drift* interpiano.

Applicando il principio di D'Alembert si possono scrivere le due equazioni del moto, espresse in termini di queste quantità:

$$\begin{cases} (m + m_b)\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + c_b\dot{v}_b + k_b v_b = -(m + m_b)\ddot{u}_g \\ (m_b)\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + c_s\dot{v}_s + k_s v_s = -m\ddot{u}_g \end{cases}$$

Tali espressioni possono anche essere riscritte in forma matriciale:

$$M\ddot{v} + C\dot{v} + Kv = -Mr\ddot{u}_g$$

Si derivano gli spostamenti relativi da quelli assoluti, $d_s = u_s$ e $d_b = -u_g$. La pulsazione della struttura a base fissa è pari a $\omega_b = \sqrt{k_s/m_s}$, la pulsazione del sistema isolato è invece pari a $\omega_b = \sqrt{k_b/(m_s + m_b)}$ e si assume che queste siano molto distanti tra loro. Il rapporto delle pulsazioni al quadrato $\varepsilon = \omega_b^2/\omega_s^2$, generalmente compreso tra 10^{-1} e 10^{-2} , determina una misura della distanza tra le due pulsazioni. È necessaria anche la definizione di un rapporto tra le masse $\gamma = \frac{m_s}{m_s + m_b} = \frac{m}{M}$ in ogni caso sempre minore di 1.

I fattori di smorzamento per la sovra-struttura ed il sistema isolato sono rispettivamente $\beta_s = \frac{c_s}{2\omega_s m_s}$ e $\beta_b = \frac{c_b}{2\omega_b(m_s + m_b)}$ e sono in genere dello stesso ordine di grandezza di ε .

È possibile riscrivere le equazioni del moto del sistema:

$$\begin{cases} \ddot{v}_b + \gamma\ddot{v}_s + 2\omega_b\xi_b\dot{v}_b + \omega_b^2 v_b = -u_g \\ \ddot{v}_b + \ddot{v}_s + 2\omega_s\xi_s\dot{v}_s + \omega_s^2 v_s = -u_g \end{cases}$$

Le grandezze $\omega_b, T_b, \xi_b, \omega_s, T_s, \xi_s$ rappresentano pulsazione, periodo e rapporto di smorzamento di due oscillatori elementari, il primo costituito dalla totalità della massa vincolata al sistema di isolamento, il secondo formato solo dalla sovrastruttura, considerata incastrata alla base.

Risolvendo il problema agli autovalori si definiscono i due modi di vibrare della struttura.

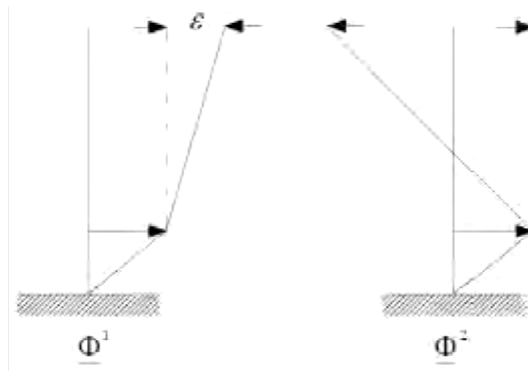
Si assume $\varepsilon \ll 1$, ovvero una sovrastruttura molto più rigida degli isolatori, così da semplificare notevolmente il problema. Così si ottengono le espressioni semplificate delle pulsazioni modali:

$$\begin{cases} \omega_1^2 = \omega_b^2 \cdot (1 - \gamma \cdot \varepsilon) \\ \omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{(1 - \gamma)} \cdot (1 + \gamma \cdot \varepsilon) \end{cases}$$

Le forme modali invece si possono scrivere come

$$\begin{cases} \underline{\Phi}_1^T = \{1, \varepsilon\} \\ \underline{\Phi}_2^T = \left\{1, -\frac{1}{\gamma} \cdot [1 - (1 - \gamma) \cdot \varepsilon]\right\} \end{cases}$$

La figura mostra le prime due forme di vibrazione del modello a due gradi di libertà che descrive il sistema con isolamento.



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 rigidità 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.

Introducendo i modi di vibrare si possono disaccoppiare le equazioni del moto:

$$\begin{cases} \ddot{q}_1 + 2\omega_1\xi_1\dot{q}_1 + \omega_1^2q_1 = -\pi_1\ddot{u}_g \\ \ddot{q}_2 + 2\omega_2\xi_2\dot{q}_2 + \omega_2^2q_2 = -\pi_2\ddot{u}_g \end{cases}$$

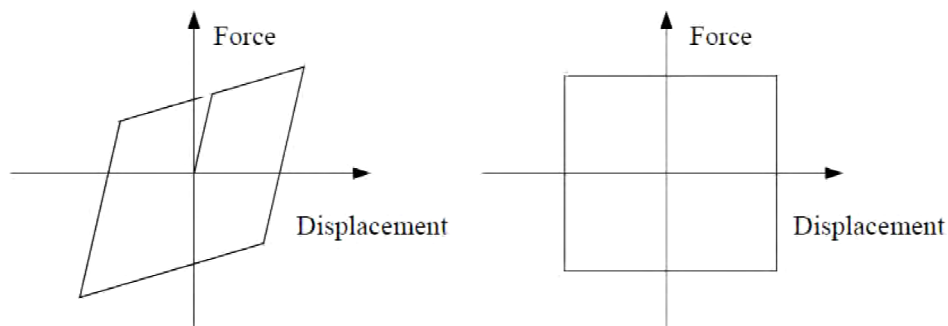
dove π_1 e π_2 rappresentano i coefficienti di partecipazione modale. Sotto le ipotesi assunte possono essere scritti come:

$$\begin{cases} \pi_1 = 1 - \gamma \cdot \varepsilon \\ \pi_2 = \gamma \cdot \varepsilon \end{cases}$$

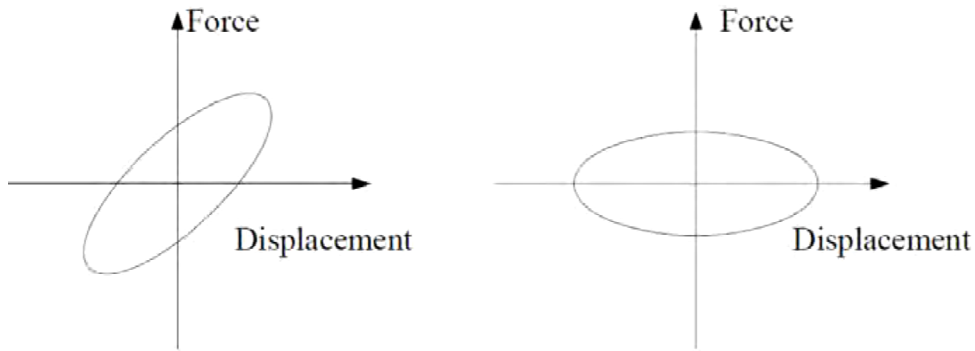
2.2. Cenni sulla dissipazione energetica e background storico

Osservando l'equazione di bilancio dell'energia 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 procurare 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



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 sono riportati i cicli isteretici dei dissipatori dipendenti dalla velocità:



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

2.3. Progettazione sismica tradizionale ed innovativa

L'attuale progettazione sismica si basa sull'approccio definito **Force-Based Design**, nato cercando di imitare il tradizionale approccio utilizzato per la progettazione statica delle strutture. Le problematiche legate a questa metodologia sono diverse e fra esse possono esserne indicate alcune:

- Il *Force-Based Design* è affetto da diverse problematiche. La prima si basa sul fatto che tale approccio si fonda sulla stima della rigidità iniziale per determinare il periodo e la distribuzione delle forze di progetto tra i diversi elementi strutturali; ciò rappresenta un'afezione dell'approccio stesso in quanto dal momento che la rigidità dipende dalla resistenza degli elementi, non può essere conosciuta fintanto che il percorso progettuale non è completo;
- Le forze sismiche vengono distribuite tra i vari elementi strutturali sulla base della rigidità iniziale; ciò non è corretto perché significherebbe assumere che diversi elementi possano essere condotti allo snervamento simultaneamente;
- Il *Force-Based Design* è basato sull'ipotesi che per una data tipologia strutturale e per un dato materiale sia sufficiente un unico fattore di riduzione delle forze (basato sulla capacità di duttilità);
- il sistema resistente progettato per sostenere i carichi verticali viene concepito anche per sostenere i carichi orizzontali derivanti dall'azione sismica.

Inoltre, occorre sottolineare che la progettazione in zona sismica è un problema molto complesso, anche perché l'azione sismica è influenzata dalla risposta dinamica del sistema strutturale, quindi in funzione del comportamento del sistema varia l'azione che lo stesso sistema può subire.

In conclusione, quindi, è possibile notare che, attualmente, la progettazione sismica delle strutture si basa sul fatto che la risposta dinamica del sistema strutturale è

valutata, in un certo senso, “*passivamente*” ed anzi non è governata in modo tale da ottimizzarla; infatti, il sistema strutturale che inizialmente viene concepito per portare solo i carichi verticali, viene successivamente predisposto anche per portare i carichi orizzontali sulla base del suo comportamento dinamico.

Proprio a causa delle diverse problematiche insite nell’attuale metodologia di progettazione sismica delle strutture, recentemente, si è assistito allo sviluppo di nuovi metodi di progettazione sismica. I recenti contributi innovativi che si sono sviluppati nell’ambito della progettazione sismica mirano (al contrario dell’approccio tradizionale), ad un controllo della risposta dinamica del sistema strutturale.

I metodi innovativi, sviluppatisi recentemente nell’ambito della progettazione sismica delle strutture, sono elencati di seguito e successivamente descritti:

- 1) *Performance Based Seismic Design “PBSD” (PEER/Vision 2000)*;
- 2) *Direct Displacement Based Design “DDBD”*;
- 3) Progettazione di *sistemi strutturali specifici* che portino separatamente i carichi orizzontali da quelli verticali (unbonded braces, isolatori sismici,...);
- 4) *Imposizione della risposta dinamica della struttura* in fase di progettazione: la risposta del sistema strutturale è attivamente “governata” e migliorata tramite l’utilizzo di smorzatori o isolatori sismici.

1) Performance Based Seismic Design “PBSD”

Il *Performance Based Seismic Design, (PBSD)*, è stato introdotto dal *PEER* attraverso il documento *Vision 2000* del 1995. L’intento del *Performance Based Seismic Design* è quello di fornire ai progettisti un metodo che consenta loro di progettare, costruire e conservare gli edifici in modo tale che questi siano in grado di esplicitare determinate *prestazioni* se sottoposti a determinati livelli di intensità sismica, ovvero siano in grado di soddisfare prefissati “*obiettivi prestazionali*”. Gli “*obiettivi prestazionali*” (*Performance Objectives*) nascono dunque dall’unione dei cosiddetti “*livelli prestazionali*” e i cosiddetti “*livelli di intensità sismica*” previsti e descritti nel documento *Vision2000*, e possono essere più o meno stringenti in base all’importanza della struttura stessa.

Il *Performance Based Design* si pone dunque come approccio nuovo alla progettazione sismica, ma anche come un approccio di tipo diretto, in quanto consente al progettista di dare delle informazioni al cliente sul prodotto e sulle prestazioni che tale prodotto è in grado di garantire.

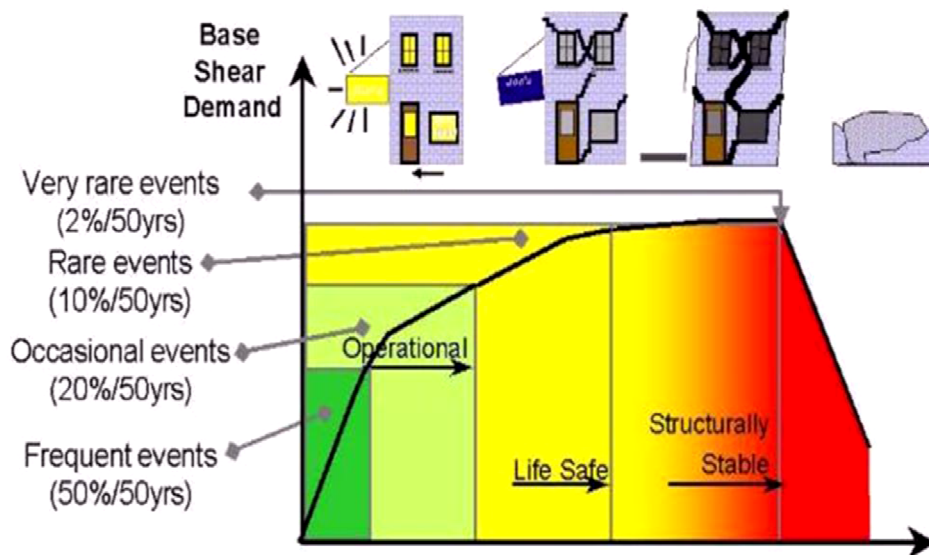
Nonostante il *PBSD* costituisca un grande cambiamento della logica progettuale caratterizzato dall’indubbio vantaggio di identificare e di comunicare correttamente il comportamento sismico atteso da una data struttura, il suo sviluppo completo si è rivelato abbastanza difficile, in particolar modo, a causa del problema di individuare l’input sismico di riferimento.

L'approccio usato negli ultimi anni e nelle normative vigenti per la progettazione di strutture antisismiche si basa sui requisiti prestazionali, cioè sull'accoppiamento delle prestazioni della struttura a livelli di intensità sismica.

Tale teoria, detta *performance based seismic design*, ha come scopo quello di perseguire una progettazione di tipo prestazionale basata su obiettivi e livelli di accettabilità riconosciuti dalla società.

Sono stati stabiliti 4 livelli:

- **Level 1:** *immediatly occupancy o fully operational*, per sismi di debole intensità: la struttura deve essere immediatamente agibile subito dopo l'evento.
- **Level 2:** *occupancy o operational*: la struttura deve essere agibile a valle di riparazioni semplici.
- **Level 3:** *life safety*: l'obiettivo è preservare la vita delle persone.
- **Level 4:** *near collaps*: l'edificio è irrimediabilmente danneggiato, vicino al collasso, ma ancora in piedi.



2) Direct Displacement Based Design "DDBD"

Il *Direct Displacement Based Design*, (DDBD), è stato introdotto originariamente da Nigel Priestely e successivamente è stato sviluppato in collaborazione con G. M. Calvi con il proposito di superare le manchevolezze insite nel convenzionale *Force-Based Design*.

La differenza fondamentale rispetto al *Force-Based Design* riguarda il fatto che il DDBD caratterizza le strutture in modo tale che possano essere progettate facendo ricorso al modello ad un singolo grado di libertà (*single-degree-of-freedom*, SDOF), il quale consente di rappresentare la prestazione della struttura sulla base della massima risposta in termini di spostamento, al contrario dell'approccio tradizionale che invece ricorre alle caratteristiche elastiche iniziali della struttura stessa. In altri termini si può affermare che il *Direct Displacement-Based Design* sostituisce la struttura reale, che in

generale può essere un sistema a più gradi di libertà (*multi-degree-of-freedom, MDOF*), con un oscillatore semplice equivalente e che tale equivalenza viene realizzata sulla base dello spostamento massimo della struttura stessa.

La filosofia fondamentale alla base di tale approccio è quella di progettare una struttura in grado di raggiungere una data performance (individuata da un certo stato limite per la struttura stessa) sotto un sisma di una definita intensità (caratterizzato da una precisa probabilità di occorrenza). Tutto ciò rientra nell'ottica di voler realizzare strutture a "rischio uniforme" che siano coerenti con gli spettri di risposta già caratterizzati da un "rischio uniforme" e già recepiti dai vari codici. La procedura di progettazione consente di determinare la resistenza, richiesta alle porzioni in cui si formeranno le cerniere plastiche, necessaria per raggiungere gli obiettivi progettuali che a loro volta sono stati definiti sulla base di precisi valori di spostamento. Tutto ciò deve essere, in ogni caso, combinato con le strategie imposte dal *Capacity Design*. È stato inoltre dimostrato che i requisiti imposti dal *Capacity Design* su una struttura progettata con il *DDBD* sono meno onerosi di quelli imposti su una struttura progettata con il *Force-Based Design*; ciò si traduce necessariamente in strutture più economiche.

3) Sistemi strutturali specifici

L'idea di utilizzare un *sistema resistente specifico* ovvero *doppio* (cioè costituito da elementi che resistono solo alle azioni verticali e da elementi che resistono solo alle azioni orizzontali), nasce dalla volontà di voler superare il problema insito nelle strutture caratterizzate da un unico sistema resistente sia alle azioni orizzontali sia alle azioni verticali. Infatti, le strutture caratterizzate da un unico sistema resistente sia alle azioni orizzontali sia alle azioni verticali possono, in generale, essere più economiche rispetto alle strutture caratterizzate dalla presenza di un sistema resistente doppio, ma, generalmente, rappresentano un compromesso poco efficace, in quanto non consentono di "controllare" la risposta dinamica del sistema. Al contrario, invece, un sistema resistente doppio (cioè costituito da elementi che resistono solo alle azioni verticali e da elementi che resistono solo alle azioni orizzontali) permette di individuare le caratteristiche del sistema resistente alle azioni orizzontali separatamente rispetto alle caratteristiche del sistema resistente alle azioni verticali, e, consente in questo modo di ottimizzare la risposta dinamica della struttura.

4) Imposizione della risposta dinamica della struttura

L'utilizzo di sistemi innovativi quali *smorzatori* o *isolatori sismici* consente di "governare" attivamente e migliorare la risposta del sistema strutturale. La risposta dinamica della struttura a seguito di un sisma è, in questo modo, "imposta" dal progettista il quale non si limita a compiere una semplice analisi. Gli smorzatori, si fondano sull'idea di modificare (aumentandolo) il periodo fondamentale della struttura, in modo tale da migliorare la risposta sismica della struttura. Tali sistemi innovativi possiedono l'indubbio vantaggio di ridurre considerevolmente le accelerazioni indotte nella

sovrastuttura, ma hanno costi elevati e portano a danni inaccettabili al piano terra (per crisi di piano debole).

È bene notare che tutti i contributi recenti, di cui sopra, sono stati studiati e sviluppati negli anni novanta, e, si può dire, in modo quasi del tutto indipendente gli uni dagli altri, senza cioè riassumerli in un'unica e globale strategia di progettazione che avrebbe permesso di esplorarne appieno le potenzialità.

2.4. Aspetti normativi italiani nella progettazione sismica delle strutture (D.M. 14/01/2008)

La normativa italiana ha recepito le indicazioni riportate sul documento Vision2000 creando e definendo 4 STATI LIMITE:

2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

- *Livello 1 Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, inclusi gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;*
- *Livello 2 Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, inclusi gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;*

2 STATI LIMITE ULTIMI

- *Livello 3 Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva, invece, una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;*
- *Livello 4 Stato Limite di Collasso (SLC): seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici, nonché danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.*

Questi stati limite sono associati ciascuno a una probabilità di superamento:

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

Tabella : Probabilità di superamento degli stati limite

Alla base della progettazione sismica di una struttura ingegneristica con comportamento di tipo dissipativo c'è l'individuazione delle zone di natura dissipativa e non dissipativa. L'assegnazione dei ruoli ai vari elementi strutturali avviene direttamente sul confronto delle resistenze; le strutture con zone dissipative devono essere progettate in maniera tale che queste zone si sviluppino in quelle parti della struttura dove lo snervamento o l'instabilità locale o altri fenomeni dovuti al comportamento isteretico non alterino la stabilità globale della struttura.

Le parti strutturali delle zone dissipative devono avere adeguata resistenza e duttilità, avendo in particolare che la resistenza va verificata secondo l'EC4 mentre la duttilità è ottenuta seguendo le regole specifiche della normativa sismica. Parti non dissipative di strutture dissipative devono avere un'adeguata sovra resistenza per permettere lo sviluppo della plasticizzazione ciclica nelle parti dissipative.

La progettazione sismica tradizionale attua solitamente il **Capacity Design** creando dei rapporti tra le resistenze garantiti dal principio "*Strong column – weak beam*", che permette lo sviluppo di un meccanismo resistente dissipativo globale ove la plasticizzazione è localizzata nelle travi e non nelle colonne. L'eventuale plasticizzazione delle colonne è permessa solo alla base della struttura, poichè comunque non viene alterata la stabilità globale dell'edificio durante il sisma.

- La progettazione di edifici in zona sismica deve seguire la filosofia delle nuove norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14-01-08) dove in primo luogo, per il sito di edificazione e per la tipologia di costruzione in esame, si devono valutare le azioni sismiche relative ai vari Stati Limite da considerare;
- Nella fase progettuale si da per scontato che, per gli Stati Limite di Salvaguardia della Vita e di Collasso, la struttura vada largamente in campo plastico e dunque si devono utilizzare metodi che consentano di tenere in conto la capacità della struttura di dissipare energia in campo plastico, introducendo il "**fattore di struttura**" per ridurre le accelerazioni elastiche, pervenendo così allo Spettro di progetto inelastico;
- Ne consegue che per ottenere il previsto fattore di struttura e, dunque, un'adeguata capacità dissipativa si deve intervenire mediante un insieme di regole sulle caratteristiche dei materiali, sulla geometria degli elementi e sui dettagli costruttivi, più o meno restrittive a seconda che si progetti in classe di duttilità "Alta" o "Bassa". In funzione della classe la richiesta di duttilità sarà differente e dovrà essere in accordo con la "**Gerarchia delle resistenze**".

Può accadere che non tutti gli elementi della struttura vadano in crisi e conseguentemente possono attivarsi dei meccanismi di collasso parziale; le **cerniere plastiche**¹ si formano nelle cosiddette zone critiche degli elementi strutturali e nel caso in cui si formi un numero ridotto di cerniere plastiche, ovvero in presenza di un meccanismo di collasso locale, abbiamo uno sviluppo ridotto della duttilità.

Allora una buona progettazione sismica deve mirare ad ottenere il maggior numero possibile di cerniere plastiche ed inoltre sono da evitare meccanismi di collasso di piano debole in quanto compromettono la stabilità globale della struttura.

In generale abbiamo che il meccanismo di collasso va prefissato ed in particolare in fase di progetto è necessario prefissare l'ordine di formazione delle cerniere plastiche attraverso il MECCANISMO DELLA GERARCHIA DELLE RESISTENZE:

1. LE PRIME CERNIERE PLASTICHE SI FORMANO NELLE SEZIONI DI ESTREMITA' DELLE TRAVI;
2. SUCCESSIVAMENTE NASCONO LE CERNIERE PLASTICHE NELLE SEZIONI DI ESTREMITA' DEI PILASTRI (Possibilità di crollo della struttura);
3. INFINE SI FORMANO LE CERNIERE PLASTICHE NEI NODI STRUTTURALI (Struttura a rischio di collasso).

Il meccanismo della gerarchia delle resistenze vuole evitare il crollo della struttura e inoltre l'ordine di formazione delle cerniere plastiche è connesso alla difficoltà di separazione dell'elemento plasticizzato. Nell'ambito del meccanismo della gerarchia delle resistenze abbiamo che il requisito fondamentale della progettazione antisismica è che qualora in una struttura sussista la possibilità di meccanismi di rottura alternativa (Duttile o Fragile) deve sempre avvenire prima la rottura caratterizzata dal meccanismo duttile. Questo implica la necessità di innalzare in modo opportuno la resistenza degli elementi strutturali suscettibili di meccanismi di rottura fragile, avendo che in questo modo il comportamento globale della struttura è governato dal meccanismo di rottura duttile poiché il meccanismo fragile, lontano dalla soglia di resistenza, non è in grado di attivarsi.

Nelle strutture antisismiche dovranno essere esaminati tutti i possibili meccanismi di rottura, i quali saranno ordinati a seconda della loro duttilità, conferendo maggiore resistenza agli elementi più fragili secondo appunto il principio della gerarchia delle resistenze. Analizzando i pilastri è necessario andare a progettare quest'ultimi in modo tale che la crisi si manifesti prima nelle sezioni di estremità delle travi in modo tale da evitare il crollo della struttura e salvaguardare le vite umane; quanto appena affermato ci porta a progettare le travi, ovvero gli elementi strutturali orizzontali, conferendogli un

¹ La cerniera plastica è una porzione dell'elemento strutturale in cui si concentrano le deformazioni plastiche irreversibili; in pratica quando in una generica sezione dell'elemento si osservano delle elevate dilatazioni abbiamo che il momento flettente varia molto poco mentre si hanno elevate escursioni di curvatura. Tale comportamento può essere assimilato a quello di una cerniera dotata di attrito e capace di rimanere in campo elastico per $M < M_y$, ma anche di consentire libere rotazioni relative tra le facce contrapposte della cerniera quando $M > M_y$, in pratica di consentire incrementi di curvatura a momento costante.

momento resistente inferiore a quello dei pilastri tenendo conto del coefficiente di sovra resistenza γ_{Rd} :

$$\sum M_{c,Rd} \leq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd} \rightarrow \text{il momento resistente nel pilastro è determinato tenendo conto della presenza dello sforzo normale } N, \text{ il quale in termini di } M_{b,Rd} \text{ è benefico in quanto le deformazioni prodotte dallo sforzo normale sono opposte a quelle prodotte dal momento flettente.}$$

In un elemento inflesso la rottura può avvenire per flessione o per taglio tuttavia se le armature sono correttamente progettate la rottura per flessione è generalmente duttile mentre quello per taglio è in ogni caso fragile; ALTRO ASPETTO DELLA GERARCHIA DELLE RESISTENZE È QUELLO DI IMPORRE CHE LA STRUTTURA SUBISCA UNA ROTTURA O CRISI PER FLESSIONE CHE AVVENGA PRIMA DELLA CRISI PER TAGLIO, LA QUALE RISULTA ESSERE UN MECCANISMO DI ROTTURA FRAGILE. Questo implica per le travi che il taglio di progetto non sia quello che discende dall'analisi strutturale bensì il massimo possibile dato dal carico distribuito sulla trave e dai momenti di plasticizzazione delle sezioni di estremità della trave, amplificati da un coefficiente di sovra resistenza $\gamma_{Rd} = 1,20$ il quale copre le incertezze esistenti sui materiali, ovvero tiene conto del fatto che l'acciaio può lavorare ad una tensione superiore a quella di snervamento f_{yk} e che si possono avere incrementi di resistenza per effetto dell'incrudimento.

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l} + \frac{ql}{2}$$

Infine è opportuno sottolineare che il materiale che fornisce duttilità alla struttura è l'acciaio pertanto in generale va garantito che i meccanismi di rottura che coinvolgono tale materiale vengano effettivamente sviluppati; questo porta a dover assicurare la presenza di acciai di resistenza quanto più prossima a quella prevista, essendo l'eccesso di resistenza negativo al pari del deficit di resistenza.

In merito a quanto detto, spesso, alcuni elementi strutturali vanno progettati non in base alle sollecitazioni di calcolo ma in relazione alle loro resistenze; in altre parole si progetta per la "capacità" degli elementi e non per le sollecitazioni che derivano dall'analisi. Da qui il nome di "**Capacity Design**". In una struttura la gerarchia delle resistenze deve essere garantita a tutti i livelli strutturali: dei materiali, delle sezioni, degli elementi e dell'intera struttura.

Per ogni livello si deve verificare quale sia il meccanismo fragile e quale quello duttile in modo da effettuare una progettazione in cui si sovradimensionano i meccanismi fragili.

Facendo riferimento alla normativa italiana attualmente in vigore si definisce **vita nominale di un'opera strutturale** V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è qui sotto riportata:

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni e di importanza strategica	≥ 100

___ Tipologia strutturale in esame.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classe d'uso così definite:

Classe I: costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente.

Classe III: costruzioni il cui uso prevedeva affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente, reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV.

Classe IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente; reti viarie di tipo A o B, ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione dopo un evento sismico.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad una vita 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 : $V_R = V_N * C_U$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in tabella:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Una volta individuata la vita nominale dell'opera in esame (50 anni nel caso di strutture prefabbricate come quelle da noi considerate) è possibile ricavare il periodo proprio di ritorno del sisma T_R secondo la relazione:

$T_R = V_R / -\ln^*(1-p) = 475$ anni, con $-\ln^*(1-p) \rightarrow p$ quando $p \rightarrow 0$ e con $p =$ probabilità di ritorno del sisma = 10%, considerando l' SLV.

Il **periodo proprio di ritorno del sisma di 475 anni** è in funzione dei tre parametri indipendenti a_g , F_0 e T_c^* i quali variano in funzione della localizzazione geografica (latitudine ϕ ; longitudine λ).

Nell'ambito della progettazione in zona sismica, secondo quanto prescritto dalla norma NTC 2008, andremo a considerare una costruzione con vita nominale V_N sottoponendola ad un evento sismico con periodo di ritorno T_R lungo rispetto alla vita della struttura ed un evento sismico con periodo di ritorno breve; *NEL CASO DI PERIODO DI RITORNO LUNGO ($T = 475$ anni) FAREMO RIFERIMENTO ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA UMANA **SLV**, AMMETTENDO CHE LA COSTRUZIONE POSSA SUBIRE DANNI E ROTTURE MANTENENDO PERO' UNA PARTE DELLA RESISTENZA E RIGIDEZZA PER AZIONI VERTICALI ED UN MARGINE DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DEL COLLASSO PER AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI. NEL CASO INVECE DI PERIODO DI RITORNO BREVE ($T = 50$ anni), PARAGONABILE ALLA VITA NOMINALE DELLA COSTRUZIONE, INVECE FAREMO RIFERIMENTO ALLO STATO LIMITE DI DANNO **SLD** IN QUANTO L'EVENTO SISMICO E' CONSIDERATO UN'AZIONE DI ESERCIZIO.*

Con riferimento al Decreto Ministeriale 14/01/2008 abbiamo che la riduzione della risposta sismica orizzontale, qualunque siano la tipologia e i materiali strutturali della costruzione, può essere ottenuta mediante una delle seguenti strategie d'isolamento o mediante una loro appropriata combinazione:

- Incrementando il periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta;
- Limitando la massima forza orizzontale trasmessa.

In entrambe le strategie le prestazioni dell'isolamento possono essere migliorate attraverso la dissipazione nel sistema di isolamento di una consistente aliquota dell'energia meccanica trasmessa dal terreno alla costruzione.

L'isolamento comporta sostanzialmente due tipi di benefici:

- benefici diretti sulla sovrastruttura: contenimento delle forze d'inerzia di natura sismica direttamente agenti su di essa;
- benefici indiretti sulla sottostruttura: contenimento delle forze d'inerzia trasmesse dalla sovrastruttura alla sottostruttura.

Negli edifici, la discontinuità strutturale viene spesso realizzata alla base, tra la fondazione e l'elevazione (isolamento alla base) o immediatamente al di sopra di un piano, per lo più scantinato.

Nei ponti l'isolamento sismico è generalmente realizzato tra l'impalcato e le strutture di supporto (pile e le spalle), nel qual caso gli isolatori sostituiscono gli usuali apparecchi di appoggio.

Le normative sismiche italiane hanno sempre diviso il territorio nazionale in zone entro le quali si poteva considerare la probabilità dell'evento sismico omogenea; con la nuova normativa, **D.M. 14/01/2008**, entrata in vigore dopo il terremoto dell'Aquila, è cambiata la concezione preesistente e non si hanno più valori relativi alle zone, ma valori puntuali sul territorio con un passo di 5 km.

Conoscendo latitudine e longitudine del sito dove costruire la nuova opera, è possibile ricavare i valori sismici, interpolando i valori dei 4 punti che lo racchiudono. Questa operazione si può eseguire con il software “ACCA”.

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- *accelerazione massima attesa in superficie;*
- *accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;*
- *accelerogramma.*

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale sia il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi, ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Lo spettro di risposta elastico delle componenti verticali è definito dalle seguenti equazioni:

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

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

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

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

Nelle quali:

- *T e S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione e accelerazione spettrale orizzontale.*
- *S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione $S = S_t * S_S$ essendo S_S il coefficiente di*

amplificazione stratigrafica (vedi tabella) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi tabella);

- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0,55$ dove ξ è espresso in percentuale e valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C * T_C^*$ dove C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi tabella);
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, $T_B = T_C / 3$
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi.

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o nel caso in cui si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella: *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella: *Categorie topografiche*

Categoria Sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10(T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05(T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25(T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15(T_c^*)^{-0,40}$

Tabella: *Coefficienti di amplificazione sismografica*

Ai fini del progetto o della verifica delle strutture, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che considera in modo semplificato la capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, l'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 che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule dello spettro elastico η con $\frac{1}{q}$, dove q è il fattore di struttura.

Il valore del *fattore di struttura* q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale.

Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 * K_R$$

Dove:

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0.20 a_g$.

Per quanto riguarda l'utilizzo degli accelerogrammi, è necessario rispettare le seguenti indicazioni, dettate dalla normativa.

Gli stati limite, ultimi e di esercizio, possono essere verificati mediante l'uso di accelerogrammi artificiali, simulati o naturali. Ciascun accelerogramma descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali, ed una verticale) costituisce un gruppo di accelerogrammi.

La durata degli accelerogrammi artificiali deve essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di a_g e di S_s .

In assenza di studi specifici, la durata della parte pseudo – stazionaria degli accelerogrammi deve essere almeno pari a 10 s ed inoltre la parte pseudo – stazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti di ampiezza crescente da zero e decrescente a zero, di modo che la durata complessiva dell'accelerogramma non sia inferiore a 25 s.

Gli accelerogrammi artificiali devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta adottato nella progettazione. La coerenza con lo spettro elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un **coefficiente di smorzamento viscoso equivalente** ξ del 5%. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10% rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli $0,15s \div 2,0s$ e $0,15s \div 2T$, in cui T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi, e $0,15 s \div 1,5 T$, per le verifiche agli stati limite di esercizio.

Nel **caso di costruzioni con isolamento sismico**, il limite superiore dell'intervallo di coerenza è assunto pari a $1,2 T_{is}$, essendo T_{is} il periodo equivalente della struttura isolata, valutato per gli spostamenti del sistema d'isolamento prodotti dallo stato limite in esame.

L'uso di accelerogrammi artificiali non è ammesso nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici, mentre l'uso di accelerogrammi generati mediante simulazione del meccanismo di sorgente e della propagazione è ammesso a condizione che siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e del mezzo di propagazione.

L'uso di accelerogrammi registrati, infine, è ammesso, a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito.

Gli accelerogrammi registrati devono essere selezionati e scalati in modo da approssimare gli spettri di risposta nel campo di periodi di interesse per il problema in esame.

Esistono 4 approcci diversi, accettati dal D.M. 14/01/2008, per la valutazione dell'azione sismica, due lineari, due non lineari:

- **Analisi statica lineare:** è un'analisi statica equivalente;
- **Analisi dinamica lineare:** è un'analisi modale con spettro di risposta;
- **Analisi statica non lineare:** è un'analisi Push-Over;
- **Analisi dinamica non lineare:** è un'analisi Time-History Step-By-Step.

L'**Analisi Statica Equivalente (ASE)**, è descritta nella paragrafo 7.3.3.2 del D.M. 14/01/2008. La normativa permette l'utilizzo ufficiale di tale teoria solo se l'edificio risulta essere regolare in altezza; inoltre è prevista l'analisi piana (più telai sovrapposti in uno) solo se è anche regolare in pianta e devono esserci modesti effetti torsionali.

In questa analisi si calcolano le forze statiche equivalenti di piano, tramite la seguente equazione

$$F_i = F_h * z_i * \frac{W_i}{\sum z_j * W_j} \quad \text{con } F_h = S_d(T_1) * W * \lambda / g$$

dove:

- F_i è la forza da applicare alla massa i -esima
- W_i e W_j sono i pesi della massa i e della massa j ;
- z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j ;
- $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto, vedi sopra;
- W è il peso complessivo della costruzione;
- λ è un coefficiente pari a 0,85 per se la costruzione ha almeno 3 orizzontamenti e se $T_1 < 2T_c$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;
- g è l'accelerazione di gravità.

L'analisi si compie applicando contemporaneamente queste forze ai rispettivi piani e verificando il comportamento strutturale dell'edificio.

L'**Analisi lineare dinamica Modale a Spettro di Risposta (AMSR)** ipotizza un comportamento elastico lineare della struttura; è costituita da un'analisi modale, in quanto vengono determinati i modi di vibrare della struttura, e dal calcolo degli effetti sulla struttura di ciascun modo di vibrare, effettuato con lo spettro di risposta di progetto.

Infine si devono combinare gli effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno, a tal riguardo, considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e, comunque, un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi, deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione

$$E = \left(\sum_i \sum_j \rho_{ij} * E_i * E_j \right)^{1/2}$$

dove:

- E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;
- ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) [(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}]}$$

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi $\left(\beta_{ij} = T_j / T_i \right)$.

L'Analisi Push Over consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, nella direzione considerata dall'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionale alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio alla base) F_b .

Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale dc di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torsioni). Il **diagramma $F_b - dc$** rappresenta la curva di capacità della struttura.

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2).

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche, applicabile solo se il modo di vibrare, fondamentale nella direzione considerata, ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_C .

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

L'analisi richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

L'Analisi Time History Step By Step (THA) consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non

lineare della struttura e gli accelerogrammi definiti al § 3.2.3.6. Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

L'analisi dinamica non lineare deve essere confrontata con una analisi modale con spettro di risposta di progetto, al fine di controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base delle strutture.

Qualunque sia il tipo di analisi effettuata sulla struttura le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio devono essere effettuate combinando l'azione sismica con le altre azioni con la formula già vista nel capitolo I.

Gli effetti dell'azione sismica devono essere valutati tenendo conto delle masse relative ai seguenti carichi: $G_1 + G_2 + \Sigma \Psi_{21} Q_{k1}$

Per i valori di Ψ_{21} vedi tabella.

2.5. Analisi con spettro di risposta della struttura in esame

L'analisi della struttura viene eseguita con il metodo della analisi modale con spettro di risposta, su modello tridimensionale. Questo metodo di procedere viene definito dalle norme come il metodo "normale" per investigare la risposta sismica delle strutture.

In aggiunta all'eccentricità effettiva, dovrà essere considerata un'eccentricità accidentale, spostando il centro di massa di ogni piano i , in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. La combinazione dei modi, al fine del calcolo di sollecitazioni e spostamenti è stata effettuata con la tecnica CQC (Combinazione Quadratica Completa), in quanto non è rispettata la regola secondo la quale tutti i modi di vibrazione devono differire almeno del 10%. Per quanto concerne la combinazione delle componenti dell'azione sismica (EC8 4.3.3.4 *Combination of the effects of the components of the seismic action*), l'EC8 consente di procedere in due modi:

1. Combinare i risultati (sollecitazioni, spostamenti, drift di piano, ecc...) dell'azione sismica, applicata separatamente lungo due direzioni orizzontali ortogonali, con la tecnica SRSS (Radice Quadrata della Somma dei Quadrati).
2. Combinare i valori massimi della risposta sismica ottenuti in ciascuna delle due azioni orizzontali ortogonali applicate separatamente, sommando ai massimi ottenuti per l'azione sismica applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione sismica applicata nell'altra direzione.

Come ampiamente spiegato e illustrato, si è creato un modello rappresentante l'edificio in esame tramite il programma di calcolo Straus7.

È stata, quindi, eseguita una **Linear Static Analysis** della struttura attribuendo ad essa i carichi come definiti dalla normativa per gli SLU:

$$Y_{G1} G_1 + Y_{G2} G_2 + Y_P P + Y_{Q1} Q_{k1} + Y_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + Y_{Q3} \Psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Oltre a ciò, è stata eseguita una *Linear Static Analysis* con i carichi relativi alla combinazione sismica, senza tenere conto delle azioni sismiche E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

I risultati ottenuti vengono successivamente combinati linearmente con quelli ricavati dall'analisi sismica dell'edificio.

Le sollecitazioni sismiche vengono ricavate tramite una *Spectral Response Analysis*, già illustrata nel paragrafo precedente, preceduta però da una opportuna *Natural Frequency Analysis*.

2.5.1. Natural Frequency Analysis

Una delle caratteristiche più importanti di un sistema dinamico è l'insieme di frequenze naturali del sistema. Il fenomeno di risonanza noto è legato alle frequenze naturali di un sistema dinamico, quando la frequenza del carico applicato esternamente avvicina sui frequenze naturali del sistema, la sua risposta sarà significativamente maggiore se lo smorzamento è piccolo.

Per un sistema con più gradi di libertà, ci sarà un certo numero di frequenze, e per ogni frequenza naturale esiste una modalità di vibrazione corrispondente (chiamato forma modale). Entrambe le frequenze naturali e le loro forme modali corrispondenti sono proprietà del sistema. Per un sistema non smorzata sono completamente determinati dalla massa e la distribuzione rigidità, in altre parole con le matrici di massa e rigidità globale.

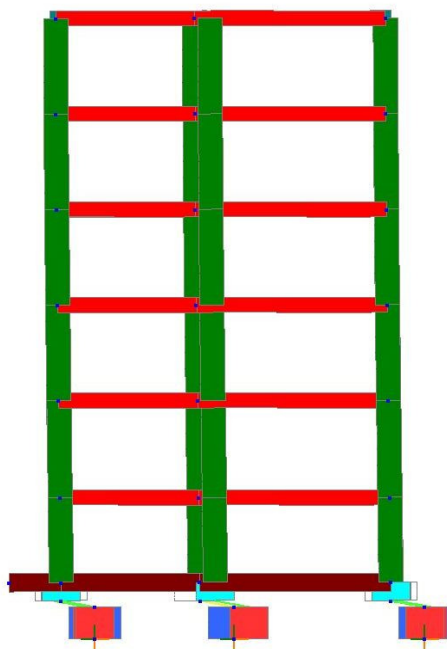
Matematicamente il processo di ricerca forma frequenze proprie e modalità di un sistema comporta la soluzione di un problema agli autovalori. L'autovalore calcolato determinare le frequenze naturali, gli autovettori corrispondenti rappresentano le forme modali.

Si è quindi effettuata l'analisi a frequenze naturali e vengono riportate di seguito le *frequenze naturali* associate ai primi venti modi di vibrare e le *deformate o forme modali* relative ai soli primi quattro modi di vibrare:

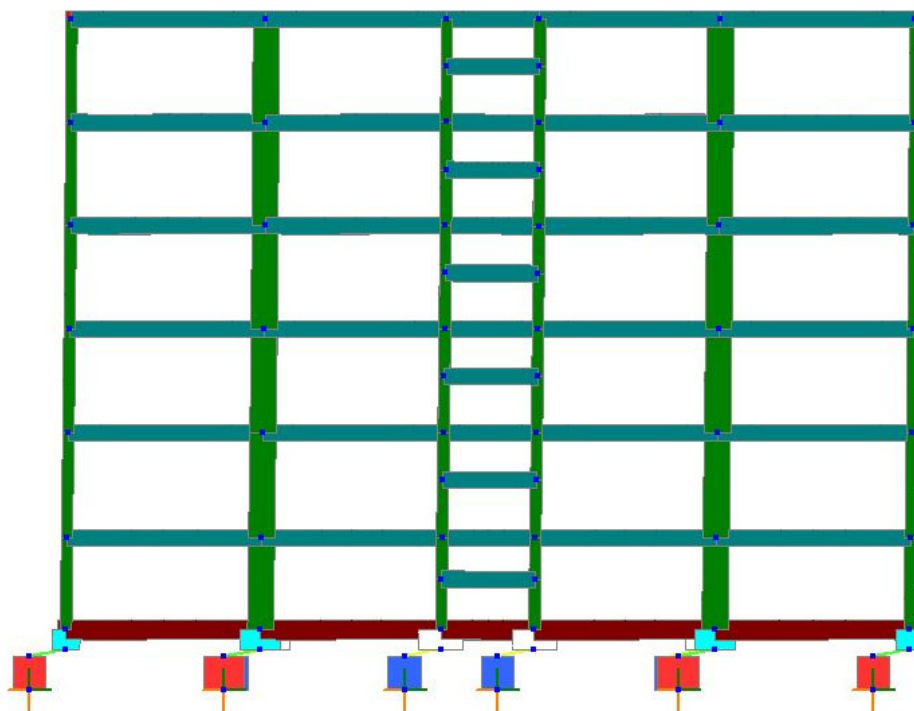
THE FIRST 20 EIGENVALUES HAVE CONVERGED

FINAL FREQUENCY RESULTS			
Mode	Eigenvalue	Frequency (rad/s)	Frequency (Hertz)
1	5.55496077E+00	2.35689643E+00	3.75111717E-01
2	5.58017446E+00	2.36223929E+00	3.75962060E-01
3	1.53178338E+02	1.23765237E+01	1.96978492E+00
4	1.58460106E+02	1.25880938E+01	2.00345736E+00
5	7.73610090E+02	2.78138471E+01	4.42671125E+00
6	8.67040869E+02	2.94455577E+01	4.68640606E+00
7	2.14945264E+03	4.63621898E+01	7.37877168E+00
8	2.77266661E+03	5.26561165E+01	8.38048123E+00
9	3.55568150E+03	5.96295355E+01	9.49033532E+00
10	3.71675842E+03	6.09652230E+01	9.70291660E+00
11	3.91598279E+03	6.25778139E+01	9.95956841E+00
12	4.03636480E+03	6.35323917E+01	1.01114942E+01
13	4.22475178E+03	6.49980906E+01	1.03447674E+01
14	4.63378851E+03	6.80719363E+01	1.08339851E+01
15	4.95772232E+03	7.04110952E+01	1.12062738E+01
16	5.07917146E+03	7.12683061E+01	1.13427032E+01
17	5.91650145E+03	7.69187977E+01	1.22420069E+01
18	6.15545226E+03	7.84566903E+01	1.24867701E+01
19	6.40965048E+03	8.00602928E+01	1.27419913E+01
20	7.10530097E+03	8.42929473E+01	1.34156392E+01

Come si può facilmente osservare dalla tabella sopra riportata abbiamo che la *frequenza* associata al primo modo di vibrare è di 0,3751 Hz, a cui corrisponde un **Periodo di vibrazione** $T = \frac{1}{f} = 2,666 \text{ sec}$. Come sappiamo a ciascun modo di vibrare è associata una **deformata modale** ed allora riportiamo quelle associate al primo e secondo modo di vibrare:



DEFORMATA MODALE DEL 1° MODO di VIBRARE



DEFORMATA MODALE DEL 2° MODO di VIBRARE

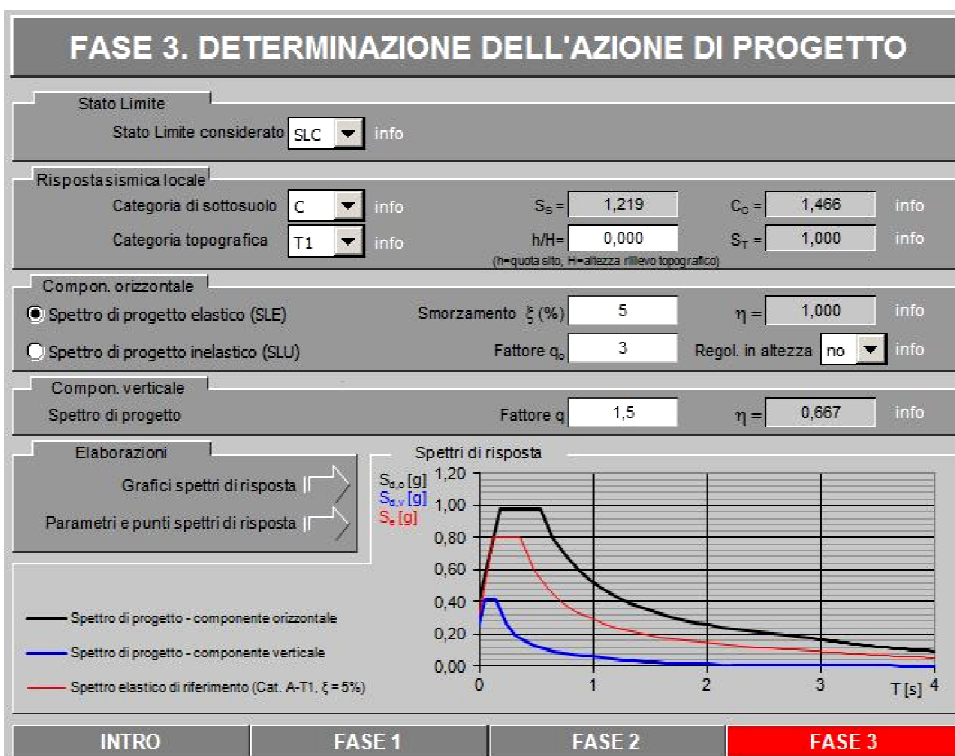
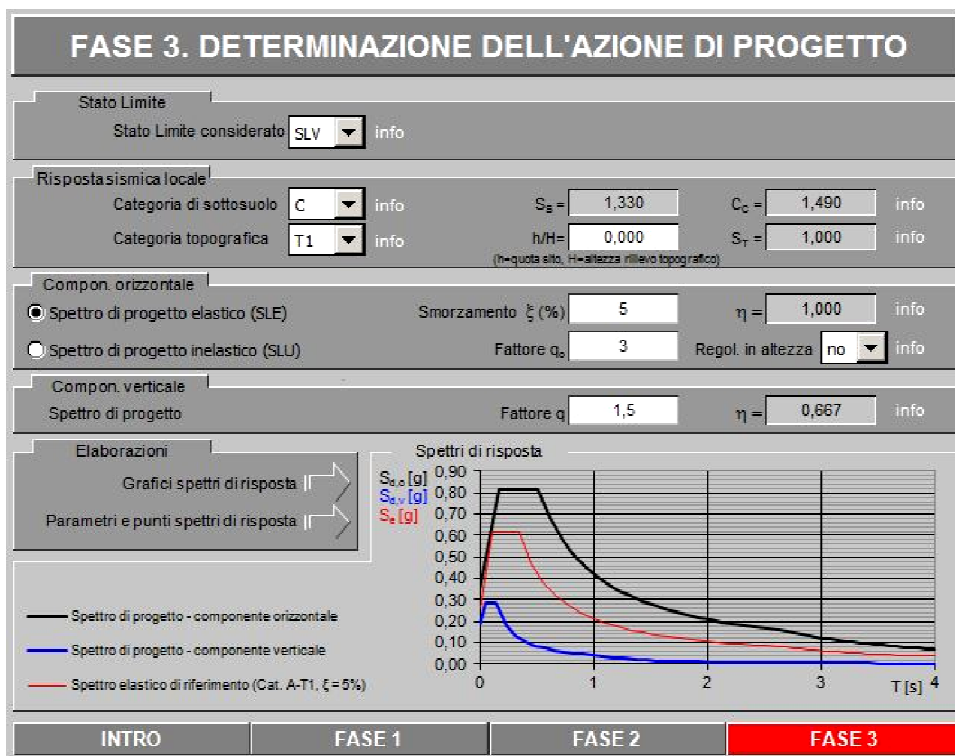
(* per completezza e chiarezza si riporta l'intero tabulato della Natural Frequency Analysis nell'allegato 2)

2.5.2. Spectral Response Analysis

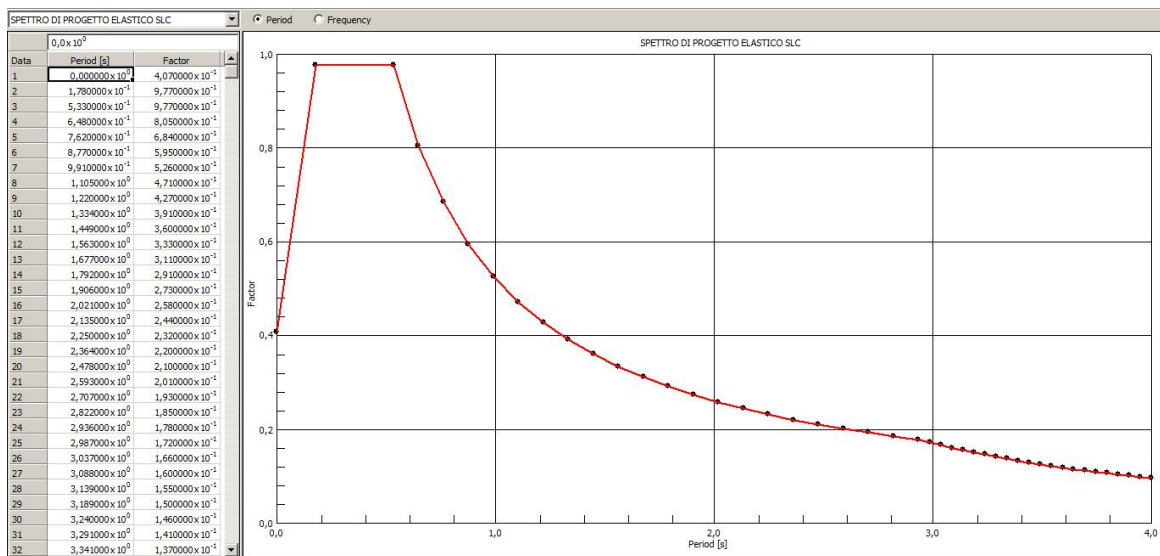
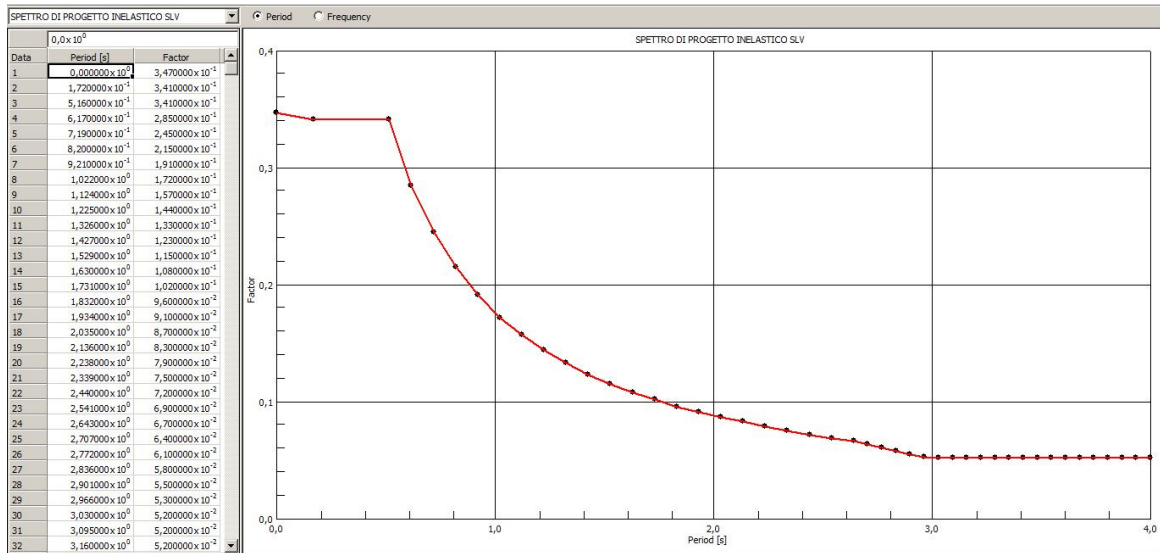
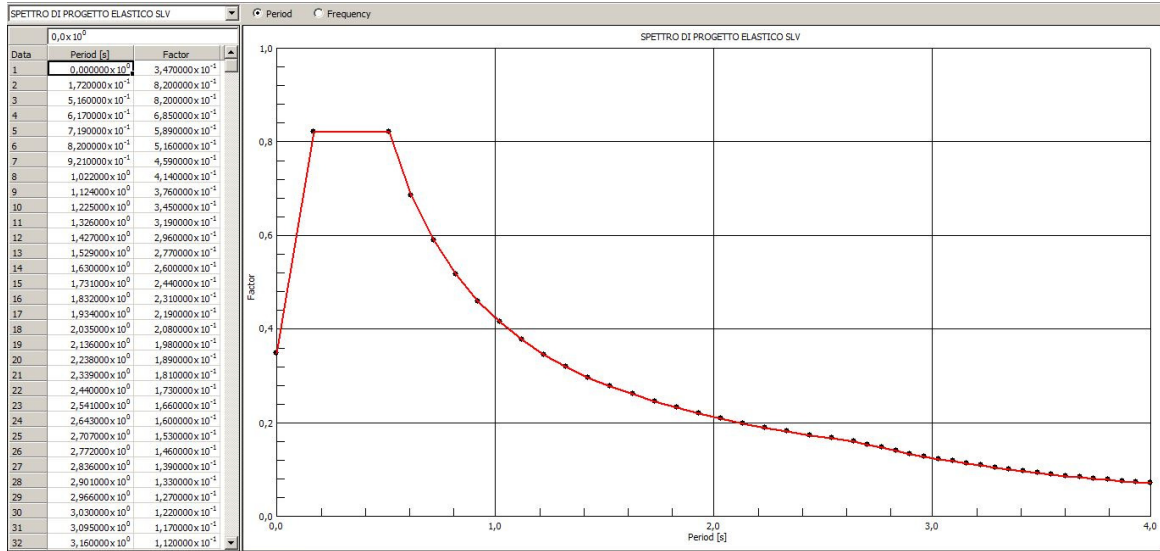
Una volta effettuata l'analisi a frequenze naturali si è proceduto ad effettuare l'analisi con spettro di risposta ricordandoci che, secondo quanto prescritto dalla normativa italiana di riferimento D.M. 14/01/2008, dovremmo riferirci allo Stato limite ultimo di Salvaguardia della vita umana (SLV), considerando un spettro di risposta elastico ed uno spettro di risposta inelastico abbattuto di un fattore di struttura q , per quanto concerne la sovrastruttura mentre nell'ambito dell'analisi e progettazione del sistema di isolamento dovremmo riferirci allo Stato limite di Collasso (SLC) considerando esclusivamente lo spettro di progetto elastico.

Si è pertanto calcolato lo spettro di risposta tramite le equazioni viste in precedenza.

Da un software presente sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici www.cslp.it è stato possibile ottenere i valori caratteristici a_g , F_0 e T_C^* e lo spettro di risposta relativo, inserendo il nome del comune nel cui territorio risiede la struttura, ovvero, nel caso in esame, L'Aquila.



Tramite una funzione specifica del programma Straus7 sono stati creati gli spettri di progetto elastici e inelastici che vengono sotto riportati:



Una volta definiti gli spettri di progetto elastici ed inelastici si effettua una Spectral Response Analysis andando a selezionare come load type “Base Acceleration” ed introducendo la direzione di entrata del sisma ovvero:

- Sisma entrante in direzione x con il 30% in direzione y
- Sisma entrante in direzione y con il 30% in direzione x

```
EXCITATION CASE 1: "SISMA SLU LUNGO X"
Direction Vector: ( 1.000000E+00,  3.000000E-01,  0.000000E+00)
Spectral Table   : SPETTRO DI PROGETTO INELASTICO SLV
```

```
EXCITATION FACTORS FOR CASE 1: "SISMA SLU LUNGO X"
Mode Spectral Value Excitation Amplitude Participation (%)
  1   6.592785E-02  4.784313E+02  7.025661E+01  8.117
  2   6.621049E-02  1.594283E+03  2.340716E+02  90.130
  3   3.410000E-01  2.533486E+01  1.199692E+00  0.023
  4   3.410000E-01  7.902062E+01  3.650022E+00  0.221
  5   3.410000E-01  1.373855E+01  1.707927E-01  0.007
  6   3.410000E-01  3.844282E+00  4.307742E-02  0.001
  7   3.422724E-01  4.362379E+00  2.084293E-02  0.001
  8   3.428375E-01  1.146523E+00  4.287197E-03  0.000
  9   3.433243E-01  1.923741E-01  5.651005E-04  0.000
 10   3.434048E-01  2.786552E-01  7.839802E-04  0.000
 11   3.434975E-01  1.420560E-01  3.798267E-04  0.000
 12   3.435501E-01  2.356949E-01  6.118450E-04  0.000
 13   3.436279E-01  1.652688E-01  4.103269E-04  0.000
 14   3.437802E-01  1.948443E+00  4.419415E-03  0.000
 15   3.438871E-01  3.105498E-01  6.592585E-04  0.000
 16   3.439246E-01  1.025849E+00  2.126675E-03  0.000
 17   3.441505E-01  6.613882E+00  1.180288E-02  0.002
 18   3.442063E-01  8.778522E+00  1.506745E-02  0.003
 19   3.442623E-01  3.958715E+01  6.529437E-02  0.056
 20   3.443998E-01  1.205328E+01  1.796143E-02  0.005
```

```
-----
TOTAL MASS PARTICIPATION: 98.564%
```

```
Calculating Maximum Response Results Using SRSS Combination...
```


EXCITATION CASE 2: "SISMA SLU LUNGO Y"
 Direction Vector: (3.000000E-01, 1.000000E+00, 0.000000E+00)
 Spectral Table : SPETTRO DI PROGETTO INELASTICO SLV

EXCITATION FACTORS FOR CASE 2: "SISMA SLU LUNGO Y"				
Mode	Spectral Value	Excitation	Amplitude	Participation (%)
1	6.592785E-02	1.594179E+03	2.341017E+02	90.119
2	6.621049E-02	4.781070E+02	7.019537E+01	8.106
3	3.410000E-01	8.367281E+01	3.962193E+00	0.248
4	3.410000E-01	2.346212E+01	1.083733E+00	0.020
5	3.410000E-01	4.159383E+00	5.170795E-02	0.001
6	3.410000E-01	1.291952E+01	1.447707E-01	0.006
7	3.422724E-01	1.304638E+00	6.233404E-03	0.000
8	3.428375E-01	3.809872E+00	1.424627E-02	0.001
9	3.433243E-01	3.137025E-01	9.215039E-04	0.000
10	3.434048E-01	1.286995E-01	3.620884E-04	0.000
11	3.434975E-01	8.573974E-02	2.292493E-04	0.000
12	3.435501E-01	1.003290E-01	2.604460E-04	0.000
13	3.436279E-01	6.802975E-02	1.689033E-04	0.000
14	3.437802E-01	5.919150E-01	1.342569E-03	0.000
15	3.438871E-01	3.224426E-01	6.845054E-04	0.000
16	3.439246E-01	9.367036E-01	1.941868E-03	0.000
17	3.441505E-01	5.335450E+00	9.521440E-03	0.001
18	3.442063E-01	6.767931E+00	1.161647E-02	0.002
19	3.442623E-01	3.129667E+01	5.162019E-02	0.035
20	3.443998E-01	8.545333E+00	1.273399E-02	0.003

 TOTAL MASS PARTICIPATION: 98.539%

Calculating Maximum Response Results Using SRSS Combination...

EXCITATION CASE 3: "SISMA SLC LUNGO X"
 Direction Vector: (1.000000E+00, 3.000000E-01, 0.000000E+00)
 Spectral Table : SPETTRO DI PROGETTO ELASTICO SLC

EXCITATION FACTORS FOR CASE 3: "SISMA SLC LUNGO X"				
Mode	Spectral Value	Excitation	Amplitude	Participation (%)
1	1.958861E-01	4.784313E+02	1.211029E+02	8.117
2	1.963093E-01	1.594283E+03	4.030471E+02	90.130
3	9.770000E-01	2.533486E+01	2.030673E+00	0.023
4	9.770000E-01	7.902062E+01	6.178252E+00	0.221
5	9.770000E-01	1.373855E+01	2.890943E-01	0.007
6	9.770000E-01	3.844282E+00	7.291548E-02	0.001
7	8.409811E-01	4.362379E+00	3.267126E-02	0.001
8	7.891078E-01	1.146523E+00	6.504253E-03	0.000
9	7.444219E-01	1.923741E-01	8.321143E-04	0.000
10	7.370293E-01	2.786552E-01	1.148535E-03	0.000
11	7.285247E-01	1.420560E-01	5.531537E-04	0.000
12	7.236938E-01	2.356949E-01	8.880221E-04	0.000
13	7.165524E-01	1.652688E-01	5.925292E-04	0.000
14	7.025743E-01	1.948443E+00	6.317868E-03	0.000
15	6.927549E-01	3.105498E-01	9.357020E-04	0.000
16	6.893178E-01	1.025849E+00	3.010781E-03	0.000
17	6.685786E-01	6.613882E+00	1.645092E-02	0.002
18	6.634512E-01	8.778522E+00	2.091870E-02	0.003
19	6.583145E-01	3.958715E+01	9.029167E-02	0.056
20	6.456951E-01	1.205328E+01	2.459367E-02	0.005

 TOTAL MASS PARTICIPATION: 98.564%

Calculating Maximum Response Results Using SRSS Combination...

EXCITATION CASE 4: "SISMA SLC LUNGO Y"
 Direction Vector: (3.000000E-01, 1.000000E+00, 0.000000E+00)
 Spectral Table : SPETTRO DI PROGETTO ELASTICO SLC

EXCITATION FACTORS FOR CASE 4: "SISMA SLC LUNGO Y"

Mode	Spectral Value	Excitation	Amplitude	Participation (%)
1	1.958861E-01	1.594179E+03	4.035265E+02	90.119
2	1.963093E-01	4.781070E+02	1.208692E+02	8.106
3	9.770000E-01	8.367281E+01	6.706651E+00	0.248
4	9.770000E-01	2.346212E+01	1.834393E+00	0.020
5	9.770000E-01	4.159383E+00	8.752405E-02	0.001
6	9.770000E-01	1.291952E+01	2.450478E-01	0.006
7	8.409811E-01	1.304638E+00	9.770853E-03	0.000
8	7.891078E-01	3.809872E+00	2.161350E-02	0.001
9	7.444219E-01	3.137025E-01	1.356921E-03	0.000
10	7.370293E-01	1.286995E-01	5.304615E-04	0.000
11	7.285247E-01	8.573974E-02	3.338630E-04	0.000
12	7.236938E-01	1.003290E-01	3.780072E-04	0.000
13	7.165524E-01	6.802975E-02	2.439034E-04	0.000
14	7.025743E-01	5.919150E-01	1.919297E-03	0.000
15	6.927549E-01	3.224426E-01	9.715356E-04	0.000
16	6.893178E-01	9.367036E-01	2.749147E-03	0.000
17	6.685786E-01	5.335450E+00	1.327103E-02	0.001
18	6.634512E-01	6.767931E+00	1.612758E-02	0.002
19	6.583145E-01	3.129667E+01	7.138247E-02	0.035
20	6.456951E-01	8.545333E+00	1.743600E-02	0.003

TOTAL MASS PARTICIPATION:				98.539%

Calculating Maximum Response Results Using SRSS Combination...

Sono stati utilizzati solamente i primi 20 modi di vibrare, poiché, come si può osservare dal risultato finale di ogni analisi, la massa partecipante è sempre superiore all'85% della massa totale, come previsto dalla normativa vigente.

Si può notare inoltre, dalle tabelle sopra riportate, che il modo di vibrare più influente, che movimentata quasi la totalità della massa partecipante, è il primo o il secondo modo di vibrare a seconda della direzione di entrata del sisma.

Combinando linearmente i dati ricavati dall'analisi spettrale con quelli ricavati dall'analisi statica effettuata in precedenza, si ottiene la sollecitazione sismica completa:

$$E + G1 + G2 + P + \Psi21 Qk1 + \Psi22 Qk2 + \dots$$

Il programma è in grado di restituire tutti i valori relativi a qualsiasi sollecitazione e deformazione di ciascun elemento strutturale.

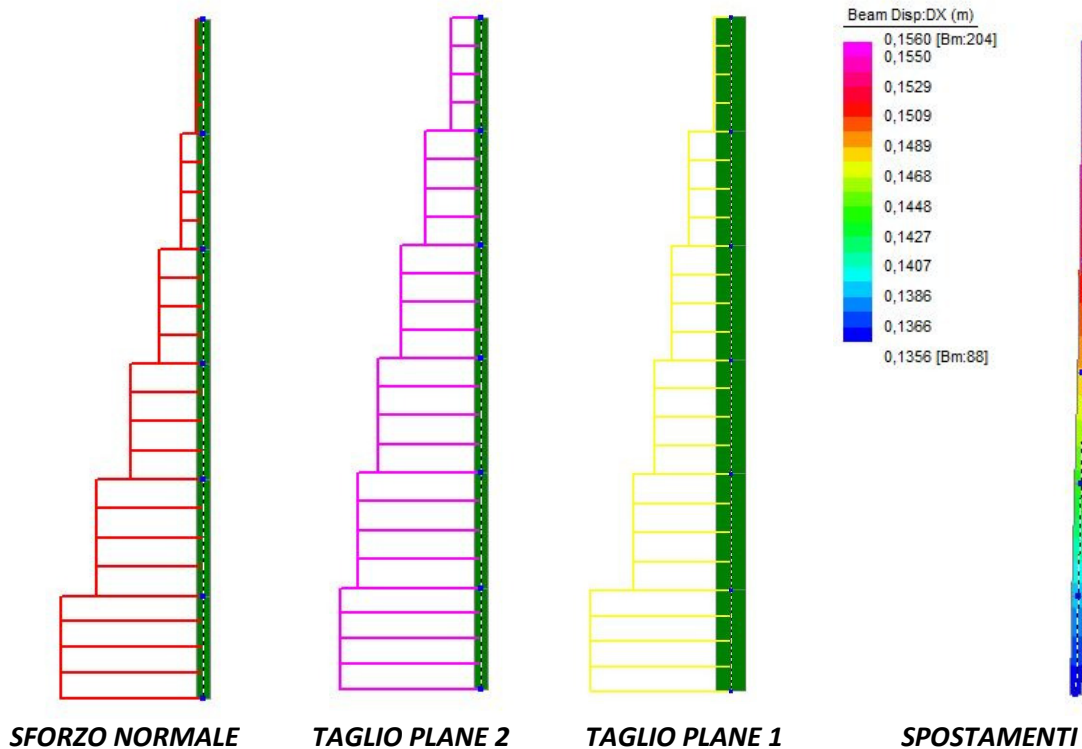
2.6. Analisi e valutazione delle sollecitazioni sismiche

In qualunque struttura ci sono un sistema resistente alle azioni verticali e un sistema resistente alle azioni orizzontali; in particolare con riferimento ad un edificio a base fissa abbiamo che i due sistemi coincidono, poiché non ci sono elementi atti alla sola resistenza dei carichi orizzontali, come potrebbero essere elementi di controventamento o sistemi di isolamento/dissipazione, ma gli stessi elementi che contrastano le azioni verticali devono resistere anche alle forze derivanti da eventi sismici (orizzontali).

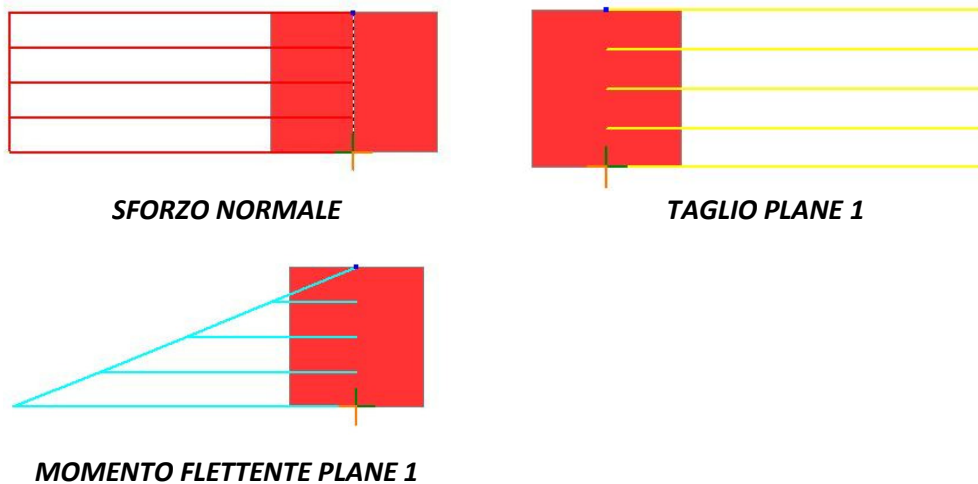
Quanto appena affermato non si realizza nelle strutture isolate alla base, come l'edificio oggetto di studio, nelle quali vi sono degli elementi strutturali atti alla resistenza dei carichi verticali e dei dispositivi di isolamento adibiti alla resistenza nei confronti delle azioni orizzontali derivanti dall'evento sismico, pur garantendo un'adeguata resistenza dei carichi verticali.

Di seguito si riporta inizialmente l'andamento delle sollecitazioni di sforzo normale, sforzo di taglio e momento flettente nonché la deformata strutturale e gli spostamenti a livello di piano per gli elementi strutturali della *sovrastuttura (al di sopra del sistema di isolamento)* e successivamente le caratteristiche di sollecitazione e deformazione della *sottostruttura* ovvero dei baggioli in calcestruzzo armato ordinario.

PILASTRATA



BAGGIOLO SOTTO ISOLATORE SISMICO



3. CAPITOLO 3: ISOLAMENTO SISMICO

3.1. Sistemi di protezione delle strutture e dispositivi passivi di dissipazione dell'energia

La disequazione del bilancio energetico racchiude in sé come i vari dispositivi antisismici incidano sulla risposta strutturale, come si può osservare nella figura:

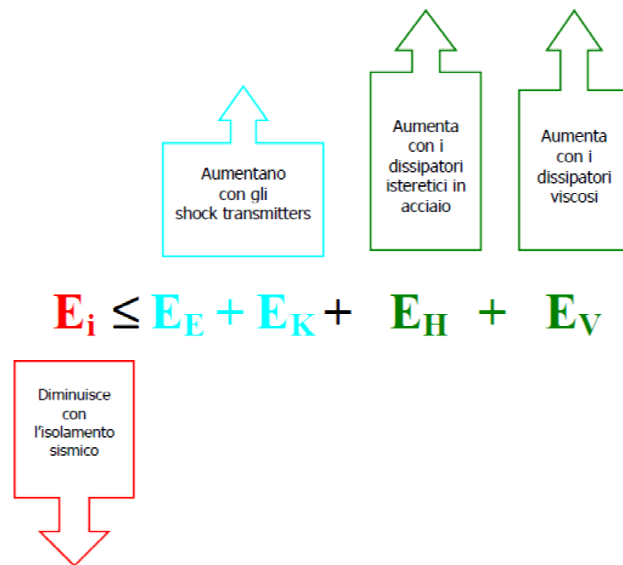


Figura: *Disequazione del bilancio energetico in caso di sisma, l'influenza delle moderne tecniche di protezione sismica*

Si può pensare di incrementare l'energia elastica della struttura adottando criteri di progettazione per cui le strutture si mantengano in campo elastico anche durante eventi sismici, soluzione questa del tutto inaccettabile dal punto di vista economico, oppure si può ricorrere a dispositivi di vincolo dinamico denominati **Shock Transmitters**, cioè dei dispositivi che solo in caso di rapidi movimenti costituiscono un vincolo per la struttura. La risposta degli Shock Transmitters dipende dalla velocità del movimento imposto: essi consentono gli spostamenti a basse velocità (ossia quelli causati da variazioni termiche, dal ritiro e dalla viscosità del calcestruzzo), mentre per sollecitazioni impulsive costituiscono vincoli temporanei, rendendo la struttura iperstatica.

In tal modo in condizioni di esercizio sono mantenuti i vantaggi di una struttura isostatica, mentre durante il sisma tutti gli elementi sono chiamati a collaborare.

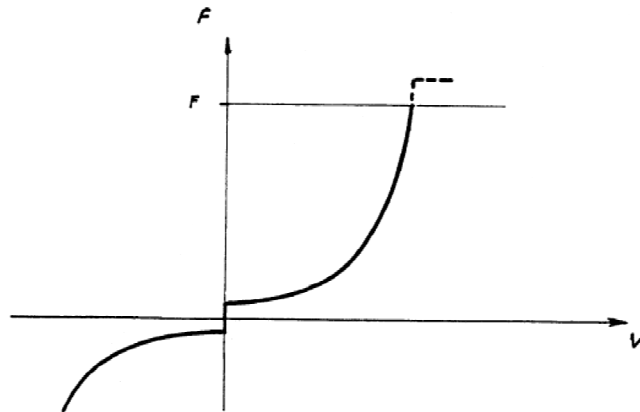
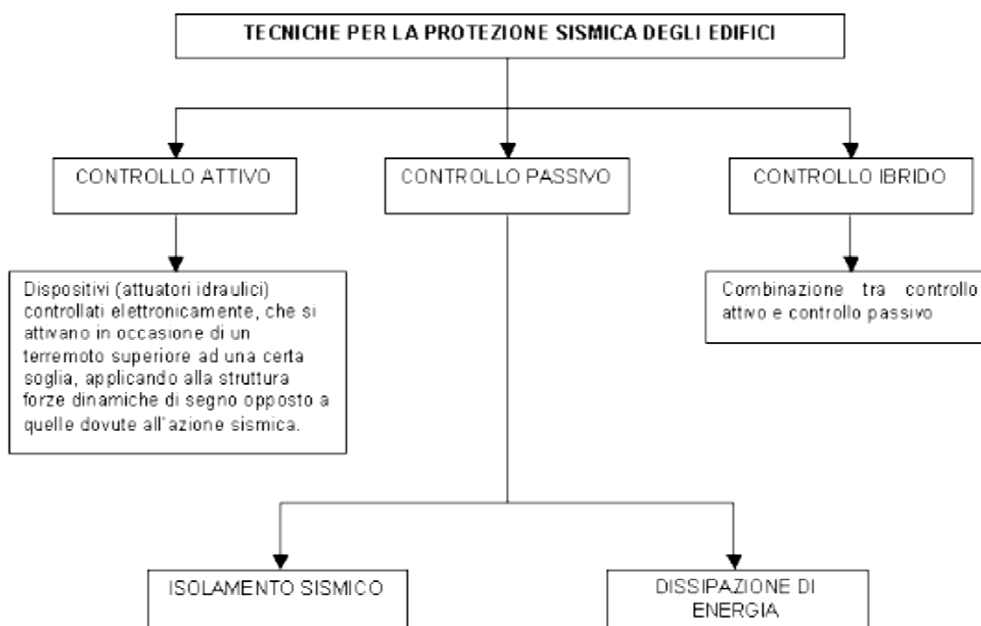


Figura: *Diagramma Forza – Velocità, quest'ultima in scala logaritmica, che rappresenta il funzionamento degli Shock Transmitters*

Facendo riferimento alla disequazione del bilancio energetico gli altri sistemi per migliorare la risposta strutturale in caso di evento sismico sono volti all'aumento dell'energia dissipata o alla diminuzione dell'energia in ingresso.

Esaminando le moderne tecniche di protezione sismica, queste possono essere divise in tre gruppi principali riassunti in figura:

- Controllo Attivo
- Controllo Passivo
- Controllo ibrido (Attivo + Passivo)



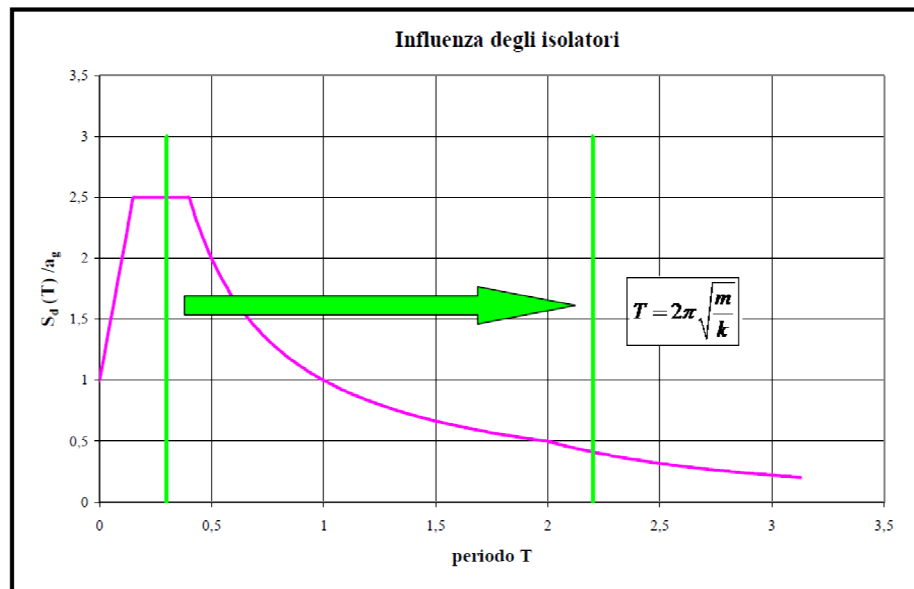
L'aggettivo "passivo" sottolinea il fatto che queste tecniche riducono la risposta sismica della struttura non adattandosi interattivamente al terremoto, come avviene invece nel caso dei dispositivi "attivi", mediante applicazione, controllata da opportuno software, di azioni che contrastano le forze d'inerzia, bensì subendo il sisma passivamente attraverso un comportamento costante e predeterminato.

Fra le tecniche di controllo passivo bisogna distinguere i dispositivi finalizzati all'isolamento sismico da quelli volti invece alla dissipazione di energia. Per quanto riguarda i dispositivi di isolamento sismico, gli isolatori, questi vengono posti fra la fondazione e sovrastruttura.

Gli isolatori sismici sono elementi caratterizzati:

- da una elevata rigidezza assiale (in direzione verticale)
- da una scarsa rigidezza laterale (in direzione orizzontale): elevata flessibilità

Con l'installazione di appoggi flessibili orizzontalmente tra l'elevazione e la fondazione il periodo di vibrazione del sistema totale aumenta.

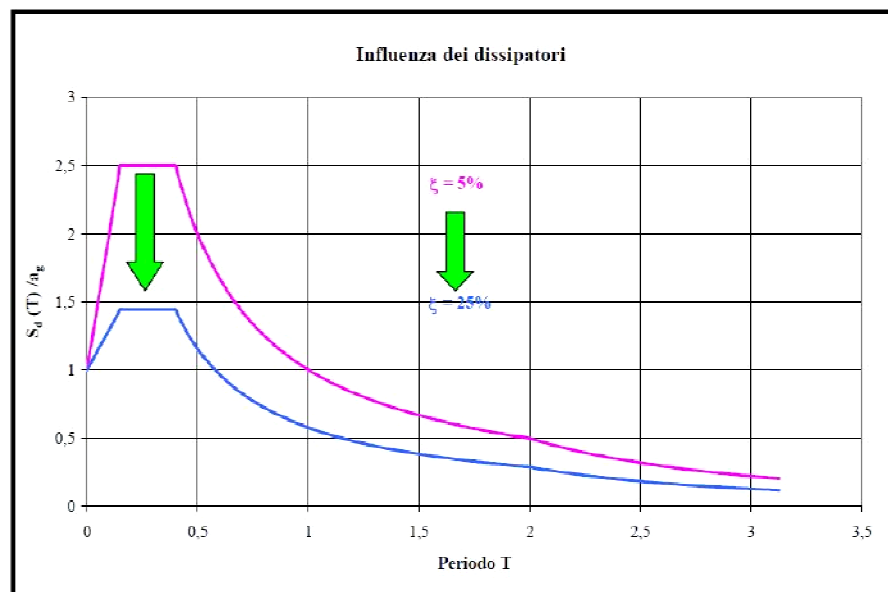


L'inserimento di isolatori consente un sostanziale disaccoppiamento tra il moto della sottostruttura (strettamente legato al moto del terreno) e moto della sovrastruttura, così da ridurre la trasmissione alla sovrastruttura dell'energia fornita dal sisma, essenzialmente mediante uno slittamento del periodo fondamentale della struttura verso zone dello spettro di risposta caratterizzate da minor ampiezza. Nelle strutture equipaggiate con sistemi dissipativi quali sono gli smorzatori, l'energia in entrata nella struttura resta immutata, a differenza di quanto avviene nel caso degli isolatori, e viene dissipata sotto forma di calore attraverso diversi meccanismi.

Gli smorzatori sono sistemi che assorbono / dissipano l'energia che il sisma trasmette alla struttura. Essi trasformano (nei modi più diversi, a seconda dei diversi tipi) l'energia cinetica trasmessa dal sisma alla struttura in altre forme di energia (calore).

In tal modo, evitano che l'energia sismica, che comunque è introdotta nella struttura, si dissipi attraverso la plasticizzazione e la rottura degli elementi strutturali principali.

Nel complesso essi aumentano pertanto le capacità dissipative della struttura, come si può osservare in figura. I dissipatori trovano valida applicazione laddove sono possibili, durante una sollecitazione dinamica, spostamenti fra due elementi strutturali.



3.2. Dispositivi di isolamento sismico e aspetti normativi

3.2.1. Definizione generale

Come per le altre condizioni di carico, la progettazione antisismica delle strutture è basata sul soddisfacimento dell'equazione: **CAPACITA' \geq DOMANDA**, in cui la domanda è determinata dal moto del terreno e la capacità dalle caratteristiche di resistenza e di deformabilità in campo non lineare della struttura.

Un evento sismico genera, infatti, nella struttura delle forze d'inerzia pari al prodotto delle sue masse per le accelerazioni associate alle vibrazioni indotte dal movimento del terreno.

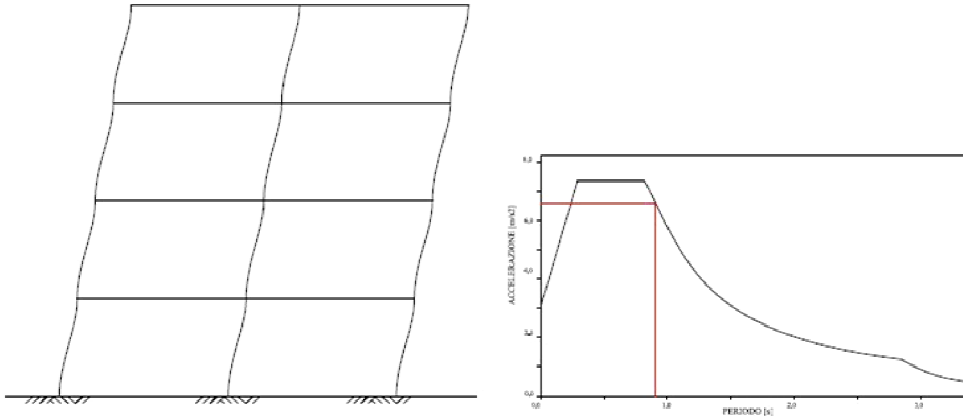
Per evitare danni strutturali durante un sisma all'aumentare della sua intensità attesa, sarebbe necessario aumentare proporzionalmente la resistenza della struttura.

Il danneggiamento strutturale, tuttavia, non corrisponde ad una condizione di collasso, avendo la struttura ancora abbondanti riserve di sopravvivenza grazie alla sua duttilità, ossia alla capacità dei suoi elementi strutturali di sostenere escursioni in campo plastico, mantenendo pressoché costante la loro forza resistente.

Per di più, non è economicamente conveniente aumentare indefinitamente la resistenza della struttura, vista la ridotta, seppur non trascurabile, probabilità di accadimento di eventi sismici violenti, durante i quali l'accelerazione delle masse strutturali può raggiungere e anche superare l'accelerazione di gravità.

Di conseguenza, i codici sismici moderni consentono di far ricorso alla duttilità strutturale per soddisfare la disequazione Capacità \geq Domanda, che diviene quindi condizione sulla duttilità, o sulle deformazioni e le grandezze ad esse correlate, e non più sulla resistenza.

L'accettazione di elevate richieste di duttilità, tuttavia, implica l'accettazione di danni agli elementi strutturali, a seguito di eventi sismici di moderata-alta intensità, e dei relativi costi di riparazione e d'interruzione del servizio.



Una filosofia di progettazione basata sull'aumento della capacità porta, quindi, alla scelta fra due possibili alternative: (i) aumentare la resistenza della struttura, sopportando costi di realizzazione più elevati ed accettando maggiori accelerazioni sulla struttura, (ii) aumentare la duttilità globale della struttura tramite una progettazione finalizzata a sviluppare meccanismi di plasticizzazione favorevoli ("capacity design" o criterio della gerarchia delle resistenze) e ad ottenere elevate capacità duttili locali mediante accurati dettagli costruttivi.

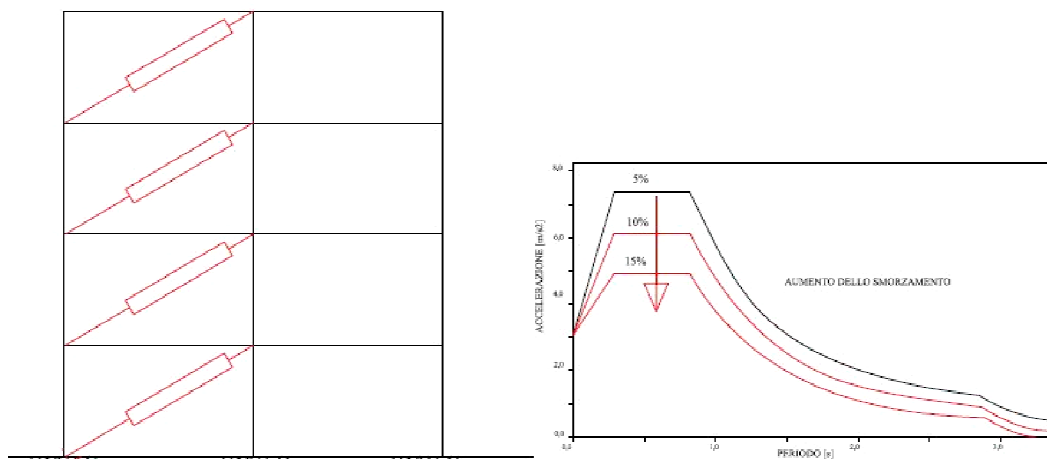
Questa seconda alternativa è quella a cui le normative moderne si ispirano, applicando i criteri del capacity design per ridurre la domanda sugli elementi strutturali e sui meccanismi di funzionamento sfavorevoli allo sviluppo di una buona duttilità d'insieme. Il progetto è poi completato con il controllo degli spostamenti interpiano per terremoti di media intensità, così da limitare i danni alle parti non strutturali.

La moderna progettazione antisismica, pertanto, realizza i suoi obiettivi fondamentali, consistenti nell'evitare il collasso delle strutture per terremoti di forte intensità e nel limitare il danneggiamento delle parti non strutturali per terremoti di media intensità, con l'applicazione di criteri per la scelta ottimale dei parametri strutturali fondamentali, quali rigidezza, resistenza e duttilità, e di regole progettuali che consentano di ottenere un buon controllo del comportamento dinamico delle costruzioni in campo non lineare. Alcune moderne tecniche di protezione sismica passiva delle strutture utilizzano appositi dispositivi per ridurre la domanda e/o concentrare in essi, anziché in parti della struttura, l'assorbimento e la dissipazione di energia.

Una tecnica molto efficace è quella della dissipazione d'energia, generalmente basata sull'uso di controventi inseriti nelle maglie strutturali di edifici con struttura intelaiata e dotati di speciali dispositivi, che dissipano l'energia trasmessa dal terremoto nella struttura, riducendo sensibilmente gli spostamenti della struttura in campo plastico, e, dunque, le associate richieste di duttilità.

Con una dissipazione di tipo viscoso, non si determinano particolari variazioni al comportamento dinamico della struttura nel suo insieme.

Il solo effetto è l'incremento della capacità di smorzamento globale della struttura.



comportamento elasto-plastico, il limite di forza dei dispositivi rappresenta il parametro di progetto degli elementi strutturali connessi, nella logica del "capacity design".

Se la riduzione delle accelerazioni è notevole e/o se la struttura vera e propria è sufficientemente deformabile in campo elastico, la dissipazione di energia avviene solamente nei dispositivi aggiuntivi, senza alcun danno alla struttura.

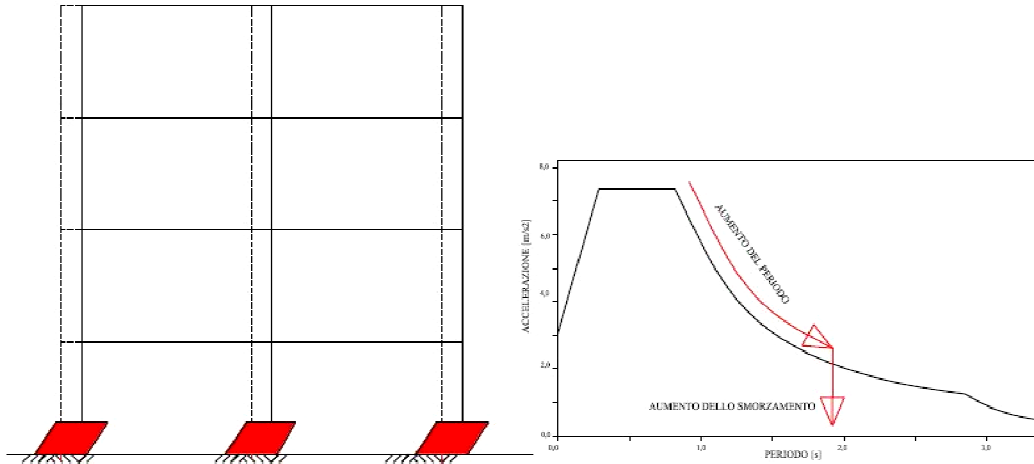
Ancor più efficace è l'isolamento sismico, perché realizza la strategia di riduzione della domanda in maniera globale, abbattendo drasticamente l'energia trasmessa dal suolo all'intera struttura.

L'isolamento sismico consiste essenzialmente nel disaccoppiare il moto del terreno da quello della struttura, introducendo una sconnessione lungo l'altezza della struttura stessa (generalmente alla base, nel caso degli edifici, fra la pila e l'impalcato, nei ponti, che risulta quindi suddivisa in due parti: la sottostruttura, rigidamente connessa al terreno, e la sovrastruttura).

La continuità strutturale, e con essa la trasmissione dei carichi verticali al terreno, è garantita attraverso l'introduzione, fra sovrastruttura e sottostruttura, di particolari apparecchi di appoggio, detti isolatori, caratterizzati da una elevata deformabilità e/o da una bassa resistenza al moto in direzione orizzontale e, normalmente, da una notevole rigidità in direzione verticale.

La sottostruttura, generalmente molto rigida, subisce all'incirca la stessa accelerazione del terreno, mentre la sovrastruttura fruisce dei benefici derivanti dall'aumento di deformabilità conseguente all'introduzione degli isolatori.

Gli spettri di risposta in termini di accelerazioni della maggior parte dei terremoti, infatti, presentano una forte amplificazione nell'intervallo 0,2-0,8 sec, dove cade il periodo proprio di vibrazione di molte delle usuali strutture fisse alla base. Assumendo, per semplicità, che i dispositivi d'isolamento abbiano un comportamento di tipo elastico o ad esso assimilabile, l'aumento di deformabilità conseguente all'introduzione degli isolatori porta il periodo proprio del sistema strutturale (sottostruttura isolamento sovrastruttura) in una zona dello spettro a più bassa accelerazione.



Di conseguenza, le accelerazioni prodotte dal sisma sulla struttura isolata risultano drasticamente minori rispetto a quelle prodotte nella configurazione a base fissa, a tal punto che la struttura può essere agevolmente progettata per resistere a terremoti violenti senza dover subire danni alle parti strutturali.

Naturalmente l'aumento del periodo comporta anche un incremento degli spostamenti che però si concentrano nel sistema d'isolamento, dove viene assorbita e dissipata gran parte dell'energia immessa dal terremoto.

La sovrastruttura si comporta quasi come un corpo rigido, subendo spostamenti relativi inter piano molto contenuti.

Di conseguenza si riducono drasticamente, o si eliminano totalmente anche i danni alle parti non strutturali.

Per evitare eccessivi spostamenti del sistema d'isolamento, che risulterebbero condizionanti nella progettazione degli impianti a terre o dei giunti di separazione con strutture adiacenti, il sistema d'isolamento nel suo insieme può essere dotato di una elevata capacità dissipativa, corrispondente a rapporti di smorzamento dell'ordine di 10 – 30 %.

3.2.2. Indicazioni riguardanti gli isolatori (cap. 7.10)

Gli appoggi strutturali sono dispositivi di vincolo utilizzati nelle strutture, nei ponti e negli edifici, allo scopo di trasmettere puntualmente carichi e vincolare determinati gradi di libertà di spostamento. Gli apparecchi d'appoggio riproducono in maniera imperfetta il vincolo teorico ipotizzato dalla Scienza delle Costruzioni.

I REQUISITI degli apparecchi d'appoggio sono:

- TRASMETTERE I CARICHI VERTICALI CENTRANDOLI NEI PUNTI VOLUTI;
- ASSORBIRE LE SPINTE ORIZZONTALI SENZA MOVIMENTO RELATIVO TRA LE PARTI STRUTTURALI COLLEGATE;
- CONSENTIRE I MOVIMENTI (SPOSTAMENTI E/O ROTAZIONI) SENZA OPPORRE APPREZZABILI RESISTENZE (RESISTENZE PARASSITE);
- ISPEZIONABILITÀ;

- DURABILITÀ;
- SOSTITUIBILITÀ;

Ora facendo riferimento alla normativa NTC 2008 abbiamo che i dispositivi di vincolo dell'impalcato alle sottostrutture devono possedere le caratteristiche previste dallo schema statico e dinamico assunto in sede di progetto, sia con riferimento alle azioni che con riferimento alle distorsioni; inoltre abbiamo che per strutture realizzate in più fasi i vincoli devono assicurare un corretto comportamento statico e dinamico ad ogni fase dell'evoluzione, adeguandosi quindi ai cambiamenti di schema statico della struttura.

Infine particolare attenzione e cura va rivolta al comportamento del dispositivo di vincolo in direzione trasversale all'asse dell'impalcato del ponte, la cui configurazione deve corrispondere ad uno schema statico e dinamico ben definito.

Con riferimento al Decreto Ministeriale 14/01/2008 (**cap. 7.10.2**) abbiamo che la riduzione della risposta sismica orizzontale, qualunque siano la tipologia e i materiali strutturali della costruzione, può essere ottenuta mediante una delle seguenti strategie d'isolamento o mediante una loro appropriata combinazione:

- Incrementando il periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta;
- Limitando la massima forza orizzontale trasmessa.

In entrambe le strategie le prestazioni dell'isolamento possono essere migliorate attraverso la dissipazione nel sistema di isolamento di una consistente aliquota dell'energia meccanica trasmessa dal terreno alla costruzione.

Il sistema di isolamento è composto da dispositivi ciascuno dei quali esplica una o più delle seguenti funzioni:

- Sostegno dei carichi verticali con elevata rigidezza in direzione verticale e bassa rigidezza o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali;
- Dissipazione di energia, con meccanismi isteretici e/o viscosi;
- Ricentraggio del sistema;
- Vincolo laterale, con adeguata rigidezza, sotto carichi orizzontali di servizio.

“FANNO PARTE INTEGRANTE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO GLI ELEMENTI DI CONNESSIONE, NONCHE' EVENTUALI VINCOLI SUPPLEMENTARI DISPOSTI PER LIMITARE GLI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI DOVUTI AD AZIONI NON SISMICHE COME VENTO O DILATAZIONI TERMICHE [SHOCK TRANSMITTERS]”.

Gli SHOCK TRANSMITTERS sono dispositivi strutturali, frequentemente usati in ponti e viadotti, con comportamento dipendente dalla velocità relativa con cui si muovono gli elementi strutturali da essi collegati. Questi dispositivi di vincolo dinamico o di vincolo provvisorio sono dispositivi strutturali utilizzati per creare un vincolo efficace solo in

presenza di carichi dinamici; infatti se gli elementi strutturali da essi connessi subiscono spostamenti relativi molto lenti, ad esempio causati da deformazioni termiche, questi dispositivi reagiscono con una forza di reazione molto bassa, che non impedisce tali spostamenti. In tal modo nella struttura non si generano sollecitazioni di coazione significative. Invece, sotto l'azione di carichi dinamici, la reazione dei dispositivi aumenta significativamente, così che essi esplicano l'azione di vincolo. Gli shock transmitters consentono quindi di usufruire allo stesso tempo dei vantaggi di una struttura isostatica per i carichi di esercizio, e di una struttura iperstatica per i carichi dinamici.

Detta "**interfaccia d'isolamento**" la superficie di separazione sulla quale è attivo il sistema d'isolamento, si definiscono:

- "**sottostruttura**", la parte della struttura posta al di sotto dell'interfaccia del sistema d'isolamento e che include le fondazioni, avente in genere deformabilità orizzontale trascurabile e soggetta direttamente agli spostamenti imposti dal movimento sismico del terreno. Essa deve essere verificata considerando le forze ed i momenti trasmessi dal sistema di isolamento oltre alle forze d'inerzia ad essa direttamente applicate. Le forze di inerzia direttamente applicate si calcolano assumendo un fattore di struttura q unitario;
- "**sovrastuttura**", la parte della struttura posta al di sopra dell'interfaccia d'isolamento e, perciò, isolata. La normativa impone di verificare gli elementi che compongono la sovrastuttura, considerando le sollecitazioni provenienti dall'applicazione dello spettro elastico, riducendole con un fattore 1,50; in virtù della linearità delle analisi questo equivale a considerare un *fattore di struttura* $q = 1,50$. Il fattore q è molto contenuto poiché la richiesta di duttilità per la sovrastuttura è minima, dovendo esibire un comportamento molto prossimo a quello elastico.

Il **paragrafo 7.10 del DM 14 01 2008** è esclusivamente dedicato ai criteri progettuali dei sistemi di isolamento e dissipazione sismica delle strutture.

L'interfaccia d'isolamento viene definita come "la superficie di separazione sulla quale è attivo il sistema d'isolamento" che divide la sottostruttura, "parte della struttura posta al di sotto dell'interfaccia del sistema d'isolamento" e che include le fondazioni, dalla sovrastuttura, "parte della struttura posta al di sopra dell'interfaccia d'isolamento e, perciò, isolata".

La sottostruttura ha, in genere, deformabilità orizzontale trascurabile ed è soggetta direttamente agli spostamenti imposti dal movimento sismico del terreno.

Il criterio generale su cui si basa la progettazione è che sia la sottostruttura sia la sovrastuttura devono rimanere in campo elastico.

Per quanto riguarda le indicazioni progettuali, il **paragrafo 7.10.4.1** recita:

"L'alloggiamento dei dispositivi d'isolamento ed il loro collegamento alla struttura devono essere concepiti in modo da assicurarne l'accesso e rendere i dispositivi stessi ispezionabili e sostituibili. È necessario anche prevedere adeguati sistemi di contrasto,

idonei a consentire l'eventuale ricentraggio dei dispositivi qualora, a seguito di un sisma, si possano avere spostamenti residui incompatibili con la funzionalità della costruzione e/o con il corretto comportamento del sistema d'isolamento. Ove necessario, gli isolatori devono essere protetti da possibili effetti derivanti da attacchi del fuoco, chimici o biologici. In alternativa, occorre prevedere dispositivi che, in caso di distruzione degli isolatori, siano idonei a trasferire il carico verticale alla sottostruttura".

Nel **paragrafo 7.10.4.2** si richiede che gli *effetti torsionali siano ridotti al limite facendo coincidere il più possibile la proiezione del centro di massa della sovrastruttura sul piano degli isolatori con il centro di rigidità dei dispositivi di isolamento.*

Le tensioni di compressione a cui lavorano gli isolatori devono essere il più possibile uniformi; in particolare, è assolutamente necessario evitare eventuali azioni di trazione. Qualora ciò sia impossibile, è necessario che tali azioni siano inferiori al minore tra il doppio del modulo di taglio del materiale elastomerico e a1 MPa.

Le strutture del piano di posa degli isolatori e quelle da cui spicca la sovrastruttura devono essere dimensionate in modo da assicurare un comportamento rigido nel piano, così da limitare gli effetti di spostamenti sismici differenziali.

Tale condizione viene considerata soddisfatta se un diaframma rigido costituito da un solaio in c.a. oppure da una griglia di travi progettata tenendo conto di possibili fenomeni di instabilità è presente sia al di sopra sia al di sotto del sistema di isolamento e se i dispositivi del sistema di isolamento sono fissati ad entrambi i diaframmi, o direttamente o attraverso elementi verticali il cui spostamento orizzontale in condizioni sismiche sia minore di 1/20 dello spostamento relativo del sistema di isolamento.

Tali elementi devono essere progettati per rispondere in campo rigorosamente elastico, tenendo anche conto della maggiore affidabilità richiesta ai dispositivi di isolamento.

Il paragrafo, infine, richiede che lo spazio tra la struttura isolata e il terreno o edifici circostanti sia sufficiente per consentire liberamente gli spostamenti sismici in tutte le direzioni.

Per quanto riguarda la modellazione e l'analisi strutturale, si richiede che le proprietà meccaniche del sistema di isolamento da adottare nelle analisi di progetto, derivanti dalla combinazione delle proprietà meccaniche dei singoli dispositivi che lo costituiscono, siano le più sfavorevoli che si possono verificare durante la sua vita utile, tenendo conto di:

- entità delle deformazioni subite in relazione allo stato limite per la verifica del quale si svolge l'analisi;
- variabilità delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi, nell'ambito della fornitura;
- velocità massima di deformazione (frequenza), in un intervallo di variabilità di $\pm 30\%$ del valore di progetto;
- entità dei carichi verticali agenti simultaneamente al sisma;
- entità dei carichi e delle deformazioni in direzione trasversale a quella considerata;

- temperatura, per i valori massimo e minimo di progetto;
- cambiamento delle caratteristiche nel tempo (invecchiamento).

Con tali valori si deve poi effettuare la modellazione, considerando la sovrastruttura e la sottostruttura soggette a un comportamento elastico lineare, e il sistema d'isolamento come visco-elastico lineare o con legame costitutivo non lineare.

L'utilizzo di un modello lineare è consentito solamente ad alcune condizioni e, comunque, si deve adottare una rigidità equivalente di ciascun dispositivo, riferita allo spostamento totale di progetto, e una rigidità equivalente totale del sistema d'isolamento pari alla somma delle rigidità equivalenti dei singoli dispositivi. Inoltre, l'energia dissipata dal sistema deve essere espressa in termini di coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema d'isolamento.

Quando la rigidità e/o lo smorzamento equivalenti del sistema di isolamento dipendono significativamente dallo spostamento di progetto, deve applicarsi una procedura iterativa fino a che la differenza tra il valore assunto e quello calcolato non sia inferiore al 5%.

Le condizioni da soddisfare per poter eseguire un'analisi lineare sono le seguenti:

- a) la rigidità equivalente del sistema d'isolamento è almeno pari al 50% della rigidità secante per cicli con spostamento pari al 20% dello spostamento di riferimento;
- b) lo smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento, come definito in precedenza, è inferiore al 30%;
- c) le caratteristiche forza-spostamento del sistema d'isolamento non variano di più del 10% per effetto di variazioni della velocità di deformazione, in un campo del $\pm 30\%$ intorno al valore di progetto, e dell'azione verticale sui dispositivi, nel campo di variabilità di progetto;
- d) l'incremento della forza nel sistema d'isolamento per spostamenti tra $0,5ddc$ e ddc , essendo ddc lo spostamento del centro di rigidità dovuto all'azione sismica, è almeno pari al 2,5% del peso totale della sovrastruttura.

L'analisi lineare può essere in campo statico o dinamico.

L'analisi statica lineare può essere eseguita solo se sono soddisfatti i seguenti requisiti:

- il sistema d'isolamento può essere modellato come lineare;
- il periodo equivalente T_{is} della costruzione isolata ha un valore compreso fra $3 \cdot T_{bf}$ e $3,0$ s, in cui T_{bf} è il periodo della sovrastruttura assunta a base fissa, stimato con un'espressione approssimata;
- la rigidità verticale del sistema di isolamento K_v è almeno 800 volte più grande della rigidità equivalente orizzontale del sistema di isolamento K_{esi} ;
- il periodo in direzione verticale T_v , calcolato come $T_v = 2\pi \sqrt{M/K_v}$, è inferiore a $0,1$ s;
- nessuno isolatore risulta in trazione per l'effetto combinato dell'azione sismica e dei carichi verticali;

- il sistema resistente all'azione sismica possiede una configurazione strutturale regolare in pianta.

Ai requisiti da *a)* ad *f)* si aggiungono, per le costruzioni civili e industriali, i seguenti:

- la sovrastruttura ha altezza non maggiore di 20 metri e non più di 5 piani;
- la sottostruttura può essere considerata infinitamente rigida ovvero il suo periodo proprio è non maggiore di 0,05s;
- la dimensione maggiore in pianta della sovrastruttura è inferiore a 50 m;
- in ciascuna delle direzioni principali orizzontali l'eccentricità totale (esclusa quella accidentale) tra il centro di rigidità del sistema di isolamento e la proiezione verticale del centro di massa non è superiore al 3% della dimensione della sovrastruttura trasversale alla direzione orizzontale considerata.

Il calcolo deve essere svolto su due modelli separati, uno per la sovrastruttura e uno per la sottostruttura soggetta alle forze ricavate dal primo modello e alle forze d'inerzia prodotte direttamente dal moto del terreno.

La forza orizzontale complessiva applicata al sistema d'isolamento è

$$F = M \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi})$$

L'analisi dinamica lineare è ammessa quando è possibile modellare elasticamente il comportamento del sistema di isolamento.

Per il sistema complessivo, formato dalla sottostruttura, dal sistema d'isolamento e dalla sovrastruttura, si assume un comportamento elastico lineare. Il modello deve comprendere sia la sovrastruttura sia la sottostruttura, qualora il sistema di isolamento non sia immediatamente al di sopra delle fondazioni. L'analisi può essere svolta mediante analisi modale con spettro di risposta o mediante integrazione al passo delle equazioni del moto, eventualmente previo disaccoppiamento modale, considerando un numero di modi tale da portare in conto anche un'aliquota significativa della massa della sottostruttura, se inclusa nel modello.

Nel caso si adotti l'analisi modale con spettro di risposta, le due componenti orizzontali dell'azione sismica si considerano, in generale, agenti simultaneamente.

La componente verticale deve essere messa in conto in ogni caso, quando il rapporto tra la rigidità verticale del sistema di isolamento K_v e la rigidità equivalente orizzontale K_{esi} risulti inferiore a 800. In tali casi si avrà cura che la massa eccitata dai modi in direzione verticale considerati nell'analisi sia significativa.

Lo spettro elastico definito nel capitolo II va ridotto per tutto il campo di periodi T^3 0,8 T_{is} , assumendo per il coefficiente riduttivo h il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} del sistema di isolamento.

Nel caso di analisi lineare con integrazione al passo, la messa in conto del corretto valore del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ si ottiene, quando si opera sulle singole equazioni modali disaccoppiate, assegnando a ciascuna equazione il corrispondente valore modale di ξ o, quando si opera sul sistema completo, definendo in maniera appropriata la matrice di smorzamento del sistema.

Le verifiche principali riguardano esclusivamente gli SLU, considerando soddisfatte quelle agli SLE se le prime risultano positive.

La verifica agli SLV devono essere effettuata con valori di γ_m utilizzato per le costruzioni non isolate.

Le condizioni di resistenza degli elementi strutturali della sovrastruttura possono essere soddisfatte considerando gli effetti dell'azione sismica divisi del fattore $q=1,50$ combinati con le altre azioni secondo le regole già illustrate nel capitolo I.

Per quanto riguarda lo SLC, i dispositivi del sistema d'isolamento debbono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti d_2 , valutati per un terremoto avente tale probabilità di superamento.

Gli obiettivi prestazionali di un sistema di isolamento si possono riassumere sinteticamente in tre punti:

- a. minimizzare il taglio alla base della struttura;
- b. minimizzare lo spostamento alla base della struttura;
- c. minimizzare le accelerazioni di piano ad alte frequenze.

Gli isolatori sono generalmente apparecchi d'appoggio di tipo bidirezionale, con elevata rigidità in direzione ortogonale al suolo ma molto deformabili orizzontalmente, e possono o meno svolgere anche la funzione di dissipatori di energia.

Gli isolatori utilizzati attualmente si possono suddividere in due grandi categorie:

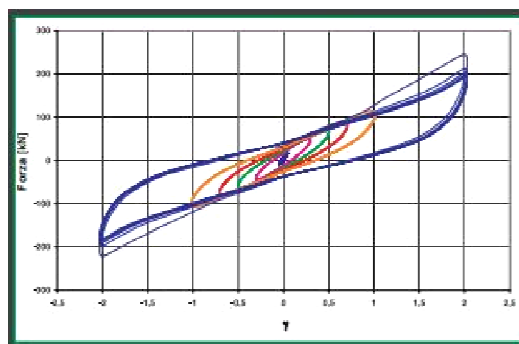
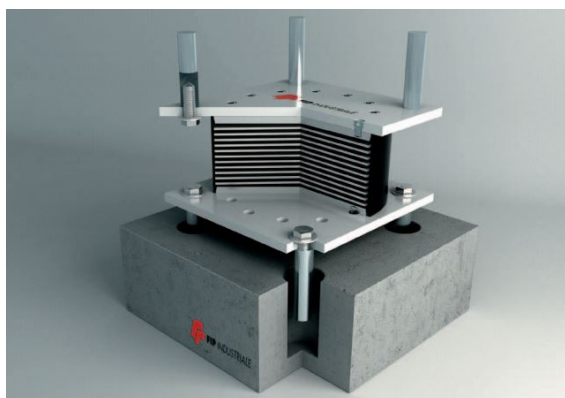
- isolatori in materiale elastomerico ed acciaio, basati sulla grande deformabilità elastica della gomma;
- isolatori a scorrimento, basati sulla bassa resistenza d'attrito tra superfici opportunamente trattate.

3.2.3. Isolatori elastomerici

I notevoli sviluppi tecnologici conseguiti dall'industria della gomma, ha fatto sì che attualmente gli apparecchi maggiormente utilizzati nel settore dell'isolamento sismico, sono realizzati in elastomero. I dispositivi di isolamento elastomerici, sono dei dispositivi d'appoggio in elastomero armato, costituiti da strati alterni di acciaio (di 2-3 mm) e di elastomero (di spessore tra 5-20 mm) collegati tra loro mediante vulcanizzazione; in particolare sono realizzati con mescole elastomeriche che a seconda della composizione garantiscono uno smorzamento viscoso equivalente più o meno elevato e una deformazione a taglio del 100%. Può essere usata gomma naturale o gomma sintetica per la produzione di questi oggetti; i lamierini di acciaio esplicano un'azione confinante sull'elastomero, limitandone la deformabilità verticale, in modo da contenere tra 1 e 3 mm l'abbassamento dell'isolatore sotto i carichi d'esercizio, ma senza influenzare significativamente la deformabilità tagliante e hanno generalmente dimensioni leggermente inferiori rispetto a quelle dei dischi di gomma, risultando quindi inglobate nell'elastomero e protetti da eventuali attacchi fisico – chimici e dalla corrosione.

Tali dispositivi sono caratterizzati da ridotta rigidità orizzontale (per garantire il disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura da quello del terreno), elevata rigidità verticale (al fine di sostenere i carichi verticali senza apprezzabili cedimenti) ed opportune capacità dissipative (al fine di una riduzione dello spostamento dello spostamento orizzontale delle struttura isolata).

I parametri progettuali fondamentali nella determinazione delle rigidità verticale ed orizzontale sono le caratteristiche geometriche degli isolatori e le caratteristiche meccaniche dell'elastomero. La capacità dissipativa degli isolatori è invece determinata dal tipo di miscela elastomerica, che solitamente è ad alto smorzamento.



Tipico diagramma isteretico di un isolatore elastomerico ottenuto in prove dinamiche ad ampiezza costante

Esistono sostanzialmente tre tipi di isolatori elastomerici attualmente in commercio, classificabili in relazione alle caratteristiche dissipative dell'elastomero e all'eventuale presenza di nuclei dissipativi:

- *isolatori in gomma ad alto smorzamento* o *High Damping Rubber Bearing (HDRB)*; utilizzati in *Italia*, oltre che in molti edifici statunitensi, giapponesi e in altri paesi;
- *isolatori in gomma-piombo* o *Lead Rubber Bearing (LRB)*; utilizzati in molti edifici statunitensi, giapponesi e neozelandesi;
- *isolatori in gomma a basso smorzamento* o *Low Damping Rubber Bearing (LDRB)*; utilizzati prevalentemente in Giappone.

3.2.3.1. Isolatori elastomerici a basso smorzamento (Low Damping Rubber Bearings – LDRB)

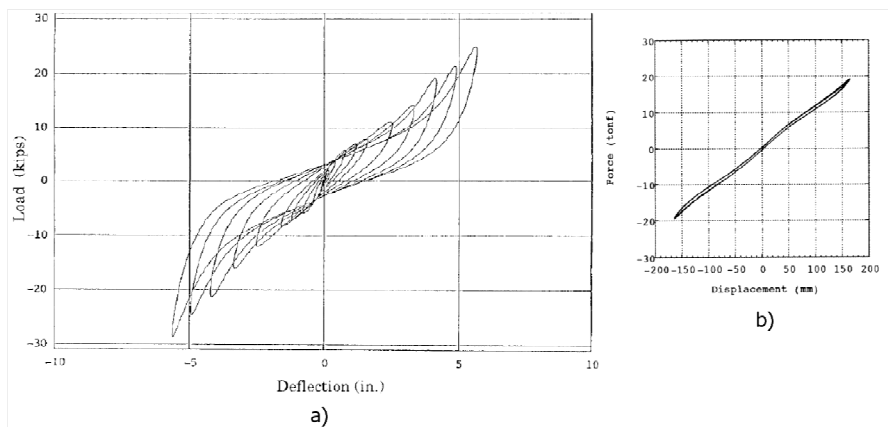
Questi dispositivi presentano un comportamento meccanico che può essere considerato pressoché elastico, la loro rigidità rimane quasi costante al crescere della deformazione ed hanno un rapporto di smorzamento molto basso (tra il 2-4%). Sono poco sensibili alla temperatura, semplici da modellare e presentano un comportamento sostanzialmente indipendente dalla frequenza di oscillazione. Hanno inoltre un *creep* molto contenuto per carichi di lunga durata.

Lo svantaggio risiede nel dover accompagnare questi dispositivi ad un sistema di dissipazione per evitare movimenti troppo elevati della struttura.

3.2.3.2. *Isolatori elastomerici ad elevato smorzamento (High Damping Rubber Bearings – HDRB)*

Tali isolatori sono ottenuti utilizzando delle gomme additate con sostanze (quali resine, oli, nerofumo, silicio, ecc.) che consentono di incrementare i valori di smorzamento fino al 10-20%, per deformazioni a taglio dell'ordine del 100%. L'energia viene dissipata in parte attraverso la viscosità, dunque con una legge quadratica con lo spostamento, in parte per isteresi, dunque con una legge lineare con lo spostamento. Questo implica una dipendenza del comportamento meccanico dalla frequenza di oscillazione, inoltre anche la temperatura comincia a giocare un ruolo importante. All'aumentare della deformazione si assiste ad un incremento del modulo di taglio (G) determinando un significativo incrudimento nel ciclo forza-spostamento dell'isolatore. Con questi dispositivi si può realizzare un sistema di isolamento completo, dato che possiedono adeguate capacità dissipative, la rigidità iniziale limita gli spostamenti sotto carichi non sismici e il loro comportamento quasi – elastico garantisce ottime capacità di ricentraggio. Le proprietà meccaniche di questi isolatori variano molto durante i primi cicli di deformazione, a causa di un cambiamento a livello molecolare della gomma, fenomeno noto come “*scragging*” (Morgan e Whittaker, 2001).

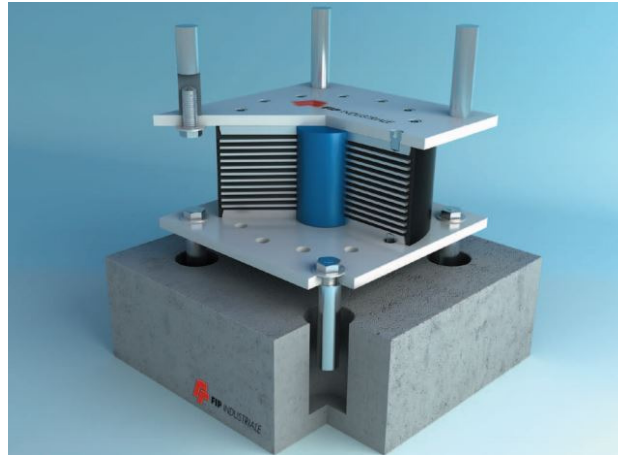
Inoltre J.M. Kelly et al. nel 1985 dimostrarono che l'elevato smorzamento permette di ridurre le vibrazioni ambientali, in quanto gli isolatori fungono da filtri per le vibrazioni ad alte frequenze (per esempio il traffico).



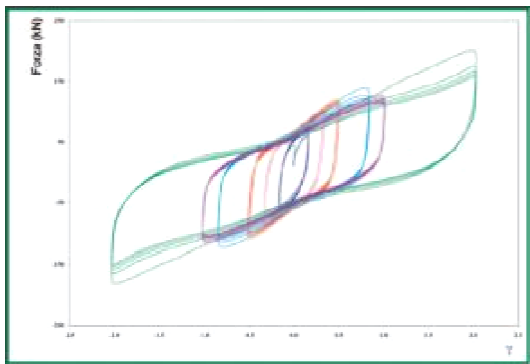
3.2.3.3. *Isolatori elastomerici con nucleo in piombo (Lead Rubber Bearings – LRB)*

Questi apparecchi furono inventati in Nuova Zelanda nel 1975 e sono dispositivi di appoggio in elastomero armato, cioè costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero collegati mediante vulcanizzazione, con un nucleo centrale in piombo di forma cilindrica.

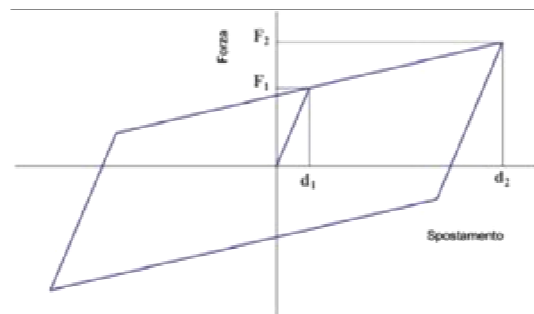
La dissipazione di energia fornita dal nucleo di piombo, mediante la sua plasticizzazione, consente di ottenere un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente fino a circa il 30%, cioè il doppio di quello ottenibile con gli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (SERIE SI). Grazie all'elevata capacità dissipativa, si riesce a ridurre lo spostamento orizzontale, rispetto a quello di un sistema di isolamento con la stessa rigidità equivalente ma con minore capacità dissipativa; solitamente sono a pianta circolare, ma possono essere realizzati anche con sezione quadrata, eventualmente con più di un nucleo in piombo.



Il tipico ciclo isteretico forza – spostamento di un isolatore con nucleo in piombo può essere schematizzato con una relazione bilineare; i parametri d_1, F_1, d_2, F_2 che definiscono la bilineare sono indicati nelle tabelle delle schede tecniche per ciascuno degli isolatori *LRB*.



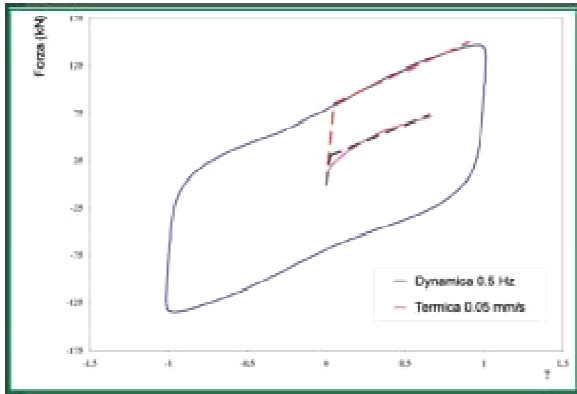
Tipico diagramma isteretico di un isolatore elastomerico con nucleo in piombo ottenuto in prove dinamiche ad ampiezza crescente.



Il comportamento isteretico di un isolatore **LRB** può anche essere lineare, se consentito dalla normativa di riferimento, mediante la rigidità equivalente K_e ed il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e che dipendono dallo spostamento massimo d_2 e dalla forza corrispondente F_2 a cui sono riferiti:

$$K_e = \frac{F_2}{d_2} \quad \xi_e = \frac{2}{\pi} \cdot \left[\frac{F_1}{F_2} - \frac{d_1}{d_2} \right]$$

In caso di deformazioni lente, ad esempio indotte dalle variazioni termiche, il legame costitutivo dell'isolatore **LRB** è sempre bilineare, ma con parametri diversi da quelli corrispondenti a deformazioni veloci, quali quelle indotte dal sisma. Come si può notare le forze a fronte di deformazioni lente sono molto inferiori a quelle che si sviluppano durante un sisma; in particolare, si può assumere una forza di snervamento pari circa ad 1/3 di quella dinamica, ed una rigidità post – elastica pari al 90% di quella dinamica.



Nel caso in cui non si può o non si vuole semplificare il **comportamento del sistema di isolamento** con un modello elastico-lineare equivalente, occorre che il legame costitutivo dei singoli dispositivi debba riprodurre adeguatamente il loro comportamento nel campo delle deformazioni (γ) che si verificano durante l'azione sismica, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi (W_d).

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 dall'ord. 3274 per strutture isolate sismicamente: *l'Analisi dinamica non lineare (Time History Analysis)* che sappiamo richiede 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:

- a. la **stabilità** del dispositivo sotto compressione e taglio;
- b. il **creep** dell'elastomero, deformazione sotto carico costante;
- c. **efficacia** dell'aderenza fra gomma e acciaio per spostamenti elevati;
- d. variazioni del comportamento meccanico della gomma dovute al variare della temperatura, alla frequenza di oscillazione e all'invecchiamento;
- e. 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.
- f. Richiedono ispezioni periodiche per verificarne la funzionalità;

- g. 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;*
- h. Vanno utilizzati insieme ad elementi ad attrito (slitte) che garantiscono la rigidità orizzontale sotto azioni orizzontali modeste (vento).*
- i. Sono relativamente costosi.*

Modellazione matematica isolatori HDRB

Secondo l'Eurocodice 8 (EN1998) una struttura può essere modellata come lineare se lo smorzamento viscoso equivalente è ≤ 30 .

Gli HDRB possono sempre essere modellati come lineari equivalenti esprimendo le loro caratteristiche attraverso i due parametri sintetici:

- K_r Rigidezza orizzontale
- ξ Smorzamento viscoso equivalente

i cui valori per le varie geometrie e composizioni sono dati da tabelle dimensionali redatte dai produttori vari.

Occorre fare attenzione che nelle tabelle i valori dati sono riferiti alla temperatura di $+20^\circ\text{C}$ e ad una deformazione tangenziale del 100%.

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:

- a)** Determinare lo spettro di risposta di progetto della zona in esame;
- b)** 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);
- c)** Determinare la massa sismica (M) totale della struttura;
- d)** Determinare il centro di massa della struttura;
- e)** 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: $K_r = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot M}{T^2}$
- f)** Scegliere, tra le tabelle dimensionali alle pagine seguenti, 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: $S_{max} = a_g \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$
- g)** 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 rigidità, in alcuni punti è possibile disporre dei semplici appoggi multi direzionali che portano il carico verticale come degli isolatori ma hanno rigidità nulla.

h) 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

$$\text{spettro del fattore: } \eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}}$$

i) Effettuare l'analisi lineare modale;

j) 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 rigidità 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%).

Modellazione matematica isolatori elastomerici

Il loro comportamento può essere definito attraverso tre parametri:

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

i cui valori, per le varie geometrie disponibili, sono dati nelle tabelle riportate nelle pagine seguenti. 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 rigidità K_r la rigidità orizzontale efficace K_{eff} e al valore ξ il valore dello smorzamento viscoso efficace β_r (entrambi questi parametri sono indicati nelle tabelle dimensionali).

Occorre tener presente che il comportamento degli isolatori LRB è fortemente non lineare. Ciò implica che la rigidità efficace K_{eff} e lo smorzamento viscoso efficace β_r , così come indicati nelle tabelle, 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.

3.2.4. Isolatori a scorrimento

Gli isolatori a scorrimento derivano dalle soluzioni più antiche e semplici. Nella loro forma più basilare prevedono lo scorrimento di due superfici a contatto tra loro.

Questi dispositivi possono essere divisi in due categorie:

- dispositivi unidirezionali, generalmente utilizzati per i ponti, essendo essi caratterizzati da un comportamento totalmente diverso nelle due direzioni, e necessitando solitamente di un sistema di isolamento solo per la direzione longitudinale;
- dispositivi multidirezionali, generalmente impiegati negli edifici, dato che si tende ad ottenere un comportamento isotropo.

In questi isolatori si impiegano materiali come l'acciaio lucidato ed il PTFE (Teflon) o altri materiali polimerici che sviluppano una bassa resistenza d'attrito al contatto.

Per il PTFE il coefficiente di attrito dinamico risulta essere compreso tra il 6% e il 18%, riducendosi all'1-3% nel caso di lubrificazione delle superfici. Questo coefficiente è funzione di (Bondonet e Filiatrault, 1997):

- pressione di contatto (si assiste ad una variazione lineare del coefficiente con la pressione);
- velocità di scorrimento;
- temperatura;
- livello di usura (deterioramento delle superfici di scorrimento all'aumentare del numero di cicli);

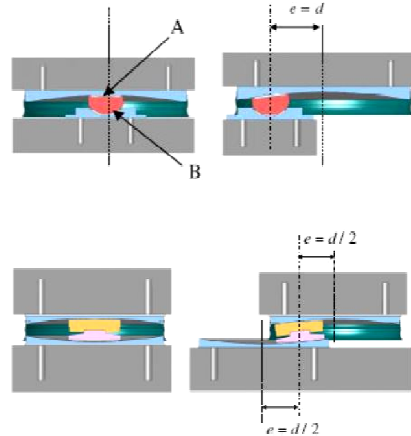
Normalmente si trascura la dissipazione di energia per attrito nel dispositivo, a causa della variabilità del coefficiente e delle incertezze sulle condizioni ambientali (temperatura, umidità, pulizia).

3.2.4.1. Isolatori a pendolo ad attrito (Friction Pendulum System – FPS)

Il funzionamento degli isolatori a scorrimento a superficie curva o isolatori a pendolo scorrevole FIP è riconducibile a quello del pendolo semplice, in cui il periodo di oscillazione non dipende dalla massa ma solo dalla lunghezza del pendolo stesso. Il periodo proprio di vibrazione di una struttura simicamente isolata con isolatori a scorrimento a superficie curva dipende principalmente dal raggio di curvatura della superficie di scorrimento, ed è invece quasi indipendente dalla massa della struttura; pertanto 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).

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}}$$

La dissipazione di energia è fornita dall'attrito che si sviluppa durante lo scorrimento e la capacità di ricentraggio è fornita dalla curvatura della superficie di scorrimento; questi sono gli unici dispositivi a scorrimento che incorporano la funzione ricentrante e dissipativa senza l'aggiunta di altri elementi.



Possono essere realizzati in due tipologie, rispettivamente denominate serie **FIP** o **FIP-D** ovvero con uno o due superfici di scorrimento primarie che consentono lo spostamento orizzontale.

- I dispositivi della serie **FIP** sono caratterizzati da: i) un elemento con una superficie di scorrimento concava primaria il cui raggio di curvatura determina il periodo di oscillazione, e che consente lo spostamento orizzontale; ii) un elemento di base con una superficie di scorrimento concava secondaria che consente la rotazione; iii) un elemento centrale con due superfici convesse opportunamente sagomate per accoppiarsi alle superfici concave degli altri due elementi.
- I dispositivi della serie **FIP-D**, o isolatori a scorrimento a doppia superficie curva, sono caratterizzati da due superfici di scorrimento concave con lo stesso raggio di curvatura; entrambe consentono sia lo spostamento orizzontale che la rotazione. In questo caso ogni singola superficie curva è progettata solamente per metà dello spostamento orizzontale, cosicché le dimensioni in pianta dei dispositivi possono essere notevolmente ridotte rispetto a quelle della serie **FIP**.



Si riesce infatti ad avere una maggiore rigidezza 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 :

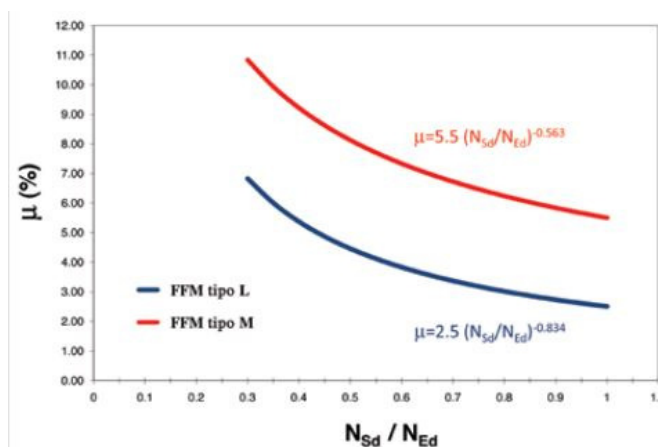
$$\xi = \frac{2}{\pi} \left(\frac{\mu}{\frac{4\pi^2 D}{gT^2} + \mu} \right)$$

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

Possiamo quindi affermare che il coefficiente di attrito dinamico è il parametro più importante che si deve conoscere per modellare una struttura con isolatori a scorrimento a superficie curva; per qualsiasi materiale di scorrimento il coefficiente di attrito è dipendente sia dalla velocità che dalla pressione. Mentre la dipendenza dalla velocità non è molto significativa, la dipendenza dalla pressione (carico verticale) non è assolutamente trascurabile: in particolare il coefficiente di attrito diminuisce all'aumento del carico verticale.

Tipo di FFM	L (basso attrito)	M (attrito medio)
Coefficiente d'attrito minimo (%)	2,50	5,50

In particolare con riferimento al grafico sottostante si può osservare come il coefficiente di attrito dinamico cambi con il carico verticale, in particolare con il rapporto tra il carico verticale N_{sd} agente sull'isolatore (*solitamente considerato costante ed uguale al carico quasi – permanente*) ed il carico verticale massimo di progetto N_{Ed} . Quest'ultimo è il carico verticale massimo che l'isolatore può sopportare nelle combinazioni di carico SLU compressive del sisma o comunque in qualsiasi combinazione di carico che includa spostamento orizzontale.



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

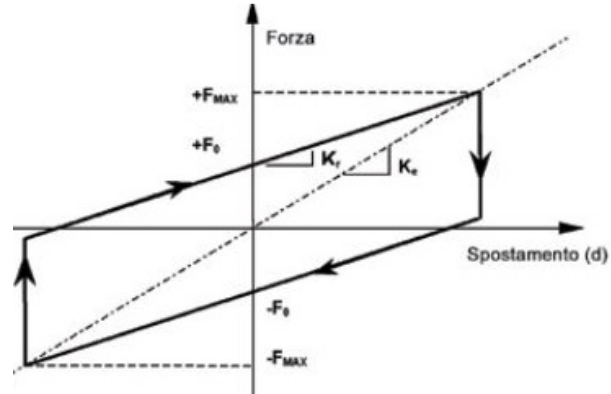
$$F_r = \frac{W}{R_1 + R_2 - h_1 - h_2} u$$

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.

$F_0 = \mu \cdot N_{Sd}$ Forza di attrito dell'isolatore

$$F_{max} = F_0 + K_f \cdot d = \mu \cdot N_{Sd} + \frac{N_{Sd}}{R} \cdot d$$

$$K_f = \frac{N_{Sd}}{R} \text{ Rigidezza di richiamo}$$



Il carico verticale N_{Sd} , utilizzato per modellare il comportamento degli isolatori a superficie curva sotto l'azione sismica, corrisponde abitualmente al carico verticale quasi – permanente, ossia alla massa moltiplicata per l'accelerazione di gravità, che è il carico verticale medio agente sull'isolatore durante il sisma.

Qualora le norme utilizzate per la progettazione strutturale consentano di modellare il comportamento non lineare con un modello lineare equivalente, la rigidezza equivalente e lo smorzamento viscoso equivalente possono essere calcolati con le seguenti formule:

$$K_e = N_{Sd} \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right) \quad \xi_e = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{d}{\mu \cdot R} + 1}$$

Grazie alla dipendenza della rigidezza equivalente dal carico verticale, il centro di rigidezza del sistema di isolamento ed il baricentro delle masse coincidono in pianta.

I problemi principali sono invece le notevoli dimensioni in pianta (a fronte di uno spessore contenuto e inferiore rispetto ai dispositivi elastomerici), l'associazione di spostamenti orizzontali e verticali che possono produrre effetti parassiti sulla struttura e l'affidabilità nel tempo dell'attrito tra le superfici di contatto.

3.2.5. Prove sperimentali sugli isolatori

Nell'ambito della progettazione ed in particolare nella fase di modellazione del sistema di isolamento sismico si è fatto riferimento alle schede tecniche dei dispositivi forniti dalla *FIP Industriale*, considerando pertanto i valori di rigidezza e smorzamento nominali. Tuttavia nell'istante in cui si passa dalla progettazione alla realizzazione è necessario andare ad analizzare attraverso prove di accettazione le reali potenzialità e caratteristiche degli isolatori elastomerici armati e degli appoggi multi direzionali in modo tale da poter valutare la corrispondenza con quanto assunto nella fase di modellazione.

Le prove di accettazione sui dispositivi sono quelle previste dalla vigente normativa italiana, finalizzate ad accertare le caratteristiche meccaniche ed in particolare il coefficiente di smorzamento ξ per quanto riguarda gli isolatori elastomerici armati e il coefficiente di attrito μ per quanto riguarda gli appoggi multi direzionali.

Con riferimento al nostro caso sono state individuati, in maniera del tutto arbitraria, dal direttore dei lavori in cantiere **4 APPOGGI MULTI DIREZIONALI** e sono stati inviati presso il *Laboratorio di Prove Materiali e Strutture dell'Università della Basilicata* per sottoporli ad una prova di scorrimento dalla quale si ricava un diagramma Spostamento Orizzontale – Resistenza di attrito.

Risultati: EDM 2500-800 SN 02 / Test results: EDM 2500-800 SN 02

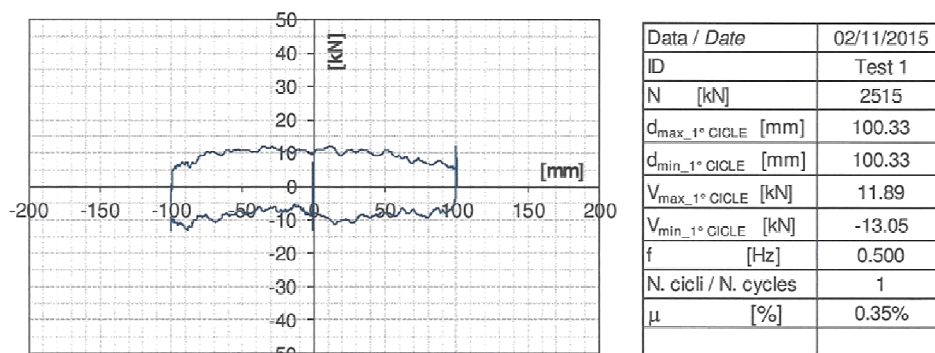


Figura 1: Legame spostamento orizzontale vs forza di attrito. / Figure 2: Horizontal displacement vs frictional resistance.

Risultati: EDM 2500-800 SN 11 / Test results: EDM 2500-800 SN 11

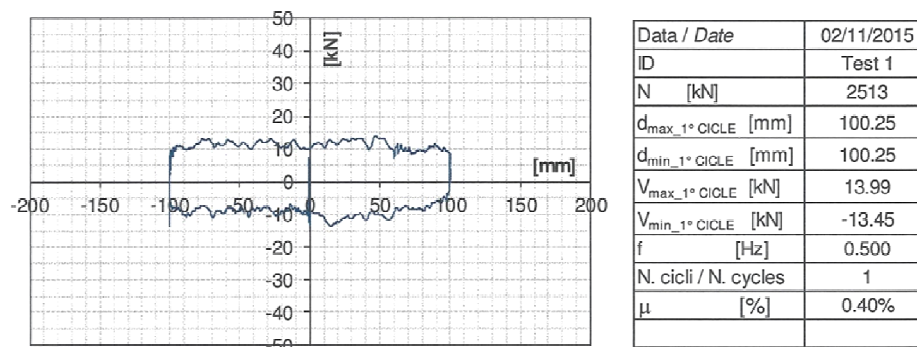
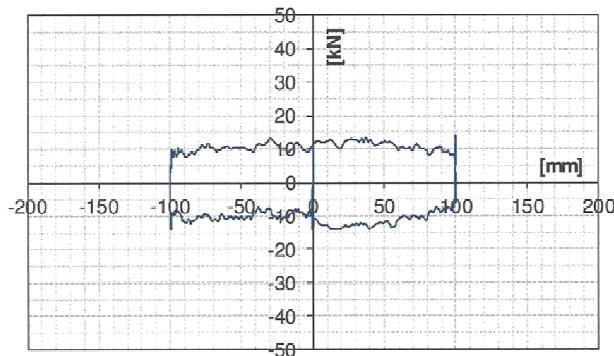


Figura 1: Legame spostamento orizzontale vs forza di attrito. / Figure 2: Horizontal displacement vs frictional resistance.

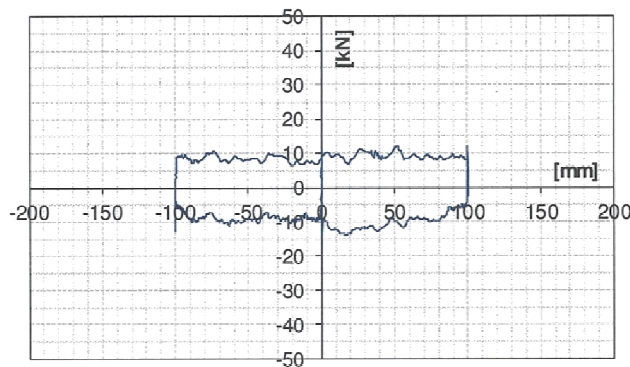
Risultati: EDM 2500-800 SN 18 / Test results: EDM 2500-800 SN 18



Data / Date	02/11/2015
ID	Test 1
N [kN]	2529
$d_{\max, 1^{\circ} \text{ CICLE}}$ [mm]	100.25
$d_{\min, 1^{\circ} \text{ CICLE}}$ [mm]	100.25
$V_{\max, 1^{\circ} \text{ CICLE}}$ [kN]	13.89
$V_{\min, 1^{\circ} \text{ CICLE}}$ [kN]	-13.88
f [Hz]	0.500
N. cicli / N. cycles	1
μ [%]	0.42%

Figura 1: Legame spostamento orizzontale vs forza di attrito. / Figure 2: Horizontal displacement vs frictional resistance.

Risultati: EDM 2500-800 SN 28 / Test results: EDM 2500-800 SN 28



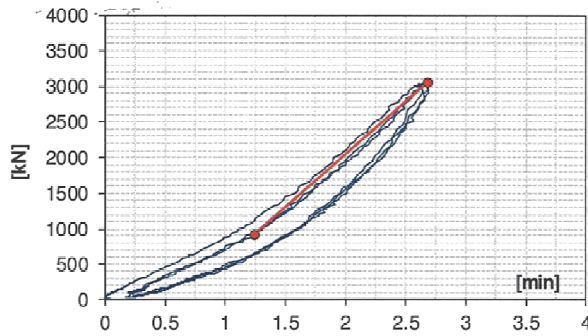
Data / Date	02/11/2015
ID	Test 1
N [kN]	2518
$d_{\max, 1^{\circ} \text{ CICLE}}$ [mm]	100.33
$d_{\min, 1^{\circ} \text{ CICLE}}$ [mm]	100.33
$V_{\max, 1^{\circ} \text{ CICLE}}$ [kN]	11.89
$V_{\min, 1^{\circ} \text{ CICLE}}$ [kN]	-14.05
f [Hz]	0.500
N. cicli / N. cycles	1
μ [%]	0.36%

Figura 1: Legame spostamento orizzontale vs forza di attrito. / Figure 2: Horizontal displacement vs frictional resistance.

Per quanto riguarda invece gli isolatori elastomerici armati sono state effettuate prove di diversa tipologia ed in particolare prove di natura dinamica e statica; analogamente a quanto detto per gli appoggi multi direzionali, anche per i dispositivi di isolamento il direttore dei lavori ha proceduto a selezionarne alcuni da sottoporre alle prove di accettazione.

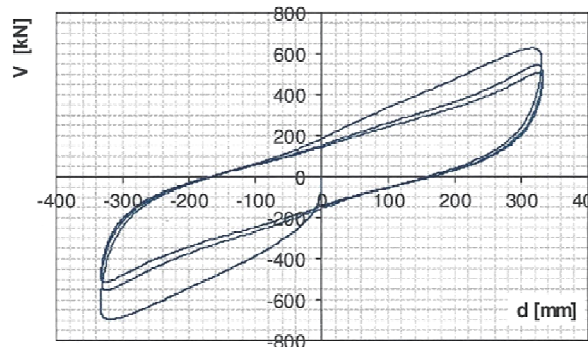
In particolare su otto dispositivi di isolamento è stata effettuata una prova dinamica, caratterizzata da 3 cicli, di compressione assiale al fine di valutare la Rigidezza verticale K_V ed una prova dinamica di taglio per analizzare la Rigidezza Orizzontale K_{eff} e il coefficiente di smorzamento ξ_{eff_3CICLE} . È opportuno sottolineare che nell'ambito della prova dinamica a taglio si è imposto uno spostamento pari a quello di progetto allo Stato Limite di Collasso (SLC); si riportano di seguito i diagrammi che esprimono il legame carico verticale – abbassamento e spostamento orizzontale – forza di taglio.

Risultati: ISI N 700/200 SN 13 / Test results: ISI N 700/200 SN 13



Data / Date	28/10/2015
ID	Test 1
N [kN]	3057
Kv [kN/mm]	1486.0
N. cicli / N. cycles	3

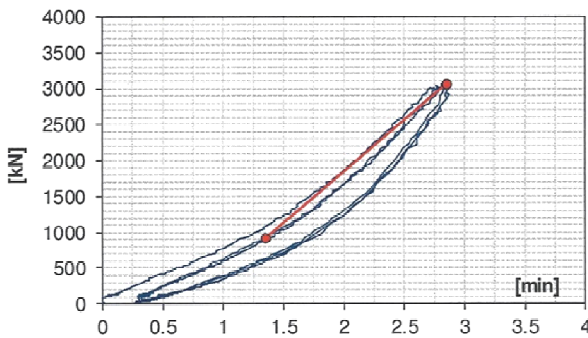
Figura 1: Legame carico verticale-abbassamento / Figure 1: Compression Stiffness.



Data / Date	28/10/2015
ID	Test 2
N [kN]	2188
d _{max_3° CICLE} [mm]	332.48
d _{min_3° CICLE} [mm]	-333.22
V _{max_3° CICLE} [kN]	507.54
V _{min_3° CICLE} [kN]	-506.95
f [Hz]	0.500
N. cicli / N. cycles	3
K _{eff_3° CICLE} [kN/mm]	1.527
ε _{eff_3° CICLE} [%]	18.1%

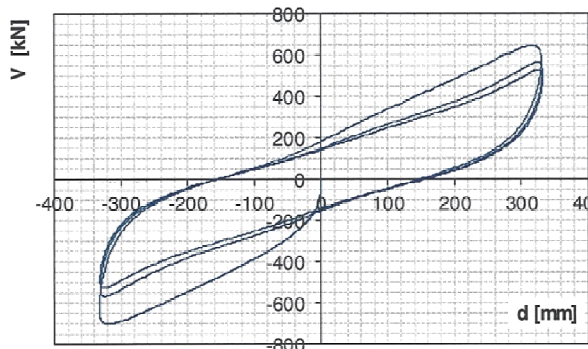
Figura 2: Legame spostamento orizzontale vs forza di taglio. / Figure 2: Horizontal Displacement vs Shear Strain.

Risultati: ISI N 700/200 SN 22 / Test results: ISI N 700/200 SN 22



Data / Date	27/10/2015
ID	Test 1
N [kN]	3059
Kv [kN/mm]	1427.6
N. cicli / N. cycles	3

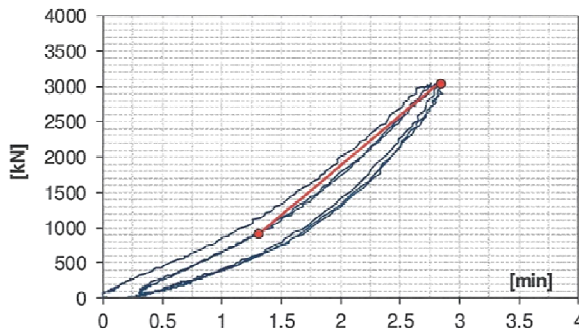
Figura 1: Legame carico verticale-abbassamento / Figure 1: Compression Stiffness.



Data / Date	27/10/2015
ID	Test 2
N [kN]	2188
d _{max_3° CICLE} [mm]	332.16
d _{min_3° CICLE} [mm]	-333.15
V _{max_3° CICLE} [kN]	526.59
V _{min_3° CICLE} [kN]	-522.22
f [Hz]	0.500
N. cicli / N. cycles	3
K _{eff_3° CICLE} [kN/mm]	1.580
ε _{eff_3° CICLE} [%]	17.4%

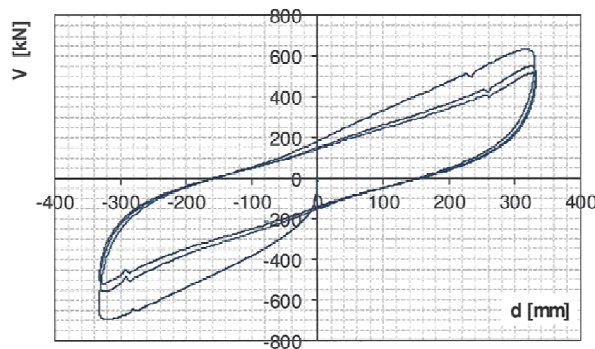
Figura 2: Legame spostamento orizzontale vs forza di taglio. / Figure 2: Horizontal Displacement vs Shear Strain.

Risultati: ISI N 700/200 SN 24 / Test results: ISI N 700/200 SN 24



Data / Date	27/10/2015
ID	Test 1
N [kN]	3050
Kv [kN/mm]	1395.5
N. cicli / N. cycles	3

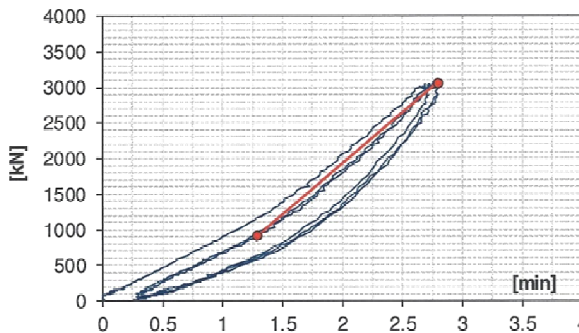
Figura 1: Legame carico verticale-abbassamento / Figure 1: Compression Stiffness.



Data / Date	27/10/2015
ID	Test 2
N [kN]	2181
d _{max_3° CICLE} [mm]	332.22
d _{min_3° CICLE} [mm]	-333.15
V _{max_3° CICLE} [kN]	516.12
V _{min_3° CICLE} [kN]	-513.65
f [Hz]	0.500
N. cicli / N. cycles	3
K _{eff_3° CICLE} [kN/mm]	1.551
ξ _{eff_3° CICLE} [%]	17.6%

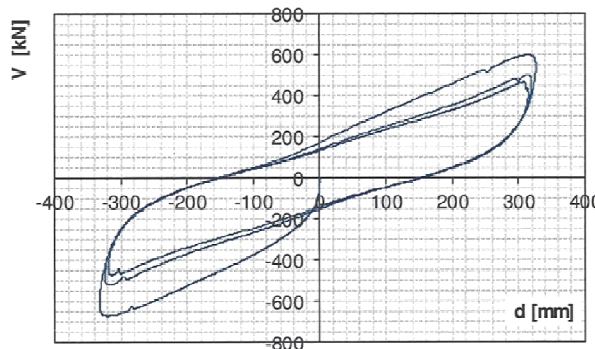
Figura 2: Legame spostamento orizzontale vs forza di taglio. / Figure 2: Horizontal Displacement vs Shear Strain.

Risultati: ISI N 700/200 SN 25 / Test results: ISI N 700/200 SN 25



Data / Date	28/10/2015
ID	Test 1
N [kN]	3070
Kv [kN/mm]	1423.1
N. cicli / N. cycles	3

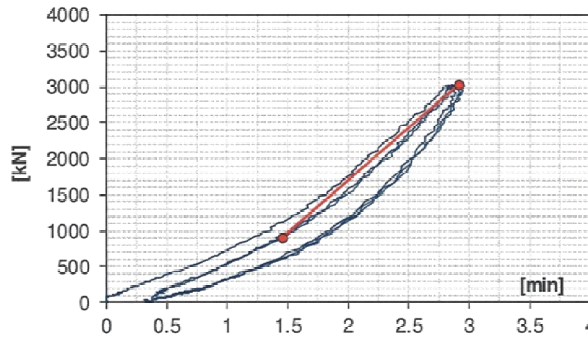
Figura 1: Legame carico verticale-abbassamento / Figure 1: Compression Stiffness.



Data / Date	28/10/2015
ID	Test 2
N [kN]	2191
d _{max_3° CICLE} [mm]	326.05
d _{min_3° CICLE} [mm]	-332.77
V _{max_3° CICLE} [kN]	466.36
V _{min_3° CICLE} [kN]	-468.00
f [Hz]	0.500
N. cicli / N. cycles	3
K _{eff_3° CICLE} [kN/mm]	1.474
ξ _{eff_3° CICLE} [%]	18.3%

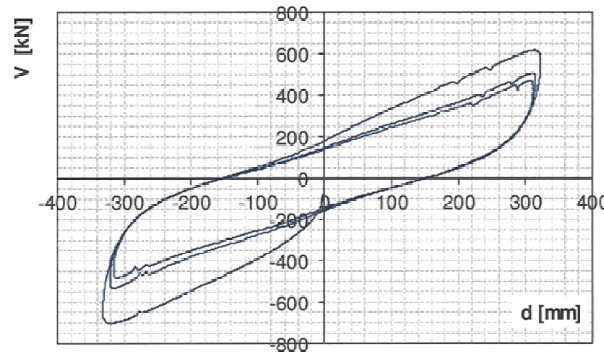
Figura 2: Legame spostamento orizzontale vs forza di taglio. / Figure 2: Horizontal Displacement vs Shear Strain.

Risultati: ISI N 700/200 SN 26 / Test results: ISI N 700/200 SN 26



Data / Date	27/10/2015
ID	Test 1
N [kN]	3036
Kv [kN/mm]	1455.8
N. cicli / N. cycles	3

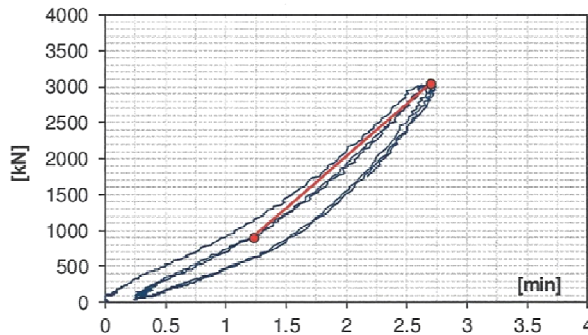
Figura 1: Legame carico verticale-abbassamento / Figure 1: Compression Stiffness.



Data / Date	27/10/2015
ID	Test 2
N [kN]	2191
d _{max_3° CICLE} [mm]	323.38
d _{min_3° CICLE} [mm]	-332.16
V _{max_3° CICLE} [kN]	469.37
V _{min_3° CICLE} [kN]	-476.67
f [Hz]	0.500
N. cicli / N. cycles	3
K _{eff_3° CICLE} [kN/mm]	1.506
ξ _{eff_3° CICLE} [%]	18.6%

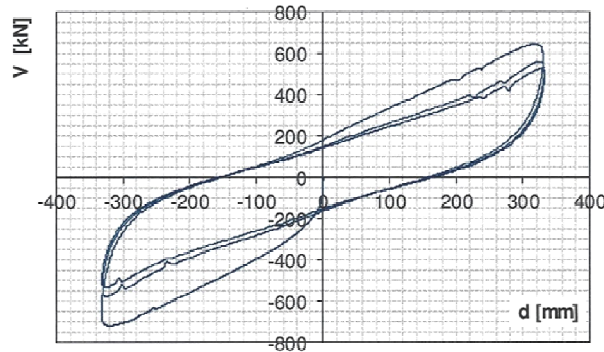
Figura 2: Legame spostamento orizzontale vs forza di taglio. / Figure 2: Horizontal Displacement vs Shear Strain.

Risultati: ISI N 700/200 SN 27 / Test results: ISI N 700/200 SN 27



Data / Date	28/10/2015
ID	Test 1
N [kN]	3041
Kv [kN/mm]	1448.0
N. cicli / N. cycles	3

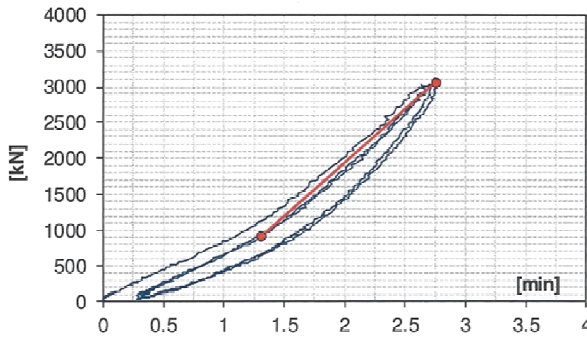
Figura 1: Legame carico verticale-abbassamento / Figure 1: Compression Stiffness.



Data / Date	28/10/2015
ID	Test 2
N [kN]	2196
d _{max_3° CICLE} [mm]	332.03
d _{min_3° CICLE} [mm]	-333.07
V _{max_3° CICLE} [kN]	523.56
V _{min_3° CICLE} [kN]	-526.82
f [Hz]	0.500
N. cicli / N. cycles	3
K _{eff_3° CICLE} [kN/mm]	1.582
ξ _{eff_3° CICLE} [%]	17.7%

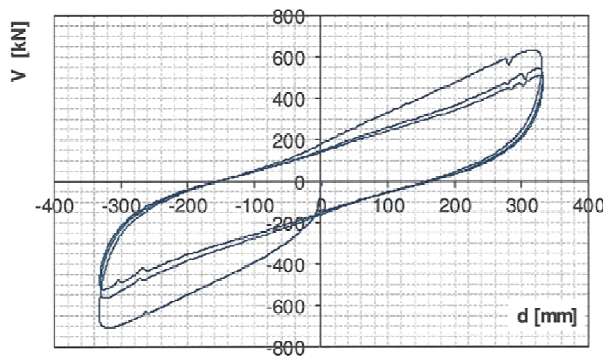
Figura 2: Legame spostamento orizzontale vs forza di taglio. / Figure 2: Horizontal Displacement vs Shear Strain.

Risultati: ISI N 700/200 SN 28 / Test results: ISI N 700/200 SN 28



Data / Date	28/10/2015
ID	Test 1
N [kN]	3036
Kv [kN/mm]	1489.0
N. cicli / N. cycles	3

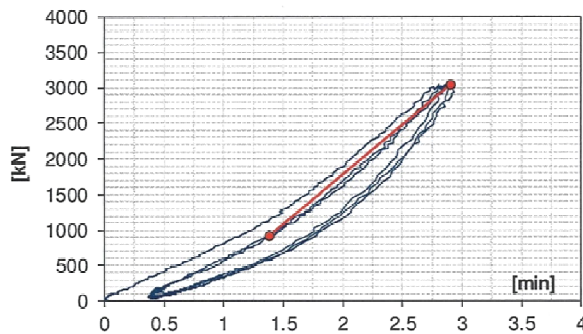
Figura 1: Legame carico verticale-abbassamento / Figure 1: Compression Stiffness.



Data / Date	28/10/2015
ID	Test 2
N [kN]	2183
$d_{max_3^o\ CICLE}$ [mm]	332.22
$d_{min_3^o\ CICLE}$ [mm]	-333.11
$V_{max_3^o\ CICLE}$ [kN]	512.21
$V_{min_3^o\ CICLE}$ [kN]	-518.51
f [Hz]	0.500
N. cicli / N. cycles	3
$K_{eff_3^o\ CICLE}$ [kN/mm]	1.552
$\xi_{eff_3^o\ CICLE}$ [%]	17.7%

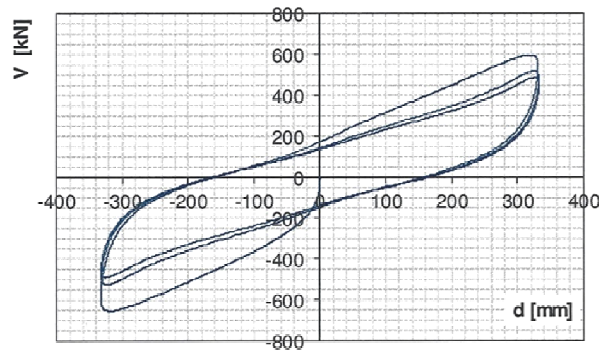
Figura 2: Legame spostamento orizzontale vs forza di taglio. / Figure 2: Horizontal Displacement vs Shear Strain.

Risultati: ISI N 700/200 SN 37 / Test results: ISI N 700/200 SN 37



Data / Date	28/10/2015
ID	Test 1
N [kN]	3045
Kv [kN/mm]	1402.2
N. cicli / N. cycles	3

Figura 1: Legame carico verticale-abbassamento / Figure 1: Compression Stiffness.



Data / Date	28/10/2015
ID	Test 2
N [kN]	2174
$d_{max_3^o\ CICLE}$ [mm]	332.62
$d_{min_3^o\ CICLE}$ [mm]	-333.41
$V_{max_3^o\ CICLE}$ [kN]	485.37
$V_{min_3^o\ CICLE}$ [kN]	-485.81
f [Hz]	0.500
N. cicli / N. cycles	3
$K_{eff_3^o\ CICLE}$ [kN/mm]	1.461
$\xi_{eff_3^o\ CICLE}$ [%]	17.9%

Figura 2: Legame spostamento orizzontale vs forza di taglio. / Figure 2: Horizontal Displacement vs Shear Strain.

A questo punto è opportuno osservare come i valori di rigidezza siano praticamente equivalenti a quelli riportati sulla scheda tecnica mentre il coefficiente di smorzamento è addirittura superiore al valore nominale di 10% e conseguentemente le prestazioni degli isolatori sono migliori.

Sempre con riferimento agli isolatori elastomerici armati si sono effettuate altre due prove su due dispositivi ed in particolare una **prova a taglio condotta in condizioni statiche** al fine di determinare lo spostamento massimo raggiungibile dal dispositivo ed una **prova a taglio condotta in condizioni dinamiche** in cui si è imposto uno spostamento pari a quello massimo del dispositivo, ovvero $\pm 400\text{mm}$, ed uno spostamento pari a $\pm 200\text{mm}$.

Risultati: dispositivo SN 17 / Test results: device SN 17

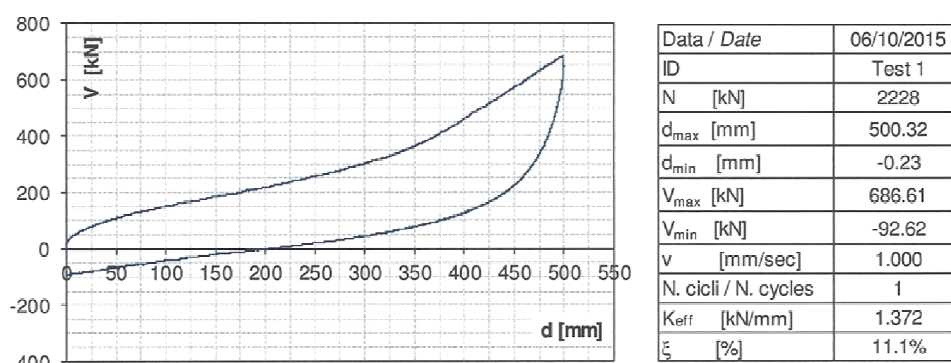


Figura 1: Legame spostamento orizzontale vs forza di taglio. / Figure 1: Horizontal vs Shear Strain.

Risultati: dispositivo SN 18 / Test results: device SN 18

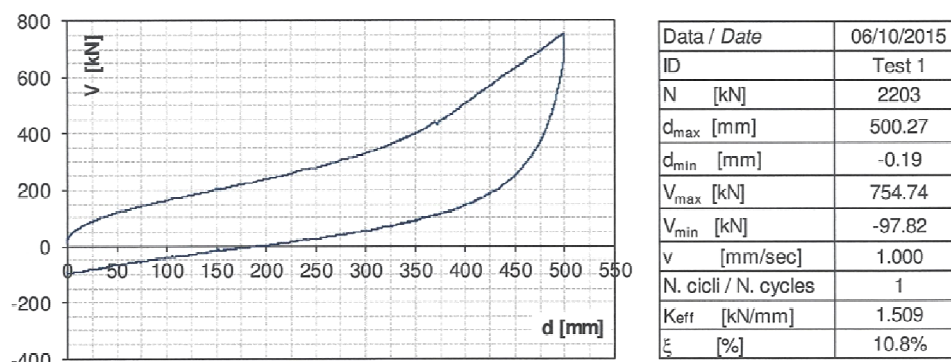
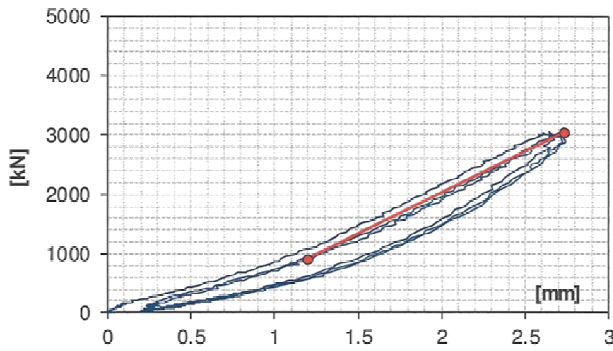


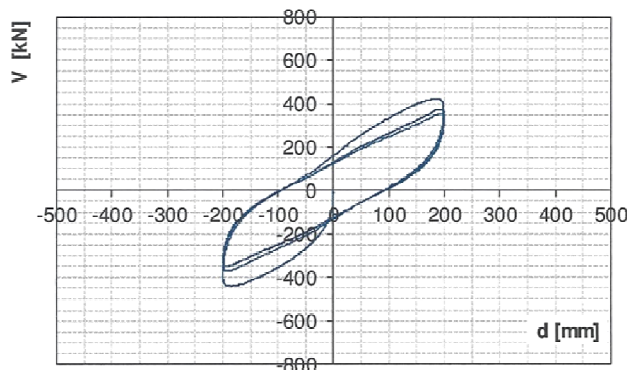
Figura 1: Legame spostamento orizzontale vs forza di taglio. / Figure 1: Horizontal vs Shear Strain.

Risultati: dispositivo SN 17 / Test results: device SN 17



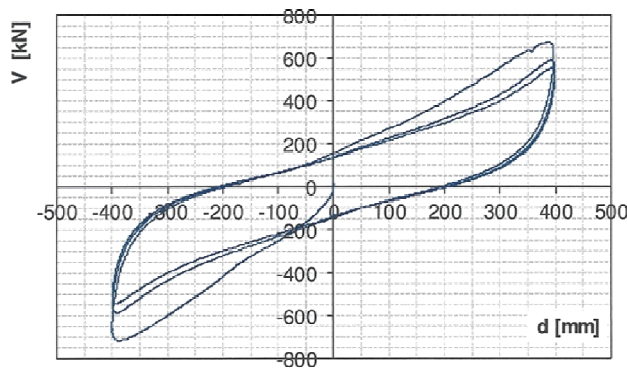
Data / Date	06/10/2015
ID	Test 1
N [kN]	3045
[N/mm]	1393.3
N. cicli / N. cycles	3

Figura 1: Legame carico verticale-abbassamento / Figure 1: Compression Stiffness.



Data / Date	06/10/2015
ID	Test 2
N [kN]	2187
$d_{max_3^{o}CICLE}$ [mm]	199.22
$d_{min_3^{o}CICLE}$ [mm]	-198.90
$V_{max_3^{o}CICLE}$ [kN]	346.69
$V_{min_3^{o}CICLE}$ [kN]	-341.82
$f_{3^{o}CICLE}$ [Hz]	0.500
N. cicli / N. cycles	3
$K_{eff_3^{o}CICLE}$ [kN/mm]	1.729
$\xi_{3^{o}CICLE}$ [%]	20.4%

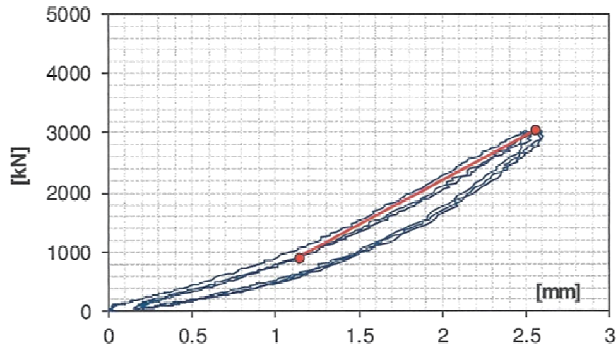
Figura 2 : Legame spostamento orizzontale vs forza di taglio. / Figure 2 : Horizontal vs Shear Strain.



Data / Date	06/10/2015
ID	Test 3
N [kN]	2207
$d_{max_3^{o}CICLE}$ [mm]	399.41
$d_{min_3^{o}CICLE}$ [mm]	-400.21
$V_{max_3^{o}CICLE}$ [kN]	675.70
$V_{min_3^{o}CICLE}$ [kN]	-714.98
$f_{3^{o}CICLE}$ [Hz]	0.500
N. cicli / N. cycles	5
$K_{eff_3^{o}CICLE}$ [kN/mm]	1.357
$\xi_{3^{o}CICLE}$ [%]	16.8%

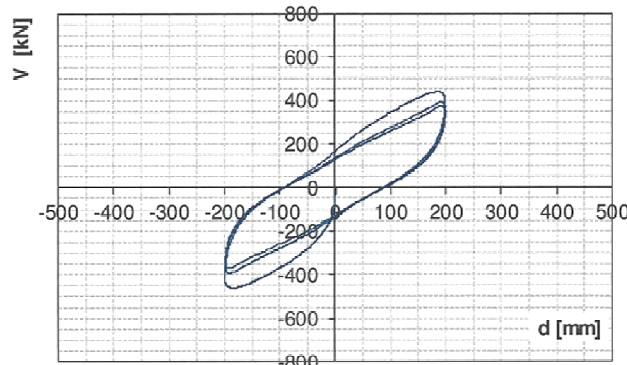
Figura 3: Legame spostamento orizzontale vs forza di taglio. / Figure 3: Horizontal vs Shear Strain.

Risultati: dispositivo SN 18 / Test results: device SN 18



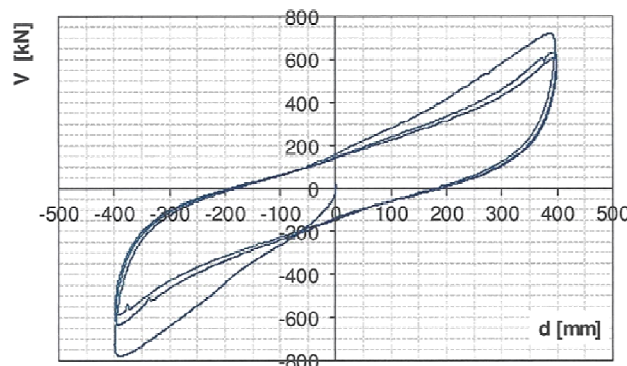
Data / Date	06/10/2015
ID	Test 1
N [kN]	3048
[N/mm]	1502.7
N. cicli / N. cycles	3

Figura 1: Legame carico verticale-abbassamento / Figure 1: Compression Stiffness.



Data / Date	06/10/2015
ID	Test 2
N [kN]	2201
d _{max_3°CICLE} [mm]	198.96
d _{min_3°CICLE} [mm]	-198.87
V _{max_3°CICLE} [kN]	364.47
V _{min_3°CICLE} [kN]	-362.72
f _{3°CICLE} [Hz]	0.500
N. cicli / N. cycles	3
K _{eff_3°CICLE} [kN/mm]	1.828
ξ _{3°CICLE} [%]	19.8%

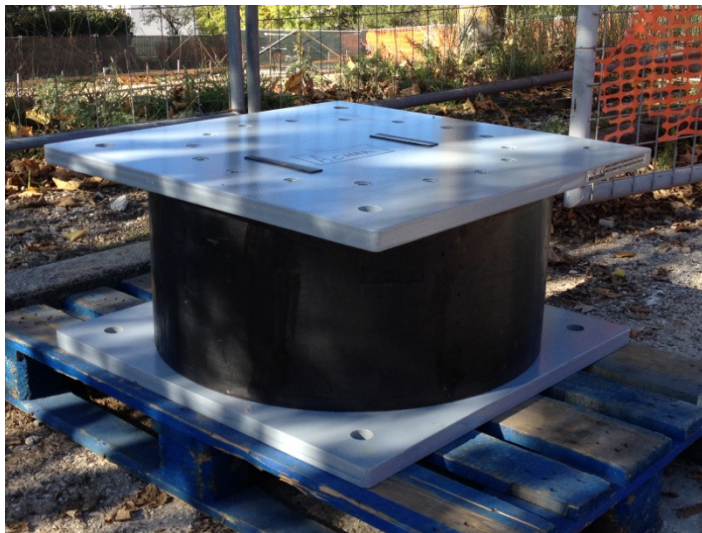
Figura 2 : Legame spostamento orizzontale vs forza di taglio. / Figure 2 : Horizontal vs Shear Strain.



Data / Date	06/10/2015
ID	Test 3
N [kN]	2218
d _{max_3°CICLE} [mm]	399.09
d _{min_3°CICLE} [mm]	-399.98
V _{max_3°CICLE} [kN]	721.47
V _{min_3°CICLE} [kN]	-778.98
f _{3°CICLE} [Hz]	0.500
N. cicli / N. cycles	5
K _{eff_3°CICLE} [kN/mm]	1.482
ξ _{3°CICLE} [%]	15.8%

Figura 3: Legame spostamento orizzontale vs forza di taglio. / Figure 3: Horizontal vs Shear Strain.

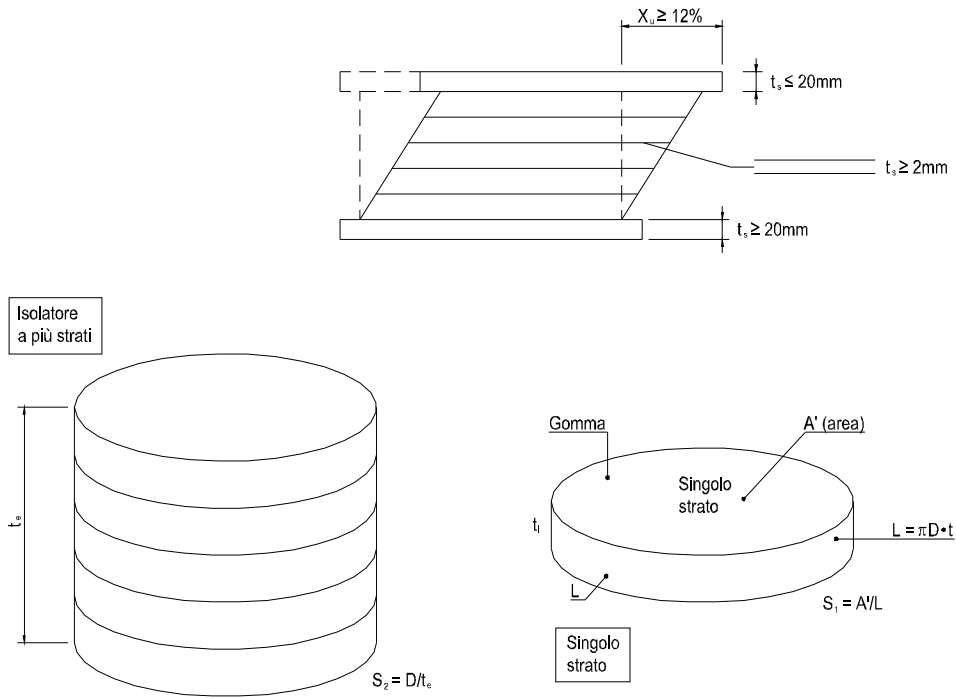
Per completezza e maggiore chiarezza si riportano di seguito alcune fotografie fatte in cantiere antecedentemente alla fase di posizionamento dei dispositivi di isolamento e degli appoggi multi direzionali:



3.2.6. *Analisi del comportamento meccanico degli isolatori elastomerici in neoprene armato con sezione circolare – VERIFICHE SUGLI ISOLATORI*

L'utilizzo degli isolatori elastomerici in neoprene armato costituisce una soluzione tecnologica destinata ad avere un impiego sempre maggiore nelle opere di Ingegneria Civile per le potenzialità che essa offre nella prevenzione antisismica. A questi dispositivi è infatti ascritta la funzione di fornire un vincolo a bassa rigidità orizzontale in grado di disaccoppiare il moto della struttura da quello del terreno, in modo tale da ridurre drasticamente le accelerazioni impresse alle masse attraverso un radicale incremento del periodo proprio di oscillazione della struttura. Nel contempo gli stessi isolatori debbono possedere una adeguata rigidità verticale e flessionale che consenta di trasferire i carichi assiali con cedimenti minimi e di essere in grado di assorbire le rotazioni impresse dalla sovrastruttura. Nell'ambito strutturale gli isolatori costituiscono pertanto vincoli deformabili dei quali occorre definire i parametri di progetto in termini di resistenza, rigidità e stabilità.

Nelle sue linee essenziali la teoria degli isolatori elastomerici riprende la formulazione originariamente sviluppata da Conversy [6] per gli appoggi in neoprene armato con lamierini di acciaio solidarizzati mediante vulcanizzazione, in cui il comportamento meccanico dell'elastomero viene assimilato a quello di un materiale incompressibile che si deforma senza variazione di volume in un ambito elastico lineare isotropo di piccole deformazioni per quanto concerne i carichi verticali e in regime di grandi spostamenti di materiale iperelastico per quanto riguarda i movimenti orizzontali. Si analizza pertanto dapprima, come modello di riferimento, il comportamento di uno strato di elastomero compreso tra due lamierini d'acciaio supposti inestensibili che viene studiato formulando le ipotesi di base di seguito illustrate per lo stato di tensione, di deformazione e per la legge costitutiva dell'elastomero.

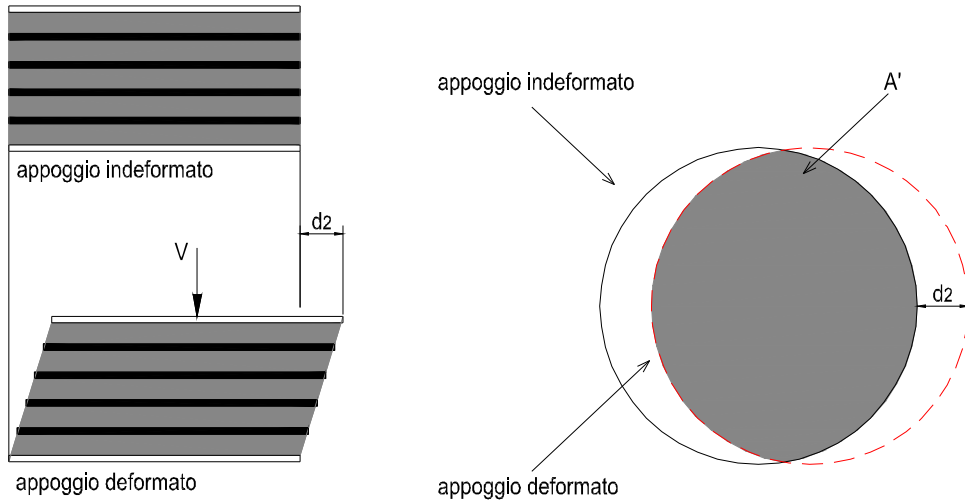


Prima di analizzare più da vicino quelle che sono le verifiche previste dalla normativa italiana per gli isolatori sismici è necessario definire ed introdurre una serie di concetti fondamentali nell'ambito di questi dispositivi:

FATTORE DI FORMA PRIMARIO S_1 : esso è individuato dal rapporto tra l'area dell'impronta caricata (*loaded area*) e l'area della superficie laterale libera (*force free area*): $S_1 = \frac{A}{S_L} = \frac{D}{4t_i}$

FATTORE DI FORMA SECONDARIO S_2 : è individuato dal rapporto fra il diametro del dispositivo e lo spessore complessivo dell'elastomero: $S_2 = \frac{D}{t_e}$

AREA RIDOTTA EFFICACE: I movimenti orizzontali delle strutture isolate possono raggiungere, in zone a medio alta sismicità, valori dell'ordine di diverse decine di centimetri. In queste condizioni occorre tenere conto che il trasferimento del carico verticale può avvenire direttamente tra la piastra superiore e quella inferiore solo lungo la proiezione dell'area condivisa dalla superficie circolare superiore traslata dello spostamento di progetto d_2 e dalla superficie circolare della base fissa inferiore. 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 $\theta = \frac{\varphi}{2}$:



$$\cos \theta = \frac{u/2}{R}$$

si ricava per l'angolo caratterizzante l'impronta efficace la relazione fornita dalle NTC 20008:

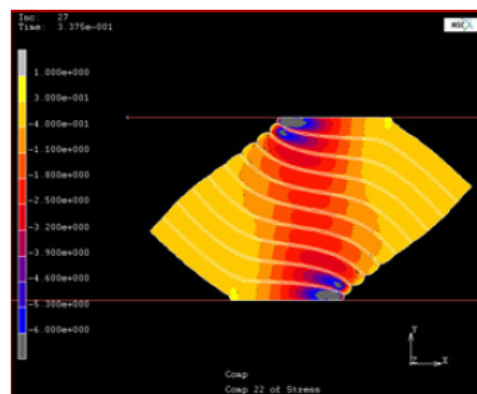
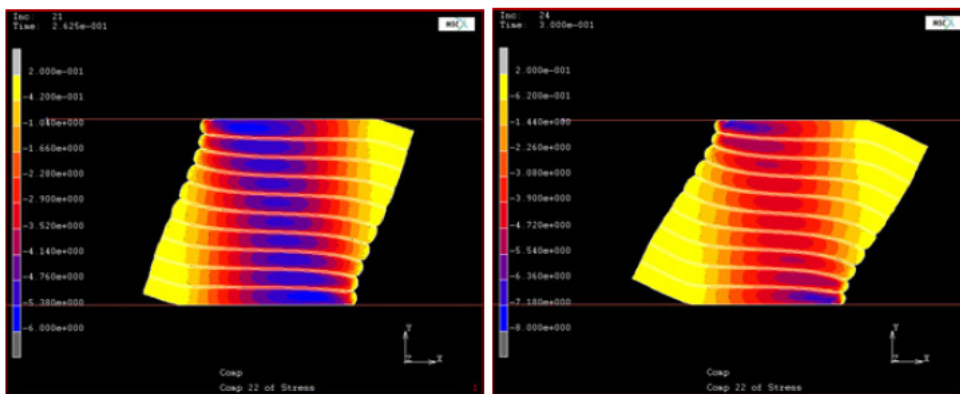
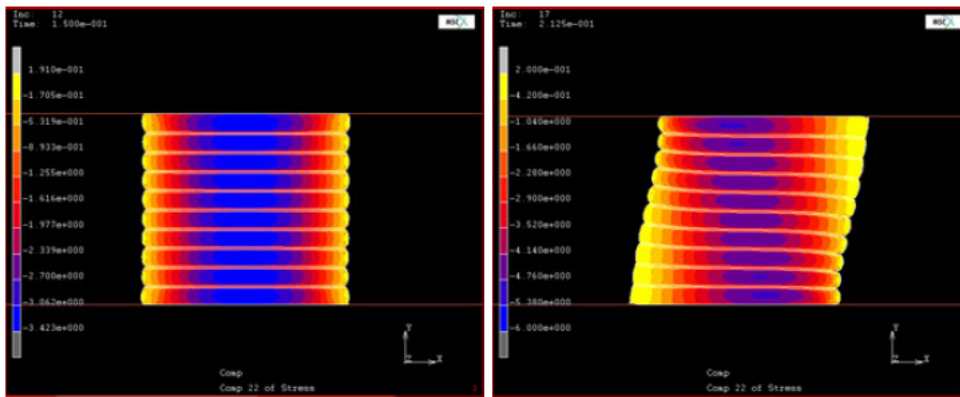
$$\cos \frac{\varphi}{2} = \left(\frac{u}{R} \right)$$

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

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

la cui superficie assume quindi il significato di area di contatto effettiva. L'area efficace si annulla per uno spostamento laterale pari al diametro ($u = D$), ossia per uno scorrimento pari a $\gamma = \frac{D}{t_e} = S_2$.

La presenza di un nucleo centrale efficace e resistente può essere dimostrato con riferimento ad una serie di schermate ottenute durante una prova sperimentale:



La finalità dell'impiego degli isolatori è come noto quella di separare il moto della sovrastruttura da quello del terreno inserendo un dispositivo strutturale a bassa rigidità a taglio.

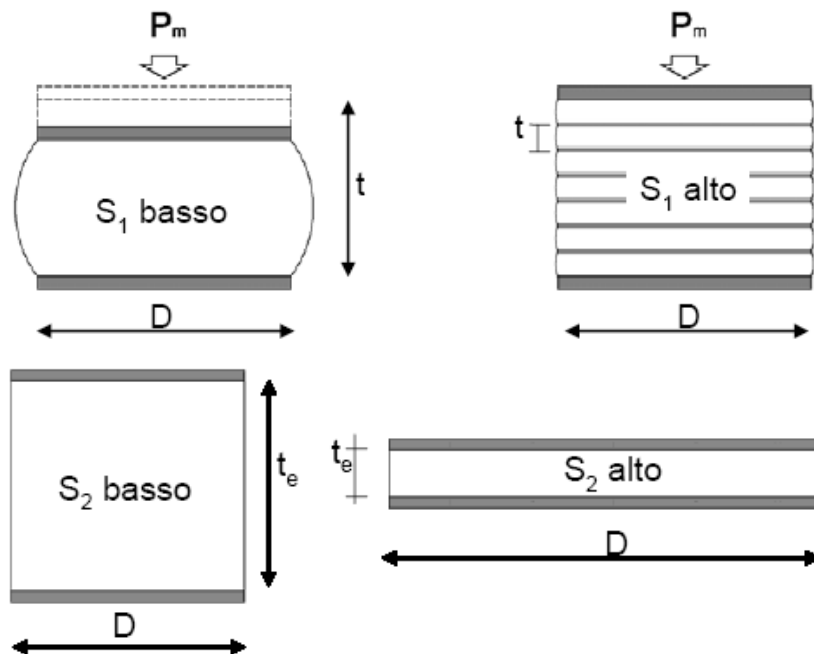
Per ottenere questo obiettivo è necessario utilizzare materiali a basso modulo elastico tangenziale come la gomma ed aumentare lo spessore complessivo dell'elastomero non potendosi ridurre oltremodo l'area della sezione circolare necessaria per garantire adeguata resistenza, rigidità e stabilità nei confronti dei carichi verticali.

Per soddisfare questo secondo requisito lo spessore totale dell'elastomero viene frazionato in strati sottili interponendo tra di essi lamierini di acciaio a cui vengono

solidarizzati a caldo. In questo modo il confinamento degli strati di gomma prodotto dalla tensioni tangenziali d'interfaccia permette di applicare pressioni verticali rilevanti con piccole deformazioni che sono sostanzialmente limitate ai soli scorrimenti tangenziali che producono **variazione di forma ma non di volume** della gomma, con cedimenti ridotti di diversi ordini di grandezza rispetto al caso non confinato.

L'elevato spessore complessivo di elastomero riduce inoltre la rigidità rotazionale, e con essa i momenti antagonisti associati alla rotazione impressa ma riduce nel contempo anche il carico critico euleriano. Nel caso degli isolatori il **carico di instabilità** è infatti determinato dal loro modesto modulo elastico tangenziale ($0.4 < G < 1.0$ MPa) e dai fattori di forma primario e secondario ($S_1 > 15 \div 20$; $S_2 > 3 \div 4$), che a parità di diametro sono inversamente proporzionali rispettivamente allo spessore del singolo strato di elastomero ($S_1 = D/4t_i$) ed allo spessore totale degli strati di gomma ($S_2 = D/t_e$).

Un incremento dei valori di questi parametri geometrici consente quindi di ottenere un significativo aumento del carico critico e del carico che produce delaminazione ma a fronte di ridotti spessori di gomma. Si evince quindi come il progetto degli isolatori debba compendiare esigenze contrastanti volte ad assicurare da un lato una bassa rigidità a taglio necessaria per la funzione primaria dell'isolatore e nel contempo di garantire elevate rigidità assiali ed adeguati valori del carico critico pur in presenza di forti spessori totali di elastomero.



Per quanto riguarda le verifiche da effettuare sull'isolatore elastomerico abbiamo che andremo inizialmente ad analizzare il comportamento dell'elastomero in termini di scorrimento γ , successivamente sul lamierino d'acciaio ed infine verrà realizzata una verifica di instabilità.

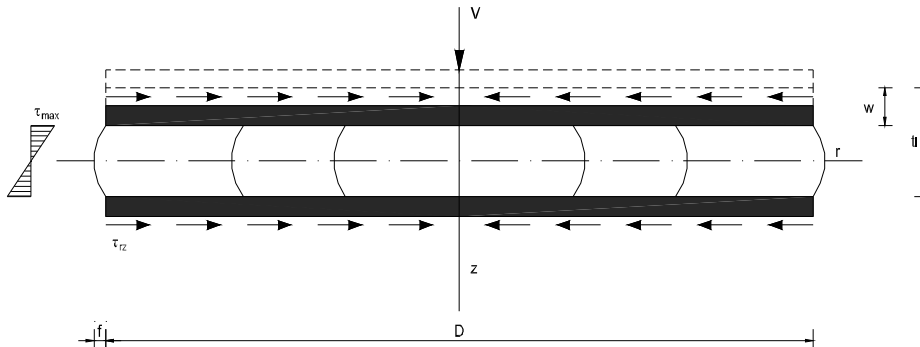
- **AZIONI ORIZZONTALI:** Le azioni sismiche orizzontali ed i movimenti laterali da esse impressi producono nell'elastomero scorrimenti relativi tra le due facce dello strato di gomma che attivano le tensioni tangenziali che nell'insieme

costituiscono la reazione vincolare orizzontale che fa equilibrio alla azione esterna. A questo riguardo si conviene, per uniformità di simbologia con la norma NTC 2008, con: $u = d_2$ lo spostamento relativo di progetto tra le due facce dell'isolatore. In condizioni di taglio semplice lo scorrimento dell'isolatore si ricava sommando gli scorrimenti relativi dei singoli strati, ottenendo:

$$\gamma_s = \frac{u}{t_e} \leq 2$$

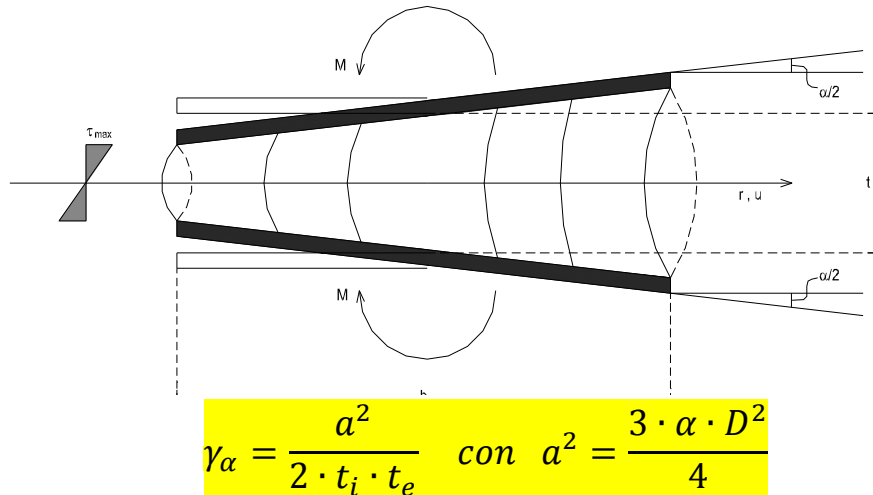
Per questa deformazione tangenziale la normativa fissa un limite pari a 2, imponendo quindi che lo spostamento laterale non possa essere superiore al doppio dello spessore totale di elastomero al fine di garantire un'adeguata area dell'impronta caricata dal carico verticale.

- **AZIONI VERTICALI:** la condizione di carico con sforzo normale centrato N si analizza osservando che sotto l'azione di un carico verticale l'isolatore elastomerico subisce uno schiacciamento nella direzione della forza; concentrandoci sul singolo strato di elastomero di spessore t_e abbiamo che i due lamierini di acciaio forniscono un effetto di confinamento e il disco di gomma non potendo variare di volume tende a spanciare lateralmente con la conseguente nascita di un ulteriore scorrimento γ_c .



$$\gamma_c = \frac{1,50 N}{G_{din} \cdot S_1 \cdot A_r}$$

- **ROTAZIONE IMPRESSA:** l'isolatore elastomerico è soggetto oltre che ad uno sforzo assiale di compressione anche ad un momento flettente che induce pertanto la nascita di una rotazione; lo studio del comportamento dello strato di elastomero soggetto ad una rotazione relativa tra la faccia inferiore e quella superiore porta alla determinazione dello scorrimento γ_α



Una volta noti i tre scorrimenti possiamo determinare lo scorrimento totale a taglio con il quale effettuare la verifica a delaminazione o debonding: $\gamma_t = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_{\alpha}$

Il **fenomeno del debonding** corrisponde alla perdita di aderenza tra lamierino ed elastomero che si innesca ai bordi dello strato di elastomero e che propagandosi all'interno dell'interfaccia tra gomma ed acciaio ne provoca la delaminazione. La tensione tangenziale massima che provoca il distacco si manifesta in corrispondenza di uno scorrimento totale pari a γ_t .

La verifica alla rottura per debonding è implicitamente contenuta nella prescrizione di normativa che fissa per lo scorrimento totale il limite:

$$\gamma_t \leq 5$$

CARICO CRITICO DI INSTABILITA'

La verifica della stabilità dell'equilibrio degli isolatori assume una importanza fondamentale a causa della bassa rigidità 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. Il carico euleriano, supponendo che la sezione di sommità dell'isolatore trasli senza ruotare, risulta essere:

$$P_E = \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot J_{eff}}{t_e^2}$$

mentre il carico critico di un isolatore dotato di sola rigidità tagliante vale:

$$P_s = G \cdot A_r$$

Operando l'analisi del secondo ordine si ricava che il carico critico effettivo è pari a $V_{cr} = (P_E P_s)^{1/2}$. Esplicitando i vari termini si deduce la relazione seguente riportata nella norma NTC 2008:

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

Introducendo il parametro di forma secondario, individuato dal rapporto:

$$S_2 = \frac{D}{t_e}$$

il carico critico di instabilità assume l'espressione equivalente:

$$N_{cr} = G_{din} \cdot A_r \cdot S_1 \cdot S_2$$

che mostra l'influenza dei parametri di forma primario (di stabilità locale) e secondario (di stabilità globale) nell'incrementare il carico critico associato alla sola rigidità a taglio.

DISPOSITIVI: ISOLATORI SISMICI ELASTOMERICI ISI N 700/200

LA PRIMA CONDIZIONE DA VERIFICARE NELL'AMBITO DELLA MODELLAZIONE DI UN SISTEMA DI ISOLAMENTO SISMICO E' CHE TUTTI I DISPOSITIVI RISULTINO COMPRESSI

FATTORI DI FORMA

Fattore di forma primario: $S_1 = A/SL = 17,50$

Fattore di forma secondario: $S_2 = D/te = 3,50$

MODULO DI TAGLIO DINAMICO DELL'ELASTOMERO

$G_{din} = 0,80 \text{ Mpa} = 800 \text{ KN/m}^2$

AREA RIDOTTA EFFICACE

$A_r = D^2/4 (\phi - \text{sen}\phi) = 0,241$ con $\phi = 2\arccos(u/D) = 2$

CARICO CRITICO DI INSTABILITA'

$N_{cr} = G_{din} \cdot A_r \cdot S_1 \cdot S_2 = 11809 \text{ KN}$

SCORRIMENTO ANGOLARE PER AZIONI ORIZZONTALI

$\gamma_s = D/te \leq 2$

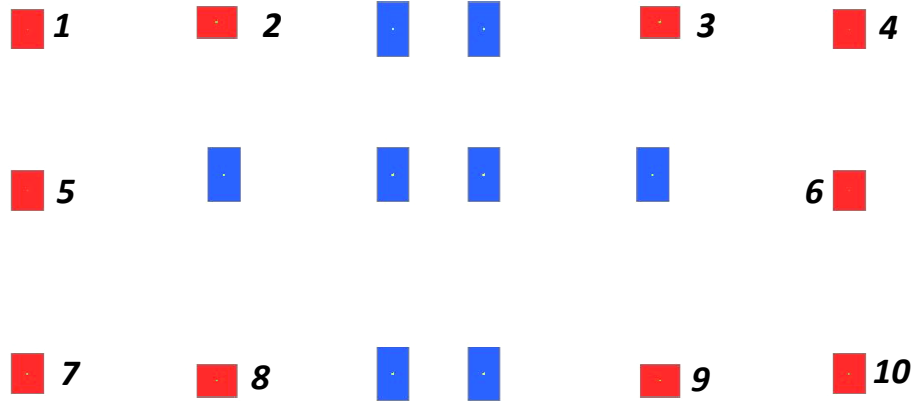
SCORRIMENTO ANGOLARE PER AZIONI VERTICALI

$\gamma_c = 1,50N/S_1 \cdot G_{din} \cdot A_r$

SCORRIMENTO ANGOLARE PER ROTAZIONI IMPRESSE

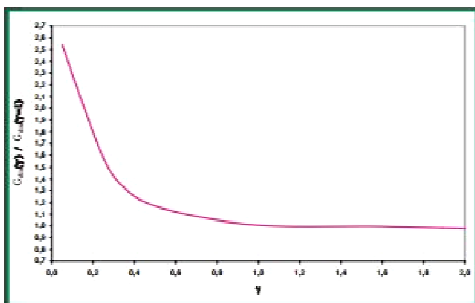
$\gamma_\alpha = a^2/2 \cdot t_i \cdot te$ con $a^2 = 3\alpha D^2/4$

N°ISOL.	Nmax.	γ_s	γ_c	γ_α	γ_t	$\gamma_s \leq 2$	$\gamma_t \leq 5$	$N_{max} \leq N_{cr}/2$
1	4243,14	1,2185	1,886	0,5136	3,6181	OK	OK	OK
2	2081,94	1,2185	0,926	0,5136	2,6581	OK	OK	OK
3	2489,5	1,2185	1,107	0,5136	2,8391	OK	OK	OK
4	4263,82	1,2185	1,896	0,5136	3,6281	OK	OK	OK
5	3323,56	1,2185	1,478	0,5136	3,2101	OK	OK	OK
6	3335,64	1,2185	1,483	0,5136	3,2151	OK	OK	OK
7	3888,04	1,2185	1,729	0,5136	3,4611	OK	OK	OK
8	1648	1,2185	0,73	0,5136	2,4621	OK	OK	OK
9	1656,09	1,2185	0,736	0,5136	2,4681	OK	OK	OK
10	3908,09	1,2185	1,737	0,5136	3,4691	OK	OK	OK

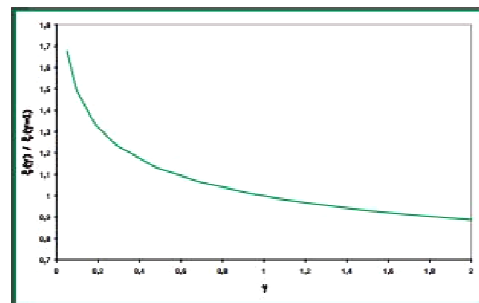


Osservando la tabella sopra riportata è immediato notare come tutte le **verifiche** previste dalla normativa italiana di riferimento nei riguardi dei dispositivi di isolamento sismico elastomerici risultano **ampiamente soddisfatte**.

Con riferimento agli scorrimenti angolari a taglio precedentemente calcolati per i singoli dispositivi è opportuno far notare come le mescole elastomeriche ad alto smorzamento sono caratterizzate da una **sensibile variazione del modulo di taglio dinamico G_{din}** (cioè valutato mediante prove cicliche a frequenza diversa da zero) al variare della **deformazione da scorrimento γ** , in particolare per bassi livelli di deformazioni ($\gamma < 10\%$) il modulo di taglio risulta essere particolarmente elevato, anche 5 – 10 volte maggiore di quello relativo a livelli di deformazione nelle condizioni sismiche di progetto in cui risulta $\gamma = 100\% \div 150\%$. Ciò consente di ottenere un elevato valore di rigidità orizzontale degli isolatori e di evitare quindi spostamenti eccessivi in presenza di eccitazioni dinamiche di bassa intensità, come ad esempio il vento. In particolare per valori di deformazione γ compresi fra il 100% e il 200% il diagramma sembrerebbe assumere un andamento sub – orizzontale tuttavia analizzando la prova a taglio condotta in condizioni dinamiche si osserva che all'aumentare dello spostamento, da $\pm 200mm$ a $\pm 400mm$, la rigidità orizzontale corrispondente diminuisce pertanto in realtà il diagramma continua a diminuire asintoticamente. Anche il **coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ** varia in funzione della deformazione di taglio.



Tipica variazione del modulo dinamico equivalente a taglio in funzione della deformazione a taglio dell'elastomero prodotta dallo spostamento sismico.



Tipica variazione del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente in funzione della deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dallo spostamento sismico.

Inoltre è importante ricordare che per un isolatore in gomma ad elevato smorzamento si ha che:

- *l'elevata capacità dissipativa permette di limitare lo spostamento di progetto a valori accettabili;*
- *la rigidità crescente al diminuire del livello dell'eccitazione sismica permette di impedire continue vibrazioni sotto azioni non sismiche;*
- *il comportamento quasi elastico assicura una buona capacità ricentrante (riportare la struttura nella posizione iniziale una volta terminato il terremoto);*
- *l'incrudimento della gomma a deformazioni maggiori di quelle associate al terremoto di progetto (incremento del modulo di taglio per $\gamma > 100\div 150\%$, può risultare utile nel limitare gli spostamenti nel caso di eventi sismici anomali per intensità o per contenuto di frequenza.*

CONCLUSIONI

A conclusione di questo progetto di tesi possiamo affermare innanzitutto che anche la *progettazione antisismica delle strutture*, come le altre condizioni di carico, è basata sul soddisfacimento dell'equazione: **CAPACITA' \geq DOMANDA**, in cui la domanda è determinata dal moto del terreno e la capacità delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità in campo non lineare della struttura.

Un evento sismico, infatti, genera nella struttura delle forze d'inerzia pari al prodotto delle sue masse per le accelerazioni associate alle vibrazioni indotte dal movimento del terreno. Per evitare danni strutturali durante un evento sismico sarebbe pertanto necessario andare ad aumentare proporzionalmente la resistenza della struttura tuttavia è opportuno sottolineare che il danneggiamento strutturale non corrisponde ad una condizione di collasso, avendo quindi che la struttura in esame presenta ancora abbondanti risorse di sopravvivenza il tutto grazie alla duttilità. Di conseguenza possiamo affermare che nell'ambito delle strutture tradizionali soggette ad un evento sismico la normativa di riferimento consente di far ricorso alla duttilità strutturale per soddisfare la domanda, che diviene quindi condizione sulla duttilità o sulle deformazioni e non più sulla resistenza. Tuttavia l'accettazione di elevate richieste di duttilità implica l'accettazione di danni agli elementi strutturali e dei relativi costi di riparazione e di interruzione del servizio.

Proprio con riferimento a questi aspetti si ispirano le moderne normative in ambito sismico le quali applicano i criteri che stanno alla base del cosiddetto CAPACITY DESIGN, il quale ha l'obiettivo di ridurre la domanda sugli elementi strutturali e sui meccanismi di funzionamento sfavorevoli allo sviluppo di una buona duttilità d'insieme. La moderna progettazione antisismica, pertanto, realizza i suoi obiettivi fondamentali, consistenti nell'evitare il collasso delle strutture per terremoti di forte intensità e nel limitare il danneggiamento delle parti non strutturali per terremoti di media intensità, con l'applicazione di criteri per la scelta ottimale dei parametri strutturali fondamentali.

Il discorso appena riportato riguarda gli edifici e le strutture a base fissa o comunque caratterizzate dall'assenza di appositi dispositivi di isolamento o smorzamento dell'azioni sismiche.

Alcune moderne tecniche di protezione sismica passiva delle strutture utilizzano appositi dispositivi per ridurre la domanda e concentrare in essi, anziché in parti della struttura, l'assorbimento e la dissipazione di energia.

In particolare con riferimento alla nostra struttura abbiamo che l'isolamento sismico realizza in maniera efficiente ed efficace la strategia di riduzione della domanda in maniera globale, abbattendo drasticamente quella che è l'energia trasmessa dal suolo all'intera struttura. In generale abbiamo che l'isolamento sismico consiste essenzialmente nell'andare a disaccoppiare il moto del terreno da quello della struttura, introducendo una sconnessione lungo l'altezza della struttura stessa, la quale risulta

quindi suddivisa in due parti: la sottostruttura, rigidamente connessa al terreno, e la sovrastruttura.

La continuità strutturale, e con essa la trasmissione dei carichi verticali al terreno, è garantita attraverso l'introduzione, fra sovrastruttura e sottostruttura, di isolatori, caratterizzati da una elevata deformabilità e da una bassa resistenza al moto in direzione orizzontale, nonché da una notevole rigidità in direzione verticale.

La sottostruttura, generalmente molto rigida, subisce all'incirca la stessa accelerazione del terreno, mentre la sovrastruttura fruisce dei benefici derivanti dall'aumento di deformabilità conseguente all'introduzione degli isolatori.

Gli spettri di risposta in termini di accelerazioni della maggior parte dei terremoti, infatti, presentano una forte amplificazione nell'intervallo 0.2-0.8 sec, in cui ricade il periodo proprio di vibrazione di molte delle usuali strutture fisse alla base. Assumendo, per semplicità, che i dispositivi d'isolamento abbiano un comportamento di tipo elastico o ad esso assimilabile, l'aumento di deformabilità conseguente all'introduzione degli isolatori porta il periodo proprio del sistema strutturale in una zona dello spettro a più bassa accelerazione.

Di conseguenza le accelerazioni prodotte dal sisma sulla struttura isolata risultano drasticamente minori rispetto a quelle prodotte nella configurazione a base fissa, a tal punto che la struttura può essere agevolmente progettata per resistere a terremoti violenti senza dover subire danni alle parti strutturali.

Naturalmente l'aumento del periodo comporta anche un incremento degli spostamenti, che, però, si concentrano nel sistema d'isolamento, in cui viene assorbita e dissipata gran parte dell'energia immessa dal terremoto.

La sovrastruttura si comporta quasi come un corpo rigido, subendo spostamenti relativi interplanetari molto contenuti.

Di conseguenza, si riducono drasticamente, o si eliminano totalmente, anche i danni alle parti non strutturali.

Ovviamente andando a concentrare la quasi totalità della deformazione a livello degli isolatori sismici sarà necessario prestare particolare attenzione alle caratteristiche meccaniche nonché alle prestazioni dei dispositivi i quali devono essere in grado di concentrare in essi la dissipazione dell'energia connessa al sisma.

Per evitare eccessivi spostamenti del sistema d'isolamento, che risulterebbero condizionanti nella progettazione degli impianti a terra o dei giunti di separazione con strutture adiacenti, questo, nel suo insieme, può essere dotato di una elevata capacità dissipativa, corrispondente a rapporti di smorzamento dell'ordine del 10 – 30%.

La presenza degli isolatori implica una variazione dell'assetto resistente poiché si elimina la continuità strutturale, inserendo un elemento in parte deformabile.

In definitiva pertanto possiamo affermare che in presenza di un sistema di isolamento sismico in grado di disaccoppiare il moto del terreno da quella della sovrastruttura e concentrare in esso la totale dissipazione dell'energia connessa all'evento tellurico,

nell'ambito della progettazione noi andremo quasi a dimenticarci della duttilità degli elementi strutturali dal momento che il corpo di fabbrica presenta un comportamento paragonabile a quello di un corpo rigido soggetto ad uno stato di sollecitazione e deformazione piuttosto contenuto. Inevitabilmente assegnando la dissipazione dell'energia ai dispositivi di isolamento sismico sarà doveroso prestare particolare attenzione alla necessità di una eventuale manutenzione o sostituzione degli isolatori a seguito di evento tellurico in modo tale da garantire la completa funzionalità ed efficienza al manifestarsi di un successivo terremoto.

BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

1. Decreto Ministeriale del 14.01.2008 *“Norme tecniche per le costruzioni”*
2. Costruttori ForCase, *“L’Aquila il progetto CASE”*, IUSS Press (Istituto Universitario di Studi Superiori), 2011.
3. Parducci A. *“La sfida dell’isolamento sismico – The challenge of seismic isolation”*, editore Il Prato, 2007.
4. *“Analisi del comportamento meccanico di isolatori elastomerici in neoprene armato con sezione di forma circolare”*, Ing. Maurizio Lenzi
5. M. Dolce, D. Cardone, F.C. Ponzo, A. Di Cesare *“Progetto di edifici con isolamento sismico”*, IUSS Press (Istituto Universitario di Studi Superiori).

Riferimenti internet

www.cslp.it

www.alga.it

www.fip-group.it

RINGRAZIAMENTI

Ho il piacere di concludere la mia tesi magistrale con alcuni ringraziamenti per le persone che mi hanno accompagnato in questa esperienza universitaria a Bologna e durante la realizzazione di questo progetto di tesi:

- *Il primo ringraziamento va sicuramente alla mia famiglia che mi ha sempre sostenuto e supportato durante il mio percorso universitario, facendomi sentire sempre la loro vicinanza soprattutto in alcuni momenti difficili che ho incontrato nell'ultimo periodo dei miei studi;*
- *Un ringraziamento va sicuramente al professor Pascale che mi ha dato la possibilità di completare il mio percorso universitario con questo progetto di tesi e si è reso disponibile per chiarimenti e delucidazioni; riferendoci al progetto di tesi non possono mancare i ringraziamenti all'Acmar s.c.p.a, ma soprattutto agli Ingegneri Maurizio Lenzi e Nicoletta Capucci i quali mi hanno seguito praticamente quotidianamente nella realizzazione di questa tesi aiutandomi e fornendomi tutti i chiarimenti di cui avessi bisogno;*
- *Abbandonando quello che è il progetto di tesi, un enorme ringraziamento va alla persona che negli ultimi cinque anni più di chiunque altro mi è stata vicino ogni singolo momento, condividendo con me la felicità per il superamento degli esami o il conseguimento di determinati obiettivi e allo stesso tempo supportandomi, sostenendomi, dandomi forza in quei momenti difficili che sembravano non passare mai. Con te ho condiviso praticamente ogni giorno della mia carriera universitaria, ho trascorso momenti bellissimi ed indimenticabili e per tutto quello che sei riuscita a regalarmi non smetterò mai di dirti grazie.*
- *Ovviamente un ringraziamento va ai miei coinquilini Alberto, Andrea, Antonio, Fabio, Dario con i quali ho trascorso due anni fantastici fatti di studio, divertimento, gag, cene e pranzi infiniti e indimenticabili, serate da ricordare.*
- *L'ultimo ringraziamento, ma non per questo meno importante, va a tutti i miei amici che mi sono stati vicini, sostenuto e motivato in questo percorso universitario.*