

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso di Laurea in Ingegneria Civile – Indirizzo Strutture

DISTART

Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti, delle
Acque, del Rilevamento, del Territorio.

Tesi di Laurea in Tecnica delle Costruzioni

**ADEGUAMENTO SISMICO DEL PONTE SUL
TORRENTE SENIO PRESSO ALFONSINE (RA)**

Tesi di Laurea di:

ALESSANDRA LEDA

Relatore:

Prof. Ing. ANDREA BENEDETTI

Relatore esterno:

Ing. MAURIZIO LENZI

Anno Accademico 2006 - 2007 - Sessione II

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.

INDICE

<u>PREMESSA</u>	V
<u>RIFERIMENTI NORMATIVI</u>	IX
1. <u>DESCRIZIONE DELL'OPERA</u>	pag. 1
2. <u>IL TESTO UNICO PER LE COSTRUZIONI</u>	pag. 7
L'azione sismica	pag. 8
Gli spettri di risposta per lo S.L.U.	pag. 12
2.1.1 Gli spettri di risposta elastici	pag. 12
2.1.2 Gli spettri di risposta di progetto	pag. 14
2.1.3 La duttilità	pag. 15
3. <u>DISPOSITIVI ANTISISMICI</u>	pag. 23
Dispositivi di connessione rigida	pag. 26
Isolatori elastici	pag. 28
Dispositivi dissipatori	pag. 29
Dispositivi dissipatori a comportamento misto o vincoli elastomerici	pag. 32
4. <u>ADEGUAMENTO SISMICO</u>	pag. 35
Le caratteristiche geometriche	pag. 36
I carichi sulle pile	pag. 37
Sisma longitudinale	pag. 39

Sisma trasversale	pag.	41
Duttività effettiva di una struttura	pag.	43
La risposta sismica effettiva in direzione longitudinale	pag.	46
Adeguamento sismico per sismi longitudinali	pag.	56
Inserimento di isolatori	pag.	56
Inserimento di dissipatori isteretici	pag.	61
Inserimento di dissipatori isteretici con isolatori	pag.	69
5. <u>ANALISI PUSH-OVER</u>	pag.	73
Determinazione della curva di capacità	pag.	74
Curva di capacità in direzione longitudinale	pag.	74
Calcolo manuale	pag.	74
Impiego di Strauss	pag.	79
Curva di capacità in direzione trasversale	pag.	85
Calcolo manuale	pag.	85
Impiego di Strauss	pag.	91
Determinazione del punto di funzionamento	pag.	96
Punto di funzionamento in direzione longitudinale	pag.	96
Punto di funzionamento in direzione trasversale	pag.	105
Inserimento dei dissipatori viscosi	pag.	113
Dissipatori viscosi in direzione longitudinale	pag.	113
Dissipatori viscosi in direzione trasversale	pag.	117
Posizione dei dissipatori viscosi	pag.	121
6. <u>CONCLUSIONI</u>	pag.	123

PREMESSA¹

Ancora oggi i terremoti producono catastrofi sproporzionate rispetto alle potenzialità che le conoscenze scientifiche e le tecniche costruttive potrebbero esprimere. Spesso ci si accontenta di attribuirne le cause ad una generica cattiva esecuzione o alla povera qualità delle costruzioni più vecchie. Non sono questi tuttavia gli unici problemi veri; è altrettanto vero che troppo spesso è apparso evidente l'insoddisfacente comportamento delle nuove costruzioni, perfino quando queste erano state progettate con criteri antisismici tradizionali basati sull'applicazione di norme sismiche di vecchia generazione. Questo significa che si devono valutare altri aspetti in aggiunta a quelli che si controllano applicando le concezioni sulle quali si sono basate finora le norme tradizionali, così come occorre superare le assuefazioni progettuali che le stesse avevano generato. Per mitigare i danni da terremoto si devono applicare concezioni più ampie di quelle che regolano il progetto delle strutture non antisismiche, perché le intensità degli eventi più seri superano ampiamente le normali capacità di resistenza dei materiali da costruzione. Il solo controllo della resistenza delle singole sezioni appartenenti ai singoli elementi strutturali, rapportato all'esito di un calcolo delle sollecitazioni prodotte da un assegnato sistema di forze convenzionalmente ridotte, costituisce un requisito solo parziale; ancora più parziale lo è diventato oggi quando si ricorre in modo esteso ad un passivo impiego del calcolo automatico, applicando il quale si pensa di poter rendere antisismica qualsiasi configurazione strutturale.

L'ingegneria sismica ha compiuto importanti progressi muovendosi in nuove direzioni. In primo luogo ha definito i criteri del "Capacity Design", finalizzati ad una valutazione gerarchica dei potenziali meccanismi di collasso definita in funzione della capacità di dissipare energia nell'eventualità di un impiego strutturale superiore a quei limiti che costituivano la base dei progetti tradizionali. Diventa fondamentale considerare anche problemi di "Conceptual Design" che, trattando di aspetti morfologici e di configurazione dei sistemi resistenti, coinvolgono le competenze degli architetti. Solo il rispetto di questi ulteriori requisiti, di fatto assenti nelle precedenti concezioni di progetto, può consentire di individuare le morfologie costruttive e le configurazioni strutturali più appropriate, per le quali si possano poi svolgere utilmente le analisi numeriche. L'obiettivo primario diventa l'eliminazione dei collassi di tipo fragile conseguenti alla formazione di meccanismi poco dissipativi. Così

¹ Tratta parzialmente da "Progetto delle costruzioni in zona sismica" di Alberto Parducci

facendo, senza neppure consistenti aumenti dei costi, si può innalzare notevolmente la sicurezza sismica delle costruzioni, potendo ragionevolmente prevedere che, anche nei confronti degli attacchi più severi, gli eventuali danni potranno manifestarsi in modo contenuto, senza rendere l'edificio inagibile e soprattutto evitando quei crolli rovinosi dai quali dipende l'incolumità delle persone e la perdita di valori "intangibili", come quelli storici e artistici.

I principi del "Capacity Design" erano noti fa tempo, ma solo nel ristretto ambito degli studiosi specializzati. La mancanza di una normativa adeguata non ne aveva consentito la diffusione fra i professionisti militanti che avrebbero dovuto applicarli. Pertanto anche nelle zone classificate sismiche, si è continuato a progettare con un riferimento normativo di efficacia limitata rispetto a quando invece si sarebbe potuto fare.

In Italia negli ultimi anni c'è stato un certo fermento nel settore delle normative sismiche. La disgrazia di San Giuliano di Puglia (2002) non ha più consentito di tardare dopo una stasi normativa che si prolungava da troppi anni. Le commissioni europee avevano già licenziato versioni sempre più avanzate dell'Eurocodice 8, quando sulla Gazzetta Ufficiale dell'8 maggio 2003 è finalmente apparsa l'Ordinanza PCM 20.03.03 n°3274. Seguendo una procedura insolita, questo documento ha modificato in modo sostanziale le norme per il progetto delle costruzioni nelle zone sismiche, aggiornandone i contenuti ed armonizzandoli con quelli dell'Eurocodice 8. Sulla base di appropriate analisi di pericolosità le nuove norme hanno definito meglio, ampliandole, le zone riconosciute soggette al rischio sismico e hanno introdotto concezioni di progetto nuove rispetto a quelle che fino ad allora avevano governato il problema. Proroghe ed aggiornamenti hanno e stanno dando luogo ad una certa confusione, provocando disagio fra gli operatori del settore.

Un aspetto di rilievo delle nuove norme consiste anche nella liberalizzazione, lungamente attesa, delle tecniche alternative di protezione sismica, indicate genericamente con il nome di Isolamento Sismico, comprendenti l'isolamento alla base a l'impiego di sistemi di dissipazione energetica. Sono tecniche relativamente innovative, applicabili per la realizzazione di nuove costruzioni ma utili anche per l'adeguamento di quelle esistenti. In Italia, nonostante l'attività promozionale del GLIS (Gruppo di Lavoro Isolamento Sismico), il loro impiego era stato rallentato proprio dalla mancanza di una normativa specifica e dalla conseguente richiesta di procedure di approvazione rivelatesi spesso complesse e tormentate.

Presso l'ACMAR (Associazione Cooperativa Muratori & Affini di Ravenna), un'azienda in grado di progettare e realizzare interventi di nuova costruzione, ripristino e manutenzione in numerosissimi ambiti, sia con Committenti Pubblici che privati, ho avuto la possibilità di applicare tali concetti e queste nuove norme per l'adeguamento sismico di un'opera esistente. L'operato è quindi volto alla valutazione della risposta sismica della struttura e all'individuazione di una soluzione capace di renderla rispondente ai requisiti imposti dalla nuova normativa.

RIFERIMENTI NORMATIVI

➤ **D.M. 96 (Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996)**

Norme tecniche per il progetto, la realizzazione ed il collaudo per le costruzioni nelle zone sismiche.

Ultimo D.M. contenente le prescrizioni per il progetto delle costruzioni nelle zone sismiche precedente l'emanazione dell'O. 3274/03. Prevedeva le verifiche con il metodo delle "tensioni ammissibili" in relazione ad azioni sollecitanti valutate per un terremoto di intensità convenzionalmente ridotta. La possibilità della sua applicazione è stata consentita provvisoriamente per un periodo transitorio dopo l'entrata in vigore della suddetta O. 3274/03 e del Testo Unico del 2005 poi.

➤ **O. 3274 (Ordinanza P.C.M. 20 marzo 2003 n° 3274)**

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Definisce nuovi criteri e nuovi metodi per il progetto delle costruzioni nelle zone sismiche, in armonia con le indicazioni dell'Eurocodice 8.

➤ **O. 3316 (Ordinanza P.C.M. n° 3316)**

Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 marzo 2003.

Contiene varie correzioni, generalmente di scrittura, dell'O. 3274/03.

➤ **D.M. 05 (Decreto Ministeriale 14 settembre 2005 e norme collegate)**

Norme tecniche per le costruzioni.

Norme generali per il progetto di costruzioni, di cui alla Legge 1086/71 ed alla Legge 54/74.

Rispetto alle Ordinanze introduce un differente spettro per lo stato limite di danno e prevede la suddivisione dell'importanza degli edifici in due sole classi anziché tre.

Per le modalità di esecuzione dei progetti nelle zone sismiche, rimanda all'O. 3274 ed ai suoi successivi aggiornamenti, lasciando anche la possibilità di utilizzare altre norme di riconosciuta validità.

➤ **EC. 8 (Eurocodice 8) – CEN – European Committee for Standardization**

Design of structures for earthquake resistance.

Documento elaborato da un apposito Comitato Tecnico della Commissione Europea.

Costituisce il riferimento di base delle nuove norme.

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera oggetto di studio è denominata “Viadotto Torrente Senio” in quanto consente l'attraversamento del fiume Senio ed è uno dei nuovi viadotti previsti nell'ambito dei lavori di costruzione della variante all'abitato di Alfonsine della SS 16 “Adriatica”.

Il viadotto è costituito da diciassette campate continue (figura 1.1) caratterizzate da luci di calcolo pari a 26.10 m per le campate di riva e variabili da un minimo di 29.50 m ad un massimo di 34.10 m presso le campate interne, con uno sviluppo complessivo fra gli assi in appoggio spalle pari a 524.70 m.

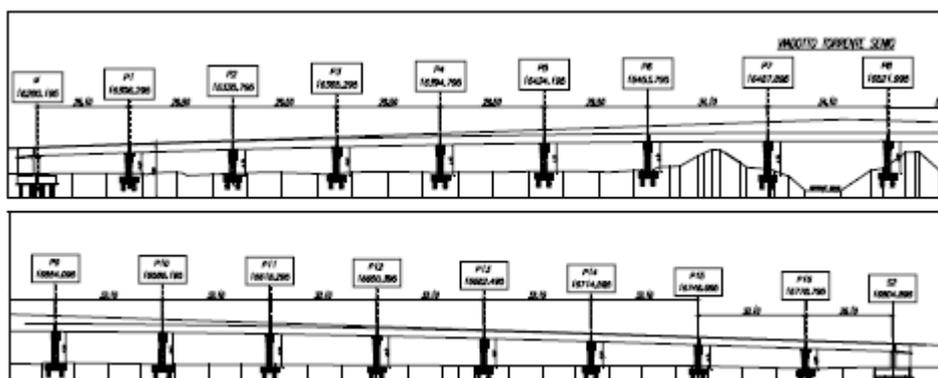


Figura 1.1 - Prospetto del viadotto

La continuità dell'impalcato è ottenuta mediante:

- la realizzazione di “cuciture” di riempimento delle sezioni cave delle travi prefabbricate a V con getto in c.a. per uno sviluppo pari a circa 4m (2 m in corrispondenza di ciascuna trave rispetto ad asse pulvino) in corrispondenza di ogni trave;
- l'applicazione di precompressione in opera (di seconda fase) alla soletta superiore mediante 4 cavi post-tesi da 6 trefoli (7 solo in corrispondenza delle campate da 34.10m di luce) da 0.6” in corrispondenza di ogni trave dell'impalcato e con lunghezza dei cavi variabile in funzione delle luci delle campate; l'applicazione della post-tensione avviene mediante la tesatura dei cavi mediante predisposizione di tasche nella soletta successivamente da richiudere ad operazioni ultimate.

Il vincolamento delle travi alla sottostruttura è inoltre realizzato mediante una unica serie di appoggi (4 per ogni pila e spalla) disposti in asse e realizzati in acciaio-teflon.

La sezione trasversale tipo (figura 1.2) ha una larghezza di 13.0 m ed è così composta:

- due marciapiedi aventi una larghezza di 1.25m ed uno spessore di 15.0 cm;
- sezione pavimentata avente una larghezza di 10.50 m;
- quattro travi in c.a.p. a “V” aventi larghezza alla base di 82 cm, larghezza superiore di 250 cm e spessore variabile da 25 a 8 cm.

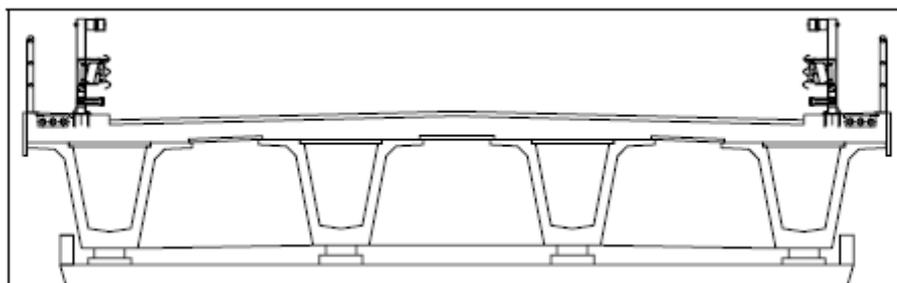


Figura 1.2 - Sezione trasversale tipo

La sezione trasversale della campata in corrispondenza del fiume è composta da:

- due marciapiedi aventi una larghezza di 1.25m ed uno spessore di 17.0 cm oltre alla soletta di impalcato con spessore pari a circa 25 cm;
- sezione pavimentata avente una larghezza di 10.50 m.

Sono previste complessivamente 16 pile di cui la nona e la decima sono fisse e di altezza rispettivamente pari a 8.67 m e 8.87 m.

La pila tipo (figure 1.3-1.5) è composta da una coppia di ritti circolari pieni con un diametro di 1.6 metri che aumenta in sommità fino a 2.00 metri. Le pile fisse, invece, sono composte alla base da un unico setto di spessore 1.60 m, larghezza 7.6 m ed altezza 1.5 m dal quale partono ritti che arrivano in sommità, sotto la quale è presente un aumento di sezione fino ad un diametro di 2 m.

Sopra il “fusto pila” è previsto un pulvino di raccordo tra l’elevazione pila e l’impalcato sede inoltre degli apparecchi d’appoggio. La forma trapezoidale di tale pulvino è tale da consentire un efficace raccordo delle sollecitazioni provenienti dall’impalcato, tramite gli appoggi, e convogliarle sul fusto pila.

Le fondazioni delle pile sono tutte di tipo profondo, su pali di diametro 1000 mm. Per quanto riguarda le pile tipo, questi sono in numero di 8 su 2 file trasversali a distanza di 3 m e ad interasse di 3 m.

Per quanto riguarda le pile di tipo fisso (figure 1.6-1.8) l'interasse delle file trasversale di pali aumenta a 4 m.

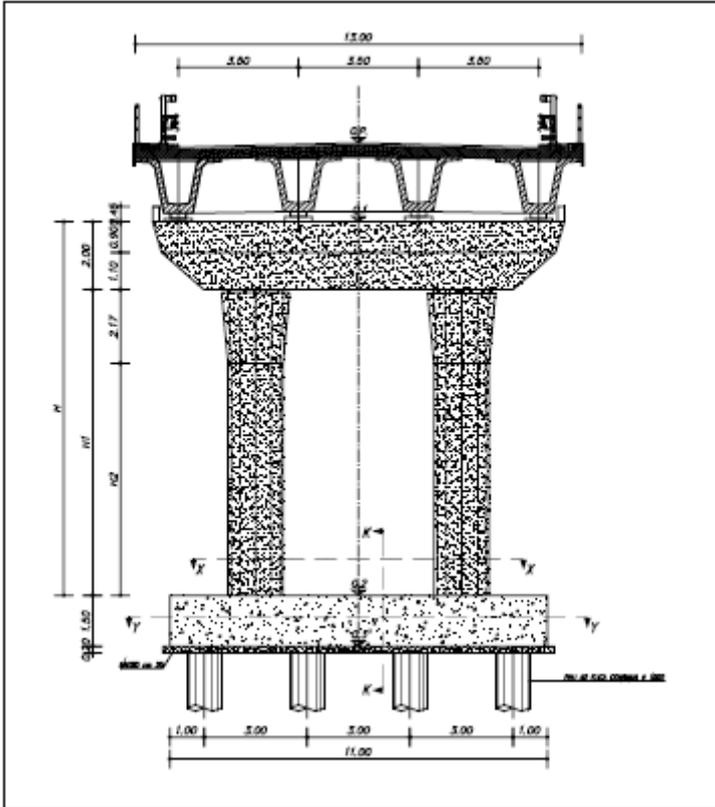


Figura 1.3 - Prospetto frontale della pila tipo

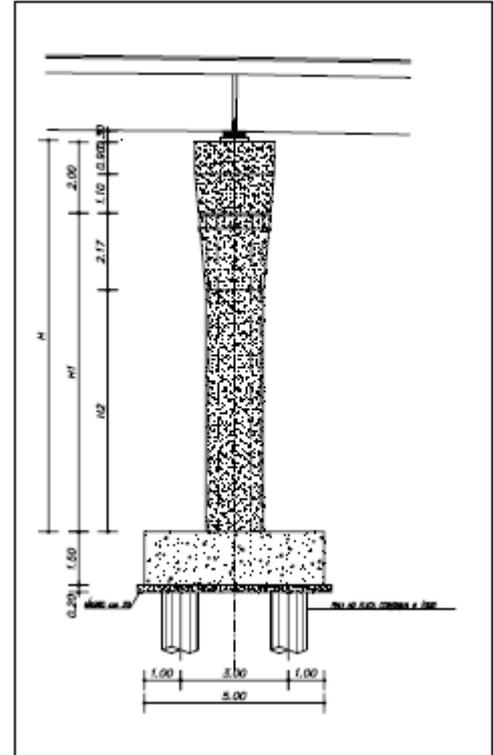


Figura 1.4 - Prospetto laterale della pila tipo

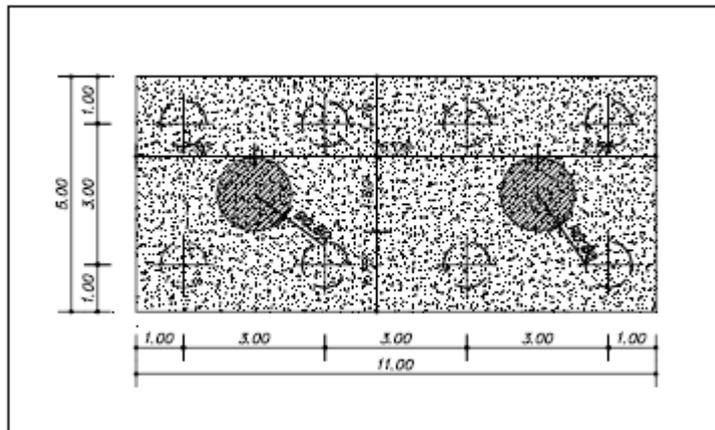


Figura 1.5 - Pianta fondazione della pila tipo

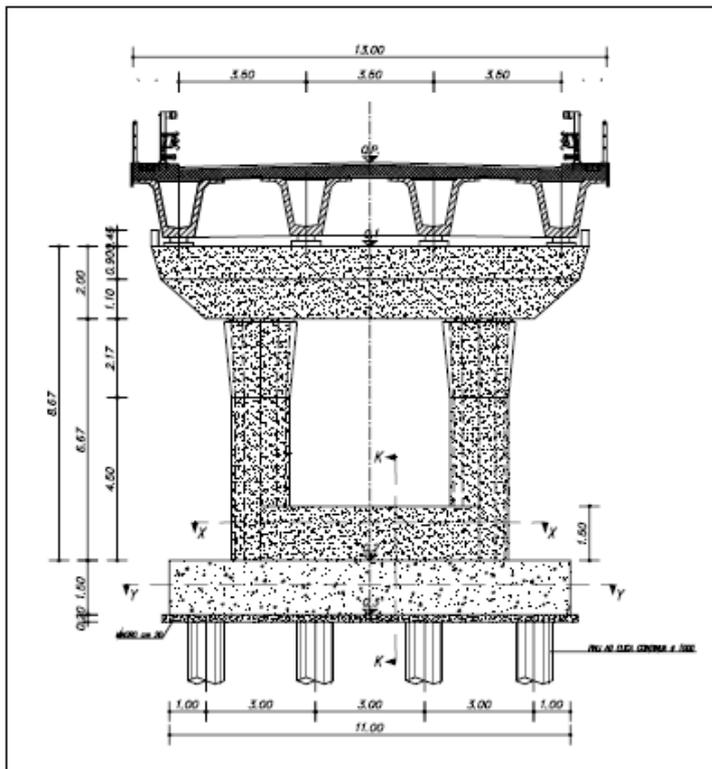


Figura 1.6 - Prospetto frontale della pila fissa

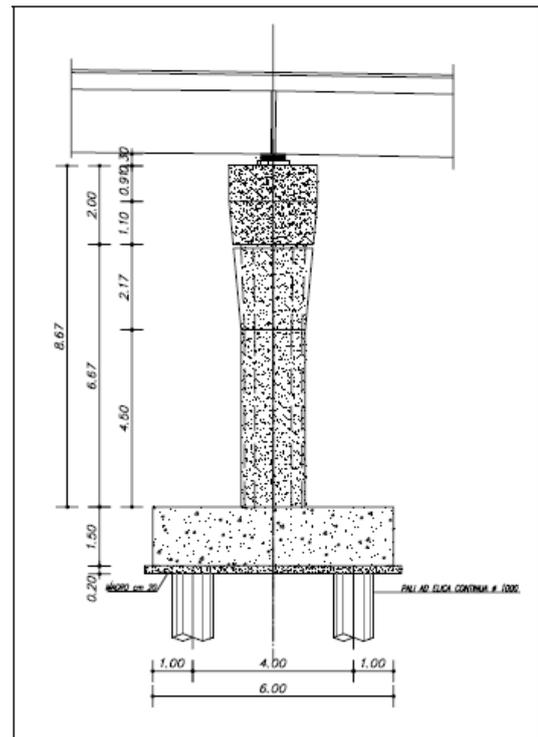


Figura 1.7 - Prospetto laterale della pila fissa

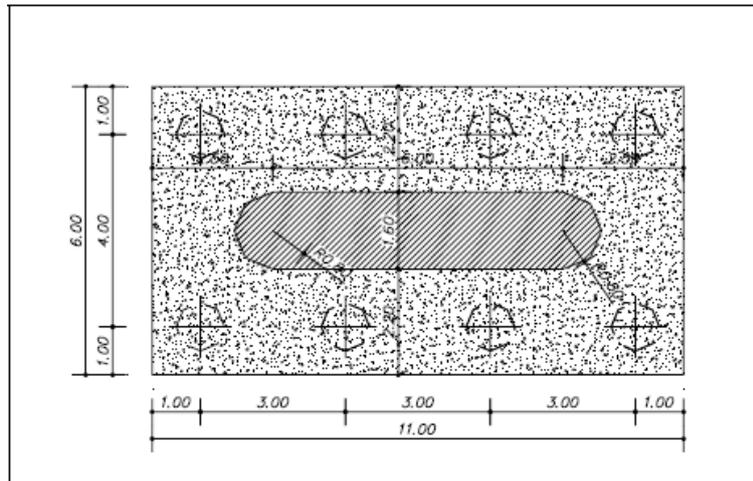


Figura 1.8 - Pianta fondazione della pila fissa

Le spalle (figura 1.9) del sono di altezza differente, compresa fra i 4.50 ed i 4.60 m.

In corrispondenza delle spalle vengono realizzati i giunti di dilatazione dell'intero impalcato, caratterizzati da un'ampiezza $S = 150$ mm; mentre tutti gli appoggi delle travi consentono le traslazioni longitudinali, i due appoggi centrali vincolano l'intero impalcato alla traslazione trasversale; l'azione sismica viene trasmessa alle spalle mediante dispositivi di connessione

rigida denominati “Shock Transmitter” che consentono il trasferimento della sola azione sismica dall’impalcato alla. Entrambe sono caratterizzate da una fondazione su 16 pali trivellati Trelicon disposti in modo regolare ed uniformemente distribuiti al di sotto della soletta. Entrambe le spalle hanno sezione orizzontale a C con parete centrale di 150 cm di spessore ed ali laterali di 125 cm. In sommità è presente un muro paraghiaia di 30 cm di spessore.

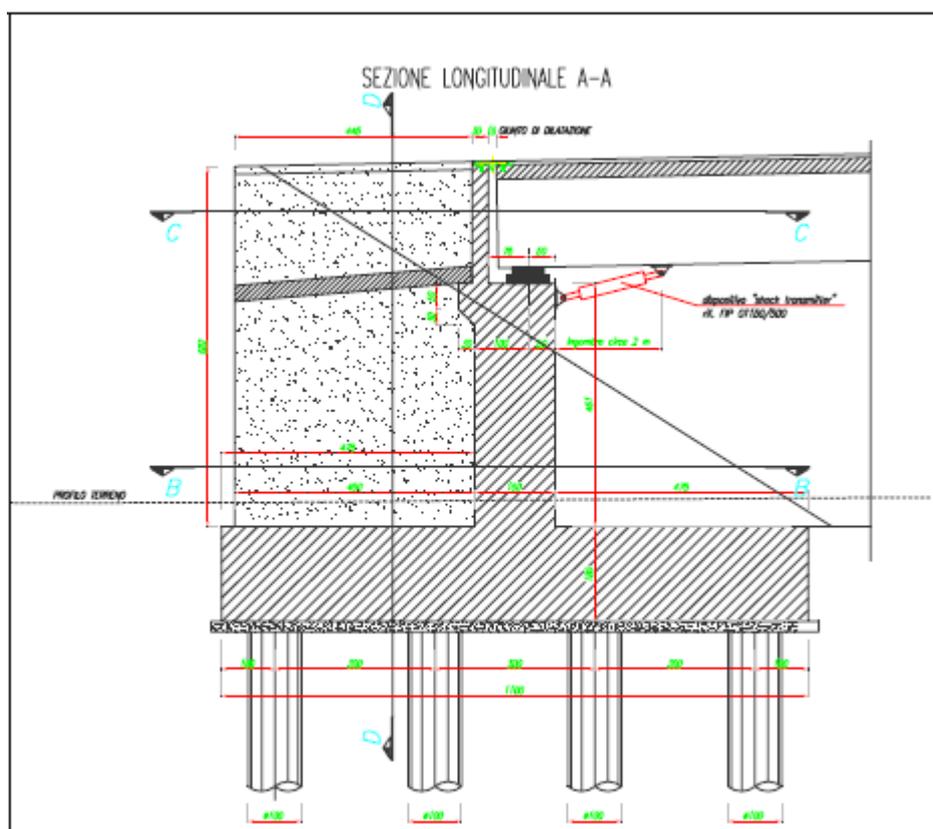


Figura 1.9 - Sezione longitudinale della spalla più alta

Dal punto di vista sismico, lo schema statico adottato per il viadotto è caratterizzato da una struttura continua con giunti di dilatazione solo in corrispondenza delle due spalle; mentre le azioni orizzontali longitudinali di frenatura vengono fatte assorbire dalle due pile (P9 e P10) denominate come pile “Fisse”, l’assorbimento delle azioni sismiche longitudinali è principalmente ed equamente ripartito fra le due spalle mediante l’installazione di dispositivi (in numero pari a 4 per ciascuna spalla) di connessione rigida denominati “Shock Transmitter”, ossia dispositivi di connessione rigida caratterizzati da un comportamento di tipo lineare che consente pertanto l’applicazione delle norme contenute nel D.M. 16/01/1996 (Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche) per la corretta determinazione delle

sollecitazioni. Gli Shock Transmitter ultimi vengono disposti in numero pari a 4 presso ciascuna spalla a collegamento dell'impalcato con il paramento principale delle spalle e sono costituiti da apparati oleodinamici cilindro-pistone contenenti liquidi viscosi che passano da una camera all'altra del cilindro attraverso piccoli fori; quando la velocità del pistone (e quindi la velocità relativa impalcato struttura di contrasto) è superiore a quella dei fenomeni lenti (quali frenatura ed azioni indotte dalle variazioni termiche, ritiro), il flusso del fluido tra una camera e l'altra si blocca stabilendo una connessione rigida tra l'impalcato e la struttura di contrasto, a meno della comprimibilità del fluido che è valutabile in una frazione pari a circa il 5-10% della semicorsa del pistone..

Le azioni sismiche orizzontali in direzione trasversale (analogamente a quanto si ha per l'azione del vento) sono invece direttamente assorbite da ciascuna pila che in direzione trasversale presenta uno schema a portale.

Il viadotto è stato dimensionato quindi secondo il *D.M. del 9 Gennaio 1996* "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" ed in base al *D.M. del 16 Gennaio 1996* "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".

L'obbiettivo è quello di trovare una soluzione sismica capace di soddisfare le verifiche sismiche richieste dalla nuova normativa, il Testo Unico per le Costruzioni, approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici in data 30/03/2005, il quale, per quanto concerne l'azione sismica, fa diretto riferimento all'Ordinanza 3274, la quale quindi è integralmente applicabile.

2. IL TESTO UNICO per le COSTRUZIONI

Come già detto, il Testo Unico fa diretto riferimento all'Ordinanza 3274 per quanto concerne l'azione sismica.

L'obiettivo di tali norme è quello di realizzare strutture da ponte capaci di soddisfare due requisiti:

1. a seguito di un sisma di forte intensità, caratterizzato da un periodo di ritorno medio commisurato all'importanza dell'opera, ma non inferiore a 475 anni, i danni strutturali subiti dal ponte sono tali da non compromettere la transitabilità e da consentire una capacità ridotta di traffico sufficiente per le operazioni di soccorso post-sisma;
2. a seguito di eventi sismici caratterizzati da un periodo di ritorno medio commisurato all'importanza dell'opera, ma non inferiore a 72 anni e che hanno quindi una significativa probabilità di verificarsi più di una volta nel corso della durata utile dell'opera, i danni strutturali sono di entità trascurabile, tali da non richiedere alcuna riduzione del traffico né interventi urgenti di ripristino.

Tali obiettivi sono raggiunti qualora siano soddisfatte le verifiche allo SLU e allo SLD.

2.1 L'azione sismica

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto sono state definite sei categorie di terreno:

- A – *Formazioni litoidi o terreni omogenei*, caratterizzati da valori della velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio V_{S30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.
- B – *Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti*, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, caratterizzati da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa).
- C – *Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media rigidezza*, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{S30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s ($15 < N_{SPT} < 50$ o $70 < c_u < 250$ kPa).
- D – *Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti*, caratterizzati da valori di $V_{S30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $c_u < 70$ kPa).
- E – *Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali*, con valori di V_{S30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su un substrato di materiale più rigido con $V_{S30} > 800$ m/s.

La velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio si valuta come:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Per l'applicazione di tali norme, il territorio nazionale è stato suddiviso in 4 zone sismiche (figura 2.1.1), ad ognuna delle quali è stato associato un diverso valore del parametro del parametro di accelerazione orizzontale massima a_g su suolo di categoria A (tabella 2.1.1).

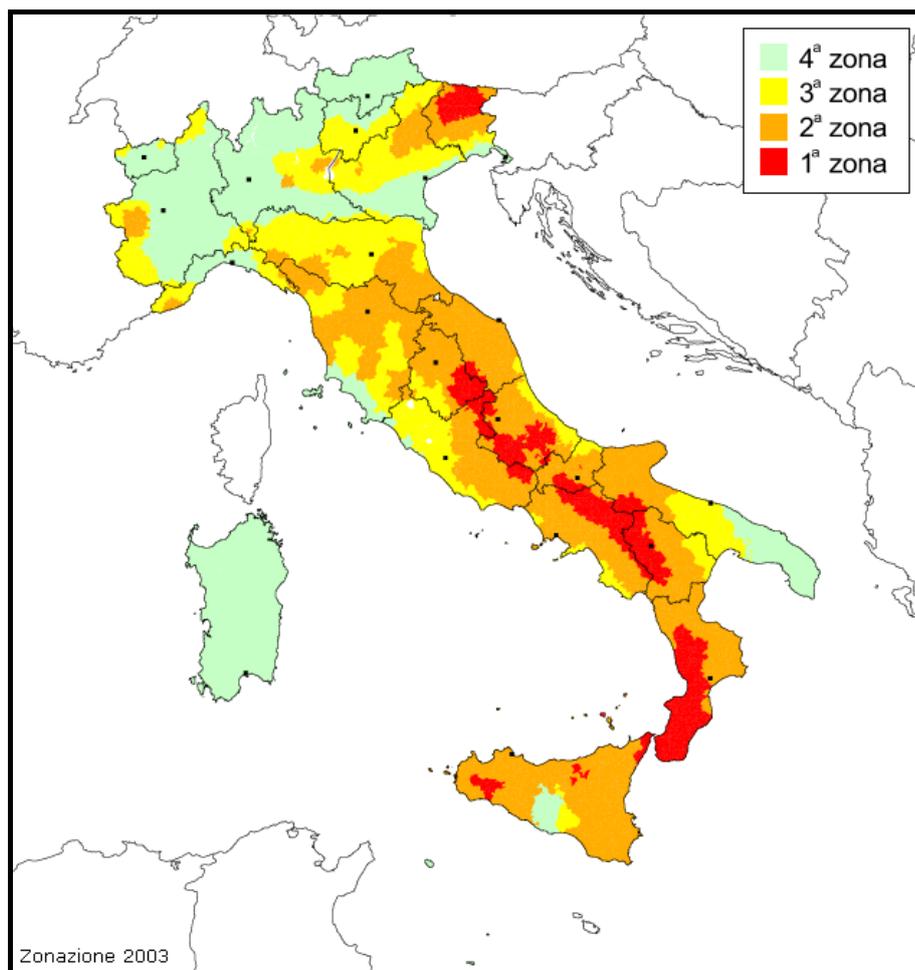


Figura 2.1.1 - zone sismiche del territorio italiano secondo l'O. 3274/03

Zona	Valore di a_g
1	0.35g
2	0.25g
3	0.15g
4	0.05g

Tabella 2.1.1 - valori di a_g per le diverse zone sismiche

Per valutare la risposta della struttura, s'impiega uno spettro di risposta elastico costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato), considerata indipendentemente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore dell'accelerazione massima ($a_g \cdot S$) del terreno che caratterizza il sito.

I metodi di analisi che possono essere applicati per normativa, sono quattro:

- 1) *Analisi Modale completa con spettro di risposta*, nel quale per ognuna delle due direzioni di verifica devono essere presi in considerazione tutti i modi di vibrare che forniscono un contributo significativo alla risposta.
- 2) *Analisi Semplificata*, che consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia corrispondenti. Essa può essere applicata nei casi in cui la deformata dinamica della struttura è governata da un solo modo e la risposta è quindi fornita in buona approssimazione dall'analisi di un oscillatore semplice ad 1 grado di libertà.
- 3) *Analisi Dinamica non lineare*, che deve essere svolta in parallelo con un'analisi modale elastica.
- 4) *Analisi Statica non lineare*, che consiste nell'applicazione di un sistema di forze orizzontali progressivamente incrementate fino al raggiungimento di un preassegnato spostamento in un nodo di riferimento. In tal caso si riduce la struttura ad un sistema equivalente ad un grado di libertà, generalmente corrispondente al primo modo di vibrazione elastica.

I ponti devono inoltre essere dotati di un livello di protezione antisismica differenziato in funzione della loro importanza e del loro uso e quindi delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico. A tale scopo si istituiscono diverse categorie di importanza, a ciascuna delle quali è associato un fattore γ_i detto *fattore d'importanza*. Tale fattore amplifica l'intensità dell'azione sismica di progetto rispetto al valore che per essa si assume per ponti di importanza ordinaria.

Il fattore si applica in eguale misura all'azione sismica da adottare per lo stato limite di collasso e per lo stato limite di danno.

I valori assunti da tale fattore sono riportati in tabella 2.1.2.

Categoria	Descrizione	Fattore di Importanza
I	Ponti di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico, e ponti in cui il collasso potrebbe provare un numero particolarmente elevato di vittime	1.4
II	Ponti di importanza normale	1.0

Tabella 2.1.2 - fattore di importanza

2.2 Gli spettri di risposta per lo SLU

2.2.1 Gli spettri di risposta elastici

Lo spettro di risposta di progetto si ottiene a partire da uno spettro di risposta elastico che, come detto, è costituito da una forma spettrale moltiplicata per il valore dell'accelerazione massima del terreno che caratterizza il sito.

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}
 \end{aligned}$$

nelle quali:

- S è il fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione;
- η è il fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ espresso in punti percentuali, diverso da 5 ($\eta = 1$ per $\xi = 5$):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55;$$

- T è il periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;
- T_B , T_C , T_D sono i periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dal profilo stratigrafico del suolo di fondazione.

I valori di T_B , T_C , T_D ed S da assumere sono riportati in tabella 2.2.1:

Categoria del Suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1.0	0.15	0.40	2.0
B, C, E	1.25	0.15	0.50	2.0
D	1.35	0.2	0.80	2.0

Tabella 2.2.1 - valori dei diversi parametri dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali

Assumendo uno smorzamento viscoso equivalente ξ pari a 0.05, gli spettri di risposta relativi ai diversi tipi di terreno sono riportati nel grafico 2.2.1:

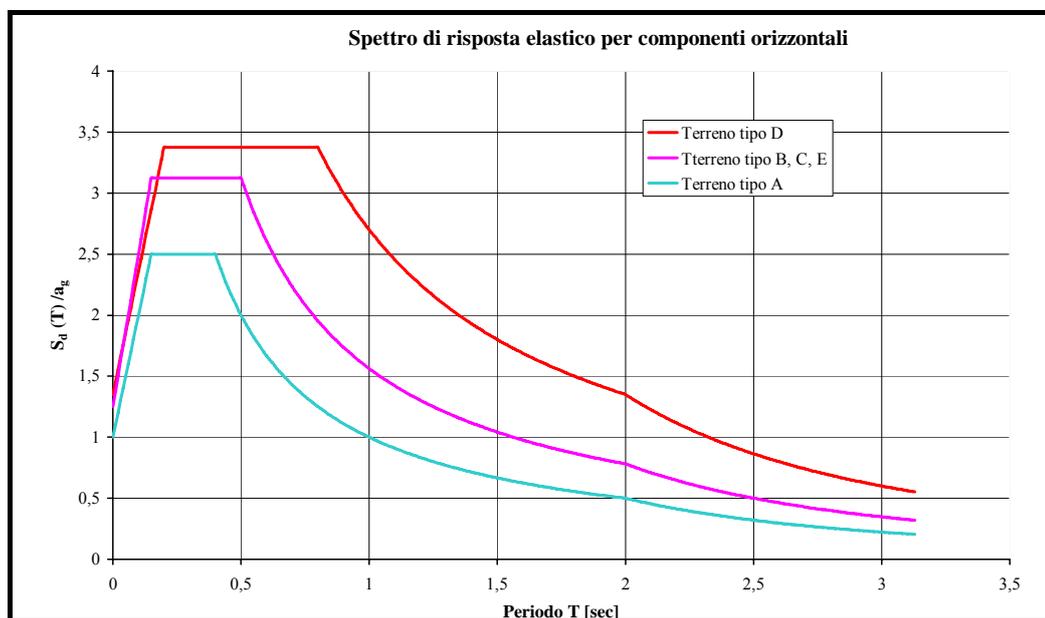


Grafico 2.2.1 - spettro di risposta elastico per componenti orizzontali

All'aumentare dello smorzamento viscoso equivalente, lo spettro di risposta elastico si “abbassa”.

Per la componente verticale lo spettro di risposta elastico è definito invece da altre espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = 0.9 \cdot a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3.0 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = 0.9 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3.0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = 0.9 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3.0 \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = 0.9 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3.0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

con i valori dei parametri che definiscono la forma spettrale nella tabella 2.2.2:

Categoria del Suolo	S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1.0	0.0	0.15	10

Tabella 2.2.2 - valori dei diversi parametri dello spettro di risposta elastico delle componenti verticali

2.2.2 Gli spettri di risposta di progetto

Ai fini del progetto le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso un fattore riduttivo delle forze elastiche, denominato *fattore di struttura q*. L'azione di progetto $S_d(T)$ è data dallo spettro di risposta elastico prima descritto con le ordinate ridotte utilizzando il fattore di struttura.

Lo spettro di progetto per le componenti orizzontali è dunque dato dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - 1 \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}
 \end{aligned}$$

dove i valori di T_B , T_C , T_D ed S sono definiti come prima.

Per le componenti verticali invece lo spettro di risposta di progetto è definito dalle relazioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = 0.9 \cdot a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{3.0}{q} - 1 \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = 0.9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3.0}{q} \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = 0.9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3.0}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = 0.9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3.0}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}
 \end{aligned}$$

2.2.3 La duttilità

Si può definire *duttilità* la capacità di una struttura di deformarsi oltre il limite elastico. Essa può essere valutata come il rapporto tra lo spostamento massimo, a rottura e quello al limite elastico. Tenendo conto del grafico 2.2.2,

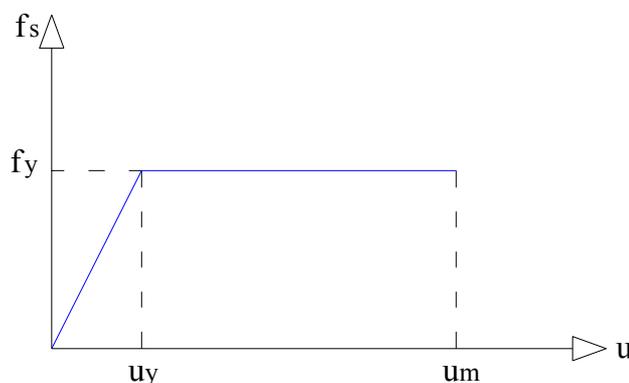


Grafico 2.2.2 – legame forza – spostamento

la duttilità vale quindi:

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} = \frac{\delta_{\max}}{\delta_y}.$$

Essa può essere determinata a partire dal diagramma forza-spostamento di tipo elasto-plastico idealizzato, ottenuto attraverso un'approssimazione di quello sperimentale che ci permette di sviluppare lo spettro di risposta similmente a quello dei sistemi elastici lineari.

E' opportuno valutare la massima deformazione di un sistema elasto-plastico causato da un evento sismico e paragonare questo valore con la massima deformazione causata dal medesimo evento in un sistema elastico lineare corrispondente. Tale sistema elastico lineare ha la stessa rigidezza del sistema elasto-plastico nel tratto del carico iniziale; entrambi i sistemi sono dotati della stessa massa e dello stesso smorzamento.

I principi in base ai quali si ottiene lo spettro di risposta elasto-plastico a partire da quello elastico, sono fondamentalmente tre e la loro applicabilità dipende dalla rigidezza del sistema:

- *Principio di uguale spostamento;*
- *principio di uguale accelerazione;*
- *principio di uguale energia.*

1. Principio di uguale spostamento

Tale principio può essere applicato quando il sistema è molto flessibile ossia è caratterizzato da una bassa frequenza naturale ω e quindi elevato periodo proprio T . In tal caso lo spostamento relativo massimo tenderà a quello del terreno mentre la forza resistente massima tenderà a zero. Infatti tanto più la struttura è flessibile, tanto più la massa tenderà a mantenere la sua posizione iniziale mentre il terreno si sposta sotto di lei: lo spostamento relativo e quindi l'accelerazione relativa saranno in modulo circa pari a quello del terreno mentre l'accelerazione totale tenderà a zero.

La pseudo-accelerazione coincide con la forza di richiamo elastica:

$$a(t) = \omega^2 \cdot u(t) = \frac{4\pi}{T^2} \cdot u(t)$$

e tenderà a zero per $T \rightarrow \infty$.

Sono quindi valide le seguenti relazioni:

$$\begin{cases} |u_{\max}| \rightarrow x_g^{\max} \\ |F_s^{\max}| \rightarrow 0 \end{cases} .$$

Il massimo spostamento u_a^{\max} raggiunto dal sistema anelastico, entrato in campo non lineare, è mediamente prossimo a quello raggiunto dal corrispondente sistema elastico u_e^{\max} . La duttilità del sistema non lineare $\mu = u_a^{\max} / u_y$ risulta:

$$u_e^{\max} \approx u_a^{\max} \approx |x_g^{\max}|$$

e quindi dalla definizione di duttilità:

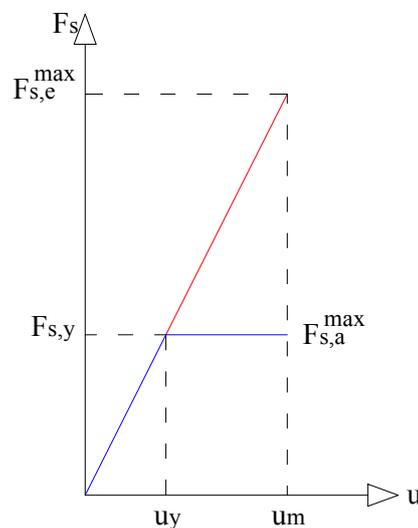
$$\mu = \frac{u_a^{\max}}{u_y} \cong \frac{u_e^{\max}}{u_y} = \frac{S_{De}}{u_y} .$$

Ricavando u_y dalla relazione appena riportata, e ricordando che

$$F_{s,e}^{\max} = k \cdot u_e^{\max} = k \cdot S_{De} = m \cdot S_{Ae}, \text{ risulta:}$$

$$F_{s,y} = k \cdot u_y \cong \frac{F_{s,e}^{\max}}{\mu} = \frac{S_{Ae}}{\mu}.$$

Definito il *fattore di riduzione della forza R* come il rapporto tra la massima forza raggiunta nel sistema elastico e quella raggiunta nel sistema anelastico si ottiene che esso è approssimativamente pari alla duttilità (grafico 2.2.3):



$$R = \frac{F_{s,e}^{\max}}{F_{s,a}^{\max}} = \mu$$

Grafico 2.2.3 - legame forza-spostamento di un sistema elastico e di uno anelastico per strutture molto flessibili

In conclusione, è possibile individuare nello spettro di risposta elastico una zona detta di “uguale spostamento” tale per cui un sistema anelastico con periodo proprio appartenente alla zona avrà:

- come valore del fattore di riduzione della forza quello della duttilità
- come valore dello spettro di risposta di pseudo-accelerazione quello derivato dallo spettro elastico diviso per il fattore pari alla duttilità
- come massimo spostamento quello calcolato supponendo il sistema elastico

2. Principio di uguale accelerazione

Tale principio può essere applicato quando il sistema è molto rigido ossia è caratterizzato da un'alta frequenza naturale ω e quindi periodo proprio T molto basso. In tal caso lo spostamento relativo massimo tenderà a zero mentre lo spostamento assoluto e quindi l'accelerazione assoluta massima tenderanno a quelli del terreno. A bassi periodi lo spettro della pseudo-accelerazione a^{\max} è prossimo a quello dell'accelerazione $(d^2x/dt^2)^{\max}$, la forza resistente massima sarà pari al prodotto della massa per la massima accelerazione del terreno, sia nel caso di sistema elastico che anelastico. Infatti tanto più il sistema è rigido, tanto più la massa tenderà a muoversi con il terreno; avrà quindi accelerazione e spostamento relativi nulli. Ne deriva:

$$\begin{cases} |u_{\max}| \rightarrow 0 \\ |F_s^{\max}| \rightarrow m \cdot \ddot{x}_g^{\max} \end{cases}$$

Il sistema deve essere in grado di sopportare una forza F_g approssimativamente pari al prodotto della massa per l'accelerazione del terreno, indipendentemente dal tipo di risposta elastica o anelastica. Dovrà cioè risultare:

$$F_{s,a}^{\max} = F_{s,e}^{\max} \cong F_g = m \cdot \left| \ddot{x}_g^{\max} \right|$$

e quindi, essendo $d^2x_a/dt^2 = d^2x_a/dt^2 \approx d^2x_g/dt^2$ e $(d^2x_e/dt^2)^{\max} \approx a^{\max}$, si avrà:

$$S_{Aa} = S_{Ae}$$

Se però il sistema anelastico ha una forza resistente al limite elastico $F_{s,y}$ minore di F_g (grafico 2.2.4), l'equazione non potrà essere soddisfatta, cioè il sistema non sarà in grado di sopportare tale forza, qualunque sia la sua duttilità. Ciò suggerisce di progettare il sistema anelastico in modo che rimanga in campo elastico per forze proporzionali all'accelerazione del sisma e quindi la forza statica del sistema anelastico in modo che rimanga in campo elastico per forze proporzionali all'accelerazione del sisma (grafico 2.2.5), risultando:

$$\begin{cases} u_a^{\max} = u_e^{\max} \\ R = \frac{F_{s,e}^{\max}}{F_{s,a}^{\max}} = 1 \end{cases}$$

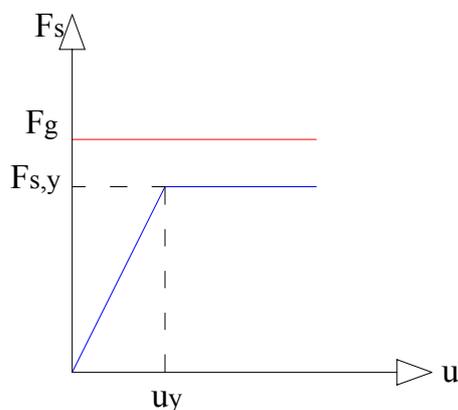


Grafico 2.2.4 - legame forza - spostamento di un sistema aleatico ed uno anelastico quando quest'ultimo ha forza resistente al limite elastico $F_{s,y}$ minore di F_g

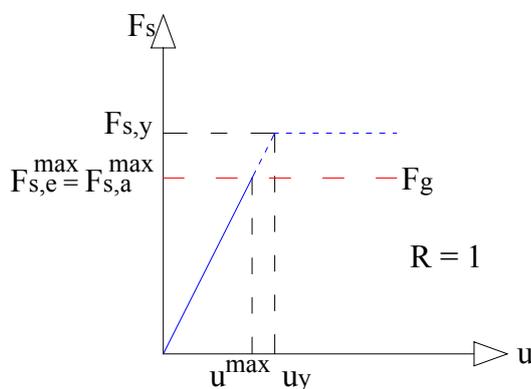


Grafico 2.2.5 - legame tra forza e spostamento di un sistema elastico e di uno anelastico che rimane in campo elastico per forze proporzionali all'accelerazione del sisma

In conclusione, è possibile individuare nello spettro di risposta elastico una zona detta di “uguale accelerazione” tale per cui un sistema anelastico con periodo proprio appartenente alla zona avrà:

- fattore di riduzione della forza unitario
- valore dello spettro di risposta di pseudo-accelerazione pari a quello elastico
- spostamento massimo pari a quello elastico.

3. Principio di uguale energia

Tale principio può essere applicato quando il sistema ha un periodo proprio iniziale T_0 nell'intorno del periodo dominante del sisma, ovvero poco minore o uguale al periodo in corrispondenza del quale si ha il picco della risposta elastica spettrale riferita al terremoto in esame.

In tal caso si può approssimativamente assumere che il massimo spostamento u_a^{\max} raggiunto dal sistema anelastico, entrato in campo non lineare, rispetto a quello raggiunto dal corrispondente sistema elastico u_e^{\max} sia tale da rendere uguali nei due casi l'energia di deformazione, ovvero l'energia utilizzata dal sistema per raggiungere la configurazione deformata. Una tale assunzione nasce da considerazioni teoriche sul fatto che, nell'intervallo di periodi considerato, il rapporto tra la velocità relativa del sistema e del terreno è approssimativamente costante e quindi assumere un'uguaglianza fra le due energie, che sono appunto funzione della velocità, può essere un'accettabile approssimazione. Questo significa che, con riferimento al grafico 2.2.6, uguagliare le aree sottese dai due diagrammi forza resistente-spostamento, cioè:

$$\frac{1}{2} \cdot (F_{s,e}^{\max} - F_{s,y}) \cdot (u_e^{\max} - u_y) = F_{s,y} \cdot (u_a^{\max} - u_e^{\max}).$$

Utilizzando uno spettro di risposta elastico S_{Ae} e la relazione $F_{s,e}^{\max}/F_{s,y} = u_e^{\max}/u_y$, tenendo conto della definizione della duttilità del sistema anelastico, risulta:

$$\mu = \frac{1}{2} \cdot \left[\left(\frac{F_{s,e}^{\max}}{F_{s,y}} \right)^2 + 1 \right] = \frac{1}{2} \cdot \left[\left(\frac{m \cdot S_{Ae}}{F_{s,y}} \right)^2 + 1 \right].$$

Invertendo la relazione si ottiene:

$$F_{s,y} = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \mu - 1}} \cdot F_{s,e}^{\max}$$

da cui si ricava:

$$u_a^{\max} = \frac{\mu}{\sqrt{2 \cdot \mu - 1}} \cdot u_e^{\max}$$

$$S_{Aa} = \frac{S_{Ae}}{\sqrt{2 \cdot \mu - 1}}$$

$$R = \sqrt{2 \cdot \mu - 1}$$

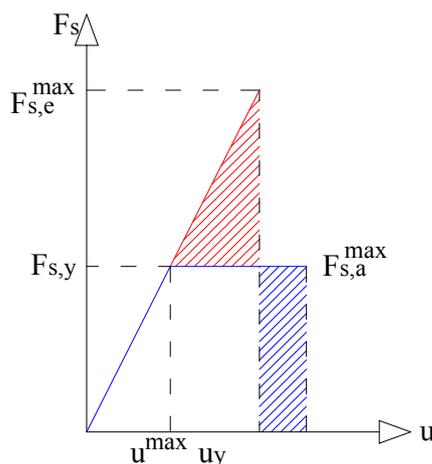


Grafico 2.2.6 – legame forza - spostamento per un sistema lineare ed uno non lineare per strutture con periodo proprio prossimo a quello predominante del sisma

In conclusione, è possibile individuare nello spettro di risposta elastico una zona detta di “uguale energia” tale per cui un sistema anelastico con periodo proprio appartenente alla zona avrà:

- come fattore di riduzione della forza un valore proporzionale alla radice quadrata della duttilità
- come valore dello spettro di risposta di pseudo-accelerazione quello derivato dallo spettro elastico diviso per un fattore proporzionale alla radice quadrata della duttilità
- come spostamento massimo quello calcolato utilizzando la relazione vista.

La duttilità così definita rappresenta dunque il fattore di duttilità q introdotto. In ogni caso q può essere calcolato secondo la normativa attraverso una relazione che tiene conto:

- del materiale del sistema costruttivo;
- della tipologia strutturale.

In particolare i massimi valori utilizzabili nel caso di ponti a pile in cemento armato e impalcato a travata continua in cui la geometria possa essere definita “regolare”, qualora lo sforzo normale ridotto $\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_{c \cdot f_{ck}}}$ sia inferiore a 0.3 (N_{Ed} è lo sforzo di compressione di calcolo), sono:

- ponti con pile a comportamento flessionali ($H/L \geq 3.5$) $q = 3.5$;
- ponti con pile tozze ($H/L \leq 1$) $q = 1.0$;
- per il calcolo delle spalle $q = 1.0$;
- per $1 \leq H/L \leq 3.5$, il valore di q si ottiene per interpolazione lineare.

Lo sforzo normale ridotto deve comunque essere inferiore a 0.6. Nel caso in cui $0.3 < \eta_k < 0.6$, il fattore di struttura è dato da:

$$q(\eta_k) = q - \left[\frac{\eta_k}{0.3} - 1 \right] \cdot (q - 1)$$

dove q è il valore applicabile per $\eta \leq 0.3$.

3. DISPOSITIVI ANTISISMICI

I dispositivi antisismici ci permettono di ridurre la risposta sismica orizzontale, qualunque siano la tipologia e i materiali strutturali dell'edificio; questo risultato può essere ottenuto:

1. incrementando il periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta;
2. limitando la massima forza orizzontale trasmessa;
3. dissipando una consistente aliquota dell'energia meccanica trasmessa alla costruzione.

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 ci permette di ridurre gli effetti dell'azione del sisma attraverso una dissipazione di energia che avviene tramite il danneggiamento (opportunamente studiato) degli elementi strutturali e non strutturali.

I sistemi innovativi 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, offrendo quindi prestazioni migliori nei confronti dell'SLU e anche nei confronti dell'SLD.

La duttilità di una struttura fa sì che lo spettro di risposta elastico si "abbassi"; assumendo per esempio un fattore di struttura q pari a 2, otteniamo lo spettro di risposta di progetto riportato nel grafico 3.1.

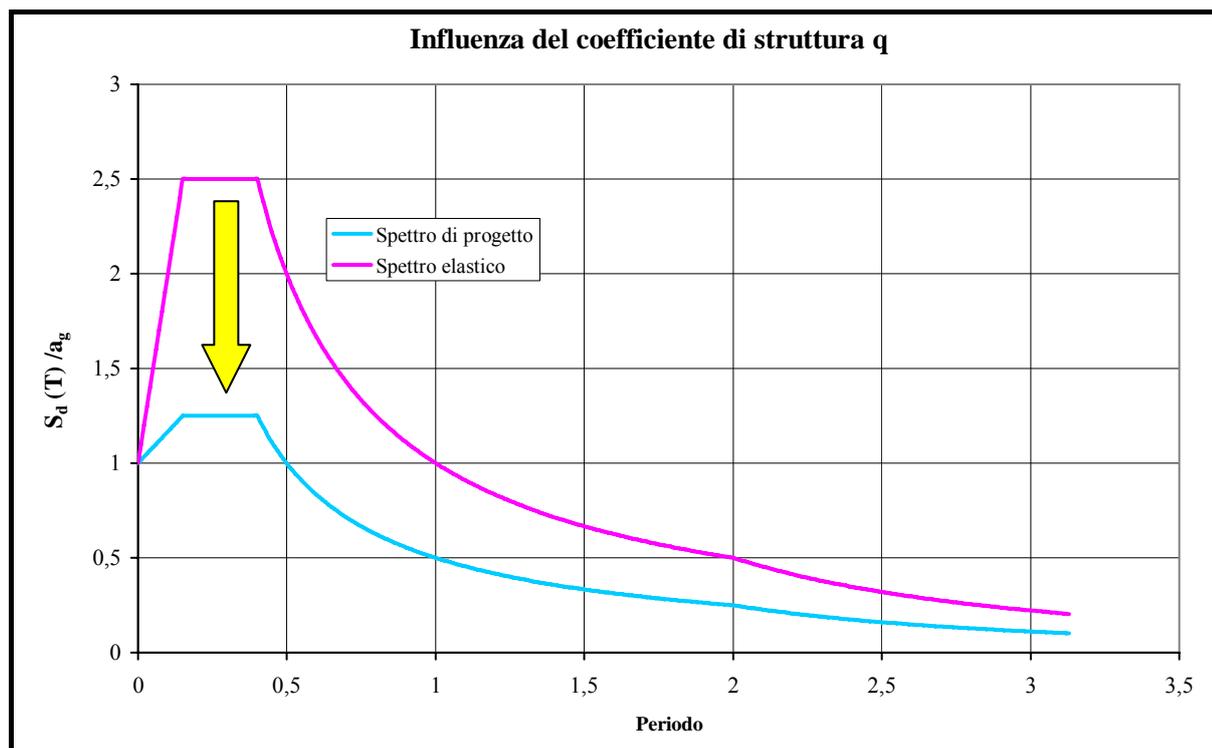


Grafico 3.1 - influenza della duttilità di una struttura

Le metodologie innovative per la protezione antisismica delle strutture invece, riducono l'entità dell'azione sismica sulle strutture:

1. aumentando (spostando verso destra) il periodo della struttura inserendo *isolatori* alla base della struttura (grafico 3.2);
2. abbassando lo spettro elastico sfruttando la capacità dissipativa dell'energia di *smorzatori* inseriti apposta nella struttura, ossia aumentando lo smorzamento (grafico 3.3).

Le metodologie innovative per la protezione antisismica delle strutture :

- non si basano sull'aumento della capacità di resistenza delle strutture
- non si basano sulla dissipazione dell'energia attraverso il danneggiamento della struttura
- si basano sul concetto di riduzione della recettività delle strutture al sisma stesso.

Una corretta applicazione di queste tecnologie innovative porta ad un comportamento migliore delle strutture che potrebbero diventare essenzialmente elastiche anche durante il verificarsi di terremoti di elevata entità (es. da SLU).

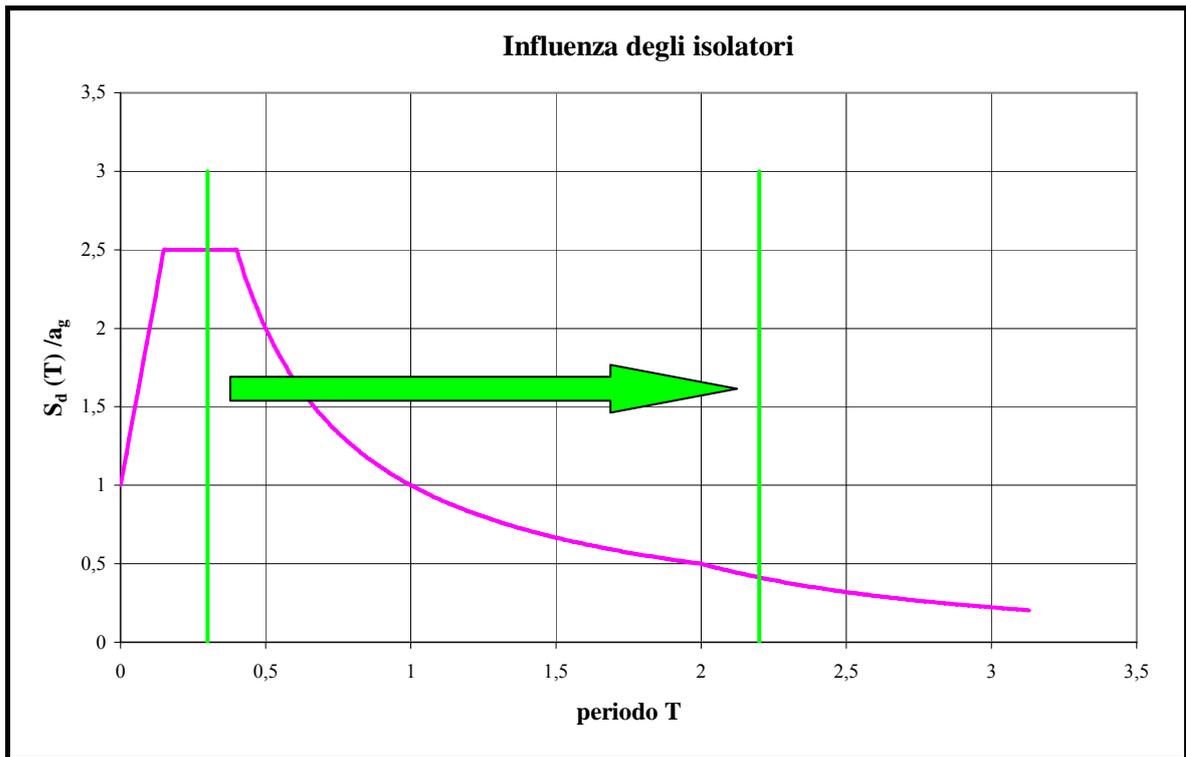


Grafico 3.2 - effetti degli isolatori

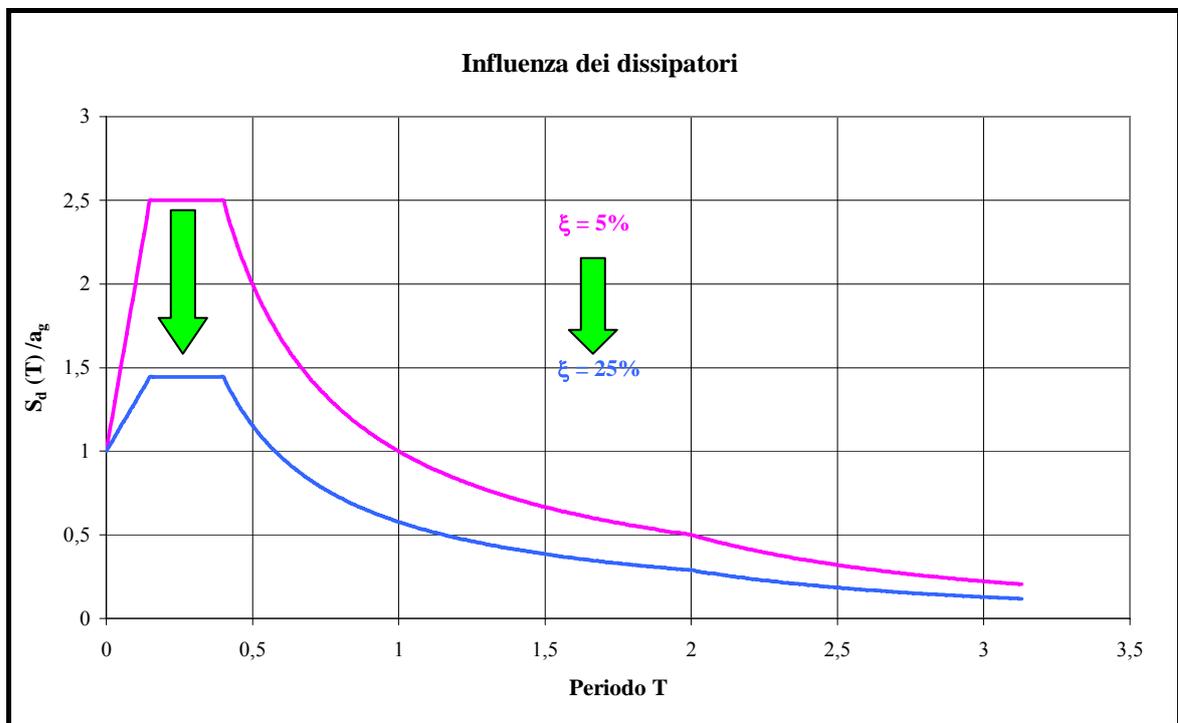


Grafico 3.3 - effetti degli smorzatori

Nei paragrafi successivi si riporta una breve descrizione di alcuni dispositivi antisismici impiegabili.

3.1 Dispositivi di connessione rigida

Tali dispositivi prendono il nome anche di *shock transmitter* ossia apparati oleodinamici cilindro/pistone. Essi contengono liquidi viscosi che passano da una camera all'altra del cilindro attraverso piccoli fori (figura 3.1.1). Quando l'edificio ha lenti e normali movimenti termici o di assestamento, i dispositivi lasciano libera la struttura di deformarsi: il liquido passa regolarmente da una camera all'altra. Quando invece irrompe la scossa e la deformazione è improvvisa, il fluido non può passare rapidamente e il sistema si blocca.

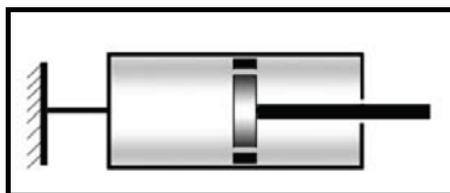


Figura 3.1.1 - sezione di uno shock transmitter

Essi sono infatti caratterizzati da una relazione Forza-Velocità di tipo esponenziale (grafico 3.1.1).

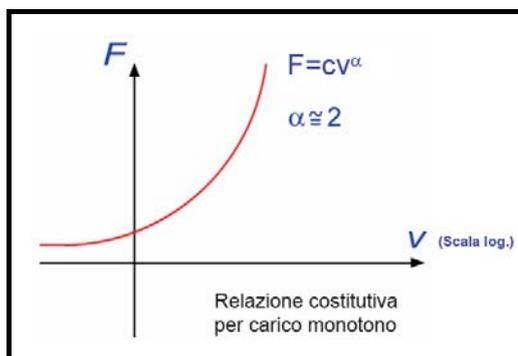


Grafico 3.1.1 - relazione forza-velocità tipica di uno shock transmitter

Il modello meccanico di questo dispositivo è costituito a rigore da una molla ed uno smorzatore (figura 3.1.2); di fatto però il circuito idraulico ha caratteristiche tali che il blocco del flusso dell'olio tra le due camere del cilindro praticamente annulla la dissipazione energetica e rende inefficace lo smorzatore.

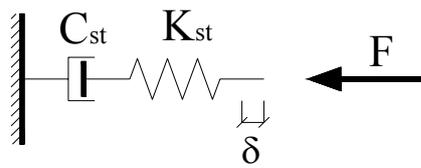


Figura 3.1.2 - modello meccanico rigoroso di uno shock trasmitter

La forza massima trasmissibile dallo *shock trasmitter* ha un limite determinato dalle caratteristiche meccanico-idrauliche del dispositivo e viene fornito dal produttore.

Essi possono essere inseriti, come vedremo, non solo in corrispondenza delle spalle ma anche in corrispondenza delle pile.

3.2 Isolatori elastici

Tali dispositivi sono in genere a comportamento elastico; sono fondamentalmente costituiti da strati di gomma di cui si sfrutta la rigidezza a compressione.

Essi hanno quindi un comportamento analogo a quello di una molla elastica per cui la relazione costitutiva forza-spostamento per carico monotono è di tipo lineare (grafico 3.2.1).

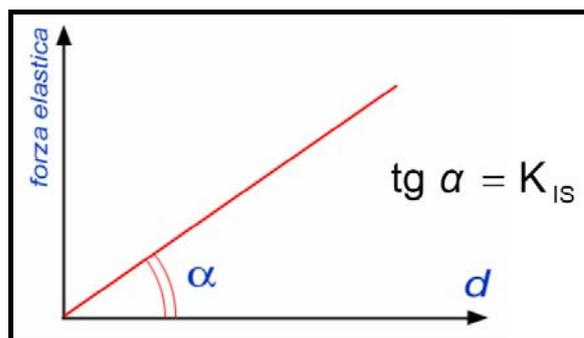


Grafico 3.2.1 - legame costitutivo forza-spostamento per un isolatore elastico

Il modello meccanico è quindi appunto quello di una molla, come mostra la figura 3.2.1. Tale molla risulta essere di rigidezza generalmente modesta. Essa viene inserita in genere in corrispondenza delle spalle; ma proprio per questa sua peculiarità, se le oscillazioni sotto sisma sono di ampiezza eccessiva o se si vuole ripartire l'azione sismica su entrambe le spalle, si può disporre un ulteriore isolatore collegato in serie con uno shock trasmitter in modo da consentire le deformazioni lente senza apprezzabile resistenza.

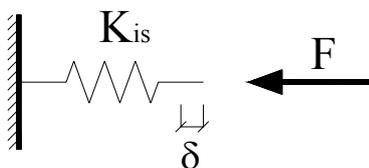


Figura 3.2.1 - modello meccanico di un isolatore elastico

3.3 Dispositivi dissipatori

Fondamentalmente essi si distinguono in dissipatori viscosi e dissipatori isteretico.

I *dissipatori viscosi* sono degli apparati cilindro/pistone dotati di orifizi nella testa del pistone, che separa le due camere piene di un fluido siliconico, in modo da permettere il passaggio del fluido tra le due camere stesse (figura 3.3.1).



Figura 3.3.1 - Schema di un dissipatore viscoso

Il valore della forza che viene trasmessa è proporzionale alla velocità del fluido (grafico 3.3.1) entro il pistone di conseguenza questi dissipatori non contribuiscono alla rigidità del sistema

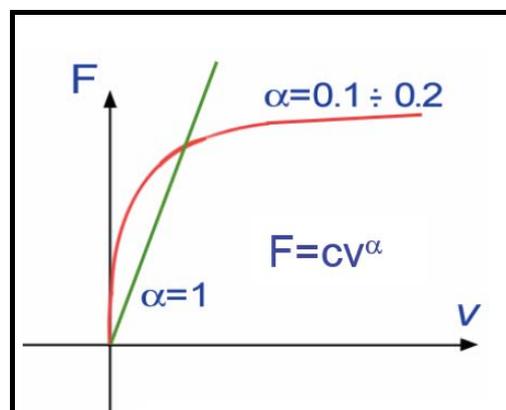


Grafico 3.3.1 - legame forza-velocità dei dissipatori viscosi

L'energia che viene dissipata da un dispositivo viscoso è rappresentata dall'area dell'ellissi riportata in figura 3.3.2.

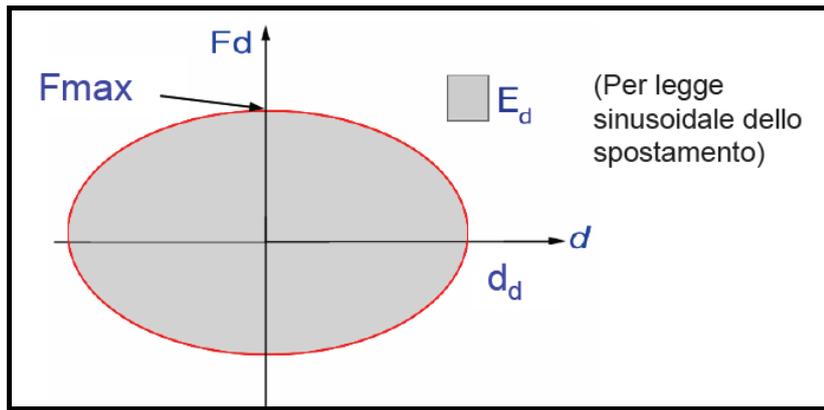
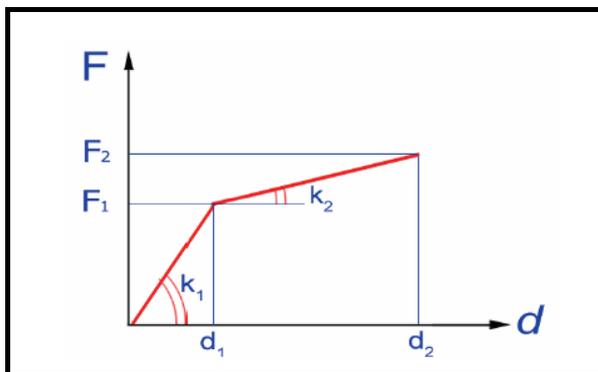


Figura 3.3.2 - energia dissipata da un dispositivo viscoso

I dissipatori isteretico in acciaio in cui si sfrutta la deformazione elasto-plastica di elementi metallici ad elevata duttilità. Essi sono caratterizzati da un'elevata ripetitività dei cicli isteretici, in cui in numero utile sono compresi tra 20 e 40, r da un'elevata efficienza dissipativa.

Il diagramma forza-spostamento è indipendente dalla velocità ed è approssimabile mediante una bilineare (grafico 3.3.2) caratterizzata da:



$$d_1 = (5 - 15)\% d_2$$

$$k_2/k_1 = 0.03 - 0.05$$

$$\xi_{eq} = (30 - 35)\%$$

Grafico 3.3.2 - bilineare che approssima del diagramma forza-spsostamento

L'energia dissipata è l'area di un parallelogramma approssimativo, come quello riportato nel grafico 3.3.3.

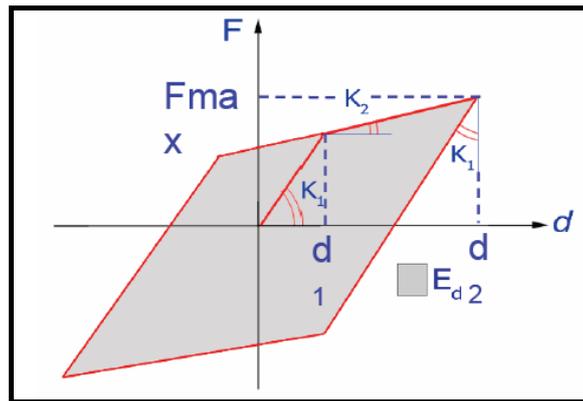


Grafico 3.3.3 – energia dissipata da un dispositivo isteretico

Gli elementi in acciaio presenti possono avere forma diversa, riportati in figura 3.3.3: a fuso, a doppio fuso, a falce di luna e a farfalla.



a)



b)



c)



d)

Figura 3.3.3 - forma degli elementi metallici: a) a fuso; b) a doppio fuso; c) a falce; d) a farfalla

3.4 Dispositivi dissipatori a comportamento misto o vincoli elastomerici

I supporti elastomerici per l'isolamento sismico possono essere suddivisi in dispositivi in gomma laminata o in gomma laminata e piombo. I primi non sono in grado di fornire una capacità dissipativa sufficiente a controllare gli spostamenti sismici della struttura e vengono impiegati insieme ad altri elementi in grado di dissipare energia. I dispositivi in gomma e piombo dispongono, grazie al comportamento isteretico della barra interna, di capacità dissipativa sufficiente e costituisce un sistema di isolamento completo.

Un appoggio in gomma laminata (*Laminated Rubber Bearing*) è costituito da lamine di acciaio immerse in una matrice elastomerica e da due piastre di acciaio superiore ed inferiore di spessore maggiore delle intermedie (figura 3.4.1). L'elastomero (gomma naturale o materiali artificiali idonei, già in uso negli appoggi da ponte ordinari) è vulcanizzato alle lamine di acciaio e riveste completamente l'appoggio proteggendolo dall'ambiente. Le proprietà meccaniche che rendono l'impiego dell'elastomero particolarmente vantaggioso sono, principalmente, la resistenza a compressione, a fatica, la capacità dissipativa e la deformabilità. L'impiego dell'elastomero congiuntamente all'acciaio conferisce al dispositivo un'elevata rigidità verticale ed un'elevata flessibilità nella direzione orizzontale. La prima è fornita dalle lamine di acciaio e permette all'appoggio di sostenere i carichi statici; la flessibilità è indotta dall'elastomero e permette di realizzare il disaccoppiamento tra il moto della base e della struttura in elevazione. Fissate le caratteristiche della gomma e l'estensione superficiale dell'appoggio, la capacità portante del dispositivo aumenta riducendo lo spessore di ciascuno strato della gomma mentre lo spessore complessivo degli strati governa la deformabilità orizzontale e il periodo della struttura isolata.

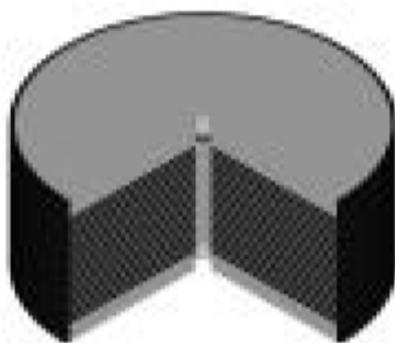


Figura 3.4.1 - isolatore elastomerico

Con l'inserimento di una barra di piombo in un appoggio in gomma laminata si ottiene un unico elemento (*LeadLaminated Rubber Bearing*) in grado di fornire una soluzione economica ed efficace per l'isolamento sismico dei ponti (figura 3.4.2). Esso conferisce la flessibilità orizzontale attraverso la gomma, maggiore resistenza ai carichi verticali e capacità dissipativa di natura isteretico attraverso la deformazione plastica della barra che, vincolata dagli stessi strati di gomma e dalle lamine di acciaio, viene forzata a deformarsi per puro taglio. Le ragioni che rendono il piombo un materiale idoneo all'isolamento sismico sono correlate alle sue proprietà meccaniche: bassa tensione di snervamento, rigidità iniziale elevata, duttilità elevata e capacità di recuperare le deformazioni plastiche riportandosi, quasi senza manifestare degrado, nella condizione originaria, comportamento essenzialmente elastico -perfettamente plastico. Il dispositivo presenta quindi un comportamento elastico-perfettamente plastico, schematizzabile con cicli di isteresi bilineari con rigidità post-elastica circa uguale a quella della gomma. Un'elevata rigidità iniziale limita la deformabilità del supporto in presenza di modeste azioni laterali, vale a dire conferisce al dispositivo la capacità di contrastare i carichi d'esercizio e il vento con spostamenti contenuti, mentre l'aumento di flessibilità nel caso di un sisma abbassa la frequenza fondamentale del sistema riducendo le forze trasmesse.

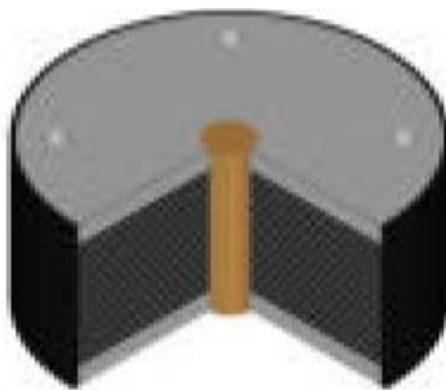


Figura 3.4.2 - isolatore elastomerico con anima in piombo

4. ADEGUAMENTO SISMICO

Come detto, il viadotto è stato dimensionato quindi secondo il *D.M. del 9 Gennaio 1996* ed in base al *D.M. del 16 Gennaio 1996*. Per poter adeguare l'opera alle azioni sismiche previste dal Testo Unico per le Costruzioni che fa diretto riferimento all'Ordinanza 3274, è necessario trovare una nuova soluzione progettuale: quella esistente non permette infatti di soddisfare le verifiche richieste dalla nuova normativa.

Si ipotizza innanzitutto che tutte le pile siano vincolate nello stesso modo all'impalcato in modo che ognuna sia capace di resistere al sisma.

E' necessario poi definire la geometria dell'opera, in particolare delle pile, per determinare i carichi agenti sulle stesse e il momento resistente ovvero la massima forza orizzontale che le pile sono in grado di sopportare.

Individuata la risposta strutturale in base ai parametri sismici richiesti dalla normativa in termini sia di accelerazione che di spostamento, si inizia la ricerca di una nuova soluzione progettuale nella quale saranno previsti dei dispositivi antisismici.

4.1 Le caratteristiche geometriche

Si riportano schematicamente le caratteristiche geometriche dei vari elementi dell'opera e i corrispondenti carichi; si trascura in questa fase la distinzione tra le diverse pile presenti, considerandone geometricamente i soli valori medi:

- impalcato:

spessore soletta	0.3 m
lunghezza	524.7 m
larghezza	13 m

- travi

numero	4
area	0.7676 m ²
lunghezza	524.7 m

- pavimentazione

larghezza pavimentata	4
lunghezza	524.7 m

- pile

numero	16
altezza media	7.3 m
diametro sezione colonna pile mobili	1.6 m

4.2 I carichi sulle pile

In base alle caratteristiche geometriche sopra riportate, si effettuano dei calcoli per determinare il carico gravante su ogni pila (tabella 4.2.1).

peso per unità di volume	25 KN/m ²
peso proprio impalcato	51158 KN
peso complessivo traversi	893 KN
peso proprio travi	40274 KN
peso unitario pavimentazione	0.3 t/m ²
peso proprio pavimentazione tot	15905 KN
peso proprio singola colonna	365 KN
Carico su ogni pila	6380 KN
Carico su ogni colonna	3190 KN

Tabella 4.2.1 - analisi dei carichi sulle pile

In funzione della geometria delle colonne (figura 4.2.1), si è valutato con il programma VCASLU il dominio di iterazione M-N (grafico 4.2.1) e il momento resistente della singola colonna: esso risulta pari a 4095 KN·m.

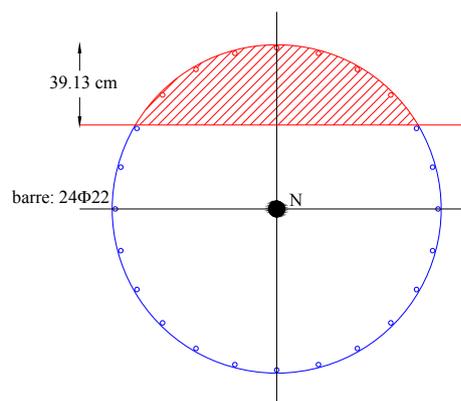


Figura 4.2.1 - geometria della sezione della colonna

La forza massima orizzontale che ogni pila sarà quindi in grado di sopportare è pari a:

$$F_{o,max} = \frac{2 \cdot M_{res}}{h_{media}} = \frac{2 \cdot 4095 \text{ KN} \cdot \text{m}}{7.3 \text{ m}} = 1121.92 \text{ KN}.$$

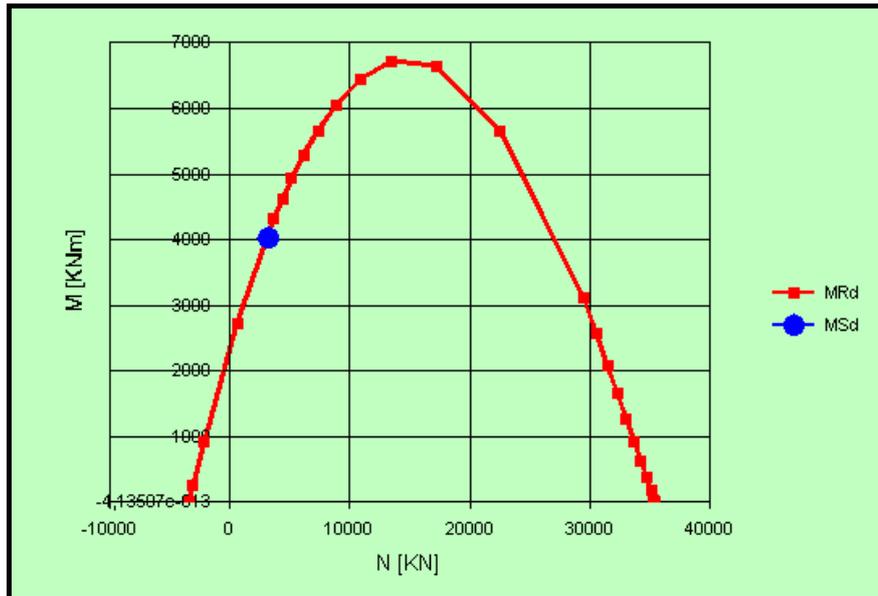


Grafico 4.2.1 - dominio resistente M-N per le singola colonna

Si vuole determinare la richiesta di duttilità nel caso di sisma longitudinale e trasversale.

4.2.1 Sisma longitudinale

In direzione longitudinale la pila ha uno schema statico coincidente con quello di una trave a mensola (figura 4.2.2).

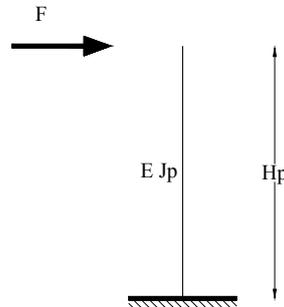


Figura 4.2.2 - schema statico della pila in direzione longitudinale

La forza orizzontale complessiva agente sarà pari a:

$$F_{\text{tot}} = F_{\text{max}} \cdot n_{\text{pile}} = 1121.92 \text{ KN} \cdot 16 = 17950.68 \text{ KN}.$$

Per normativa la massa M su cui tale forza agisce deve essere assunta pari alla massa dell'impalcato più la massa della metà superiore di tutte le pile; tale massa vale dunque:

$$M = \frac{108230 \text{ KN}}{9.81 \text{ m/sec}^2} + \frac{16 \cdot 734 \text{ KN}}{2 \cdot 9.81 \text{ m/sec}^2} = 11631 \frac{\text{KN}}{\text{m/sec}^2}.$$

La pseudo-accelerazione derivante vale dunque:

$$Sa_g = \frac{F}{M} = \frac{17950.68}{11631} = 1.54 \text{ m/sec}^2$$

Quindi:

$$Sa_{\text{max}} = \frac{Sa_g}{g} = \frac{1.54}{9.81} = 0.157 \cdot g.$$

Per individuare la richiesta di duttilità, è necessario calcolare la pseudo-accelerazione della pila stessa. Si ipotizza che il periodo proprio della pila faccia ricadere la risposta strutturale

sul cosiddetto *plateau* e si considera il caso in cui il fattore d'importanza sia pari a $\gamma_1 = 1$ e pari a $\gamma_1 = 1.4$. Le pseudo-accelerazioni varranno rispettivamente:

$$S_{A1} = S \cdot a_g \cdot 2.5 \cdot \eta \cdot \gamma_1 = 1.35 \cdot 0.25 \cdot g \cdot 2.5 \cdot \sqrt{\frac{10}{5+5}} \cdot 1 = 0.84 \cdot g$$

$$S_{A2} = S \cdot a_g \cdot 2.5 \cdot \eta \cdot \gamma_2 = 1.35 \cdot 0.25 \cdot g \cdot 2.5 \cdot \sqrt{\frac{10}{5+5}} \cdot 1.4 = 1.18 \cdot g$$

La duttilità richiesta nei due casi vale quindi rispettivamente:

$$q_1 = \frac{0.84 \cdot g}{0.157 \cdot g} = 5.3$$

$$q_2 = \frac{1.18 \cdot g}{0.157 \cdot g} = 7.5$$

Per sismi longitudinali, la duttilità richiesta risulta quindi essere eccessiva e comunque oltre al limite teorico imposto dalla norma (pari a 3.5); di conseguenza nasce la necessità di introdurre dispositivi antisismici capaci di ridurre la risposta sismica e/o le forze trasmesse dal sisma stesso.

4.2.2 Sisma trasversale

Si procede in modo analogo al caso di sisma longitudinale. Lo schema statico della pila in direzione trasversale viene riportato in figura 4.2.3.

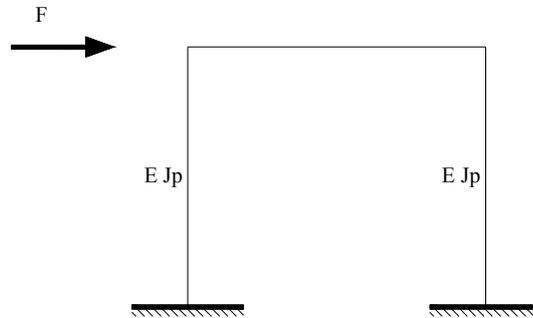


Figura 4.2.3 - schema statico della pila in direzione trasversale

La forza massima cui è soggetta ogni pila sarà in questo caso pari a:

$$F_p = \frac{4 \cdot M_{res}}{h_m} = \frac{4 \cdot 4095}{7.3} = 2243.84 \text{ KN}.$$

Complessivamente si avrà quindi una forza orizzontale massima agente pari a:

$$F_{tot} = F_{max} \cdot n_{pile} = 2243.84 \text{ KN} \cdot 16 = 35901 \text{ KN}.$$

La massima è invariata, ossia pari a $11631 \frac{\text{KN}}{\text{m/sec}^2}$ per cui la massima pseudo-accelerazione vale:

$$Sa_g = \frac{F}{M} = \frac{35901}{11631} = 3.09 \text{ m/sec}^2$$

Quindi:

$$Sa_{max} = \frac{Sa_g}{g} = \frac{3.09}{9.81} = 0.315 \cdot g.$$

I valori delle pseudo-accelerazioni ottenute come risposta sismica della struttura non sono cambiate e valgono quindi nei due casi $0.84 \cdot g$ e $1.18 \cdot g$.

La duttilità richiesta nei due casi vale quindi rispettivamente:

$$q_1 = \frac{0.84 \cdot g}{0.315 \cdot g} = 2.67$$
$$q_2 = \frac{1.18 \cdot g}{0.315 \cdot g} = 3.75$$

Per sismi trasversali, la duttilità richiesta risulta essere inferiore della duttilità disponibile che, come si vedrà, per la struttura in questione vale 3.5. In ogni caso tuttavia se sfruttassimo tale duttilità, la struttura si danneggerebbe in modo eccessivo; per limitare il danneggiamento si inseriranno altri dispositivi antisismici.

4.2.3 Duttilità effettiva di una struttura

Come detto, la normativa impone un coefficiente massimo di duttilità pari a 3.5; tuttavia i valori effettivamente raggiungibili da una struttura sono notevolmente più elevati e funzioni delle dimensioni della zona elasticizzata.

Per dimostrare quanto detto, si consideri inizialmente un portale soggetto ad una forza orizzontale, monotonamente crescente, applicata a livello del traverso (figura 4.2.4). Il diagramma forza-spostamento rappresenta un comportamento elastico-perfettamente plastico. Essendo il traverso rigido, il diagramma dei momenti flettenti lungo il piedritto è simmetrico rispetto alle sezioni a metà altezza, e così pure il diagramma delle curvature (grafico 4.2.2). Si riporta inoltre il grafico momento-curvatura (grafico 4.2.3).

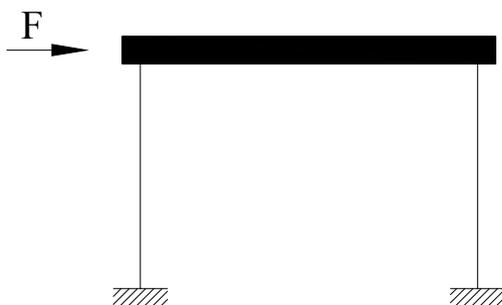


Figura 4.2.4 - Portale di riferimento

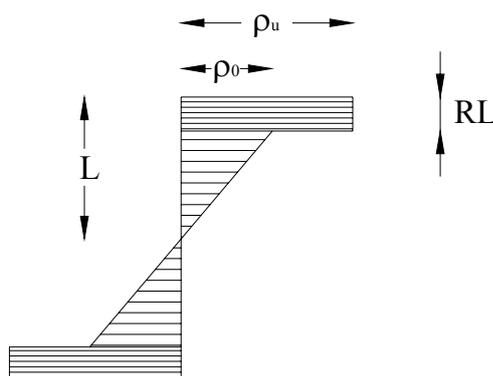


Grafico 4.2.2 - curvature del piedritto dopo la formazione della cerniera plastica e al raggiungimento della curvatura ultima

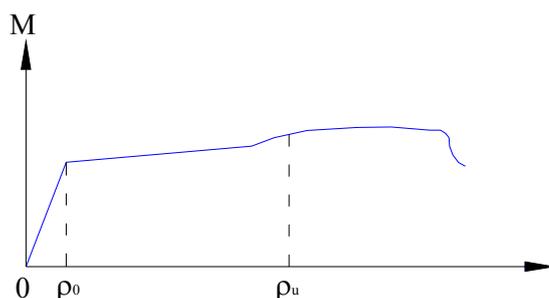


Grafico 4.2.3 - diagramma momenti-curvature al crescere di F monotonamente

Con riferimento al grafico momenti-curvature e al grafico 4.2.4, si definiscono due duttilità diverse. Sia ρ_0 la curvatura all'inizio della formazione della cerniera plastica e ρ_u la curvatura ultima consentita dai materiali; il rapporto $\mu = \rho_u / \rho_0$ si definisce duttilità in termini di curvatura. Indicando invece x_0 lo spostamento al limite elastico, ottenuto attribuendo alla cerniera plastica la curvatura ρ_0 , e con x_u lo spostamento al raggiungimento del quale si ha un degrado della struttura ben riconoscibile, per esempio il raggiungimento di ρ_u nella sezione più impegnata, il rapporto $\mu = x_u / x_0$ si definisce duttilità in termini di spostamenti.

La definizione di duttilità richiede quindi di individuare un'azione, una sua evoluzione temporale, in questo caso una crescita monotona e un parametro di risposta, per esempio la curvatura della sezione più impegnata o lo spostamento del traverso.

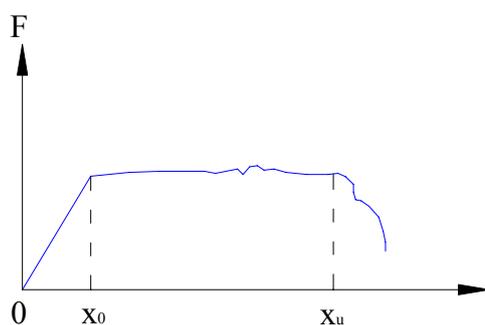


Grafico 4.2.4 - diagramma forze-spostamenti

Indicata con L metà altezza del piedritto, sia ora R la frazione di L che rappresenta la dimensione della cerniera plastica. Lo spostamento è legato a ρ_0 dalla relazione:

$$x_0 = L^2 \cdot \frac{\rho_0}{3}.$$

In condizioni ultime il profilo delle curvature con la quota è rappresentato dal grafico momenti-curvatura. Integrando due volte lungo l'altezza il diagramma della curvatura, si deduce x_u ; senza entrare nel dettaglio del calcolo, si ottiene:

$$\frac{x_u}{x_0} = (1 - R^2) + \frac{3}{2} \cdot (2 \cdot R - R^2) \cdot \frac{\rho_u}{\rho_0}.$$

Nella tabella 4.2.2 si riportano i valori della duttilità in termini di spostamento, in funzione della duttilità in termini di curvature, per differenti dimensioni della zona elasticizzata.

$\frac{\rho_u}{\rho_0}$	R = 0.1	R = 0.2	R = 0.3	R = 0.4
6	2.52	3.88	5.88	6.12
8	3.09	4.96	6.61	8.04
10	3.66	6.04	8.14	9.96
12	4.23	7.12	9.67	11.88
14	4.80	8.20	11.2	13.8

Tabella 4.2.2 - valori della duttilità in termini di spostamento, in funzione della duttilità in termini di curvature per differenti dimensioni della zona plasticizzata

Dai valori riportati in tabella si osserva come nella maggior parte dei casi la duttilità raggiungibile risulti essere maggiore del limite imposto dalla norma.

4.3 La risposta sismica effettiva in direzione longitudinale

La località di Alfonsine, dove l'opera viene progettata, ricade in zona sismica 2 con accelerazione massima al suolo pari a 0.25g.

La stratigrafia del terreno è stata determinata mediante una serie di prove geotecniche dalle quali si è individuato che a partire dal piano di campagna, dopo un primo modesto livello di terreno di riporto, è presente uno strato di limo argilloso da moderatamente a molto consistente (identificato come terreno T1). Successivamente, si rinviene uno strato di sabbia limosa addensata (identificato come terreno T2), seguito da un terzo strato di argilla limosa (identificato come terreno T3), anch'esso da moderatamente a molto consistente.

Il terreno suddetto ricade quindi nella categoria D cui corrisponde un coefficiente $S = 1.35$.

Per quanto riguarda la valutazione del fattore di struttura q , si calcola innanzitutto lo sforzo normale ridotto.

Le pile sono state realizzate con un calcestruzzo C30 caratterizzato dai parametri riportati in tabella 4.3.1.

Calcestruzzo C30		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	30 N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	f_{ck}	24.9 N/mm ²
Fattore di sicurezza	γ_c	1.6
Modulo elastico	E_c	31220.19 N/mm ²
Resistenza a compressione di calcolo	f_{cd}	15.56 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	f_{ctd}	0.97 N/mm ²
Resistenza media a rottura per flessione	f_{cfm}	3.13 N/mm ²

Tabella 4.3.1 - caratteristiche del calcestruzzo C30

Lo sforzo normale ridotto vale quindi:

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{ck}} = \frac{6380 \cdot 10^3 \text{ N}}{\pi \cdot 800^2 \text{ mm}^2 \cdot 24.9 \text{ N/mm}^2} = 0.13.$$

Le pile risultano essere snelle in quanto il rapporto:

$$\frac{H}{L} = \frac{7.3}{1.6} \cong 4.56 \geq 3.5,$$

per cui, secondo quanto detto al paragrafo 2.2.3, potendo definire “regolare” la geometria dei ponti, si assume il fattore di struttura pari a 3.5.

L’opera inoltre risulta essere d’importanza tale da assumere un fattore d’importanza pari a 1.4.

Si riporta lo spettro di risposta di progetto corrispondente nel grafico 4.3.1:

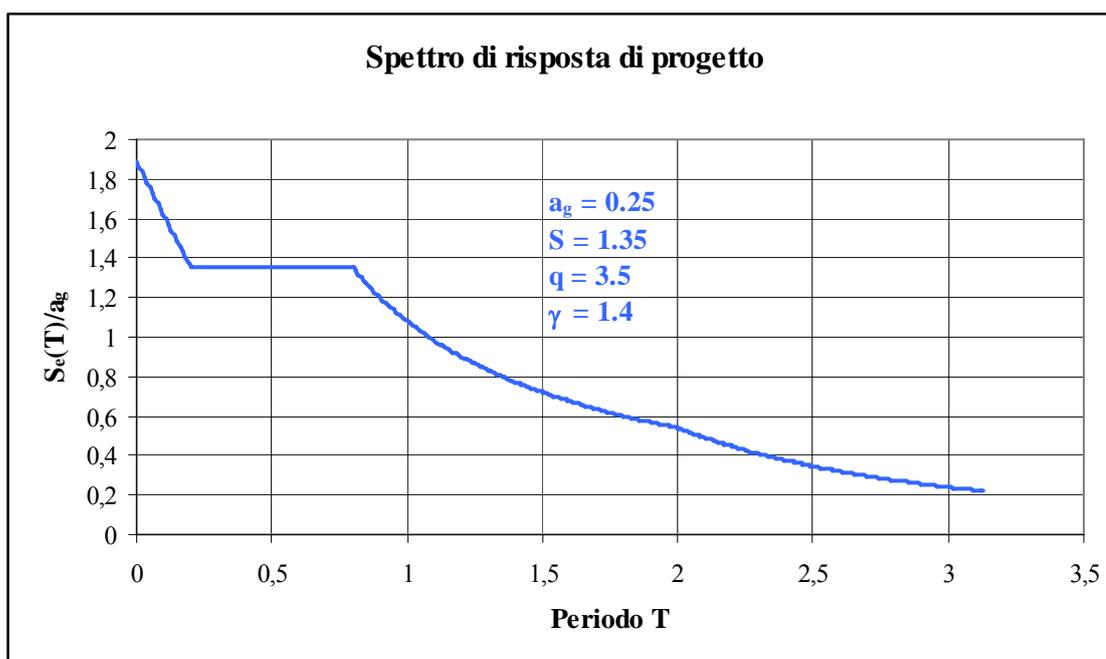


Figura 4.3.1 - spettro di risposta di progetto

Per valutare la risposta strutturale effettiva della struttura, è necessario determinarne il periodo proprio; esso verrà calcolato come:

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

dove ω è la pulsazione naturale della struttura pari a:

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{m}}$$

in cui:

- $k = \sum \frac{3 \cdot EJ}{h^3}$ è la somma delle rigidezze delle pile;
- m è la massa dell'impalcato più metà massa delle pile a pari a: $11631 \frac{KN}{m/sec^2}$.

Per normativa, la rigidezza degli elementi in cemento armato deve essere valutata tenendo conto dell'effettivo stato di fessurazione degli elementi che è in generale diverso per l'impalcato e per le pile. Per le pile, che raggiungono lo stato limite ultimo alla base, la rigidezza secante efficace può essere ricavata dall'espressione:

$$E_c \cdot J_{\text{eff}} = v \cdot \frac{M_{\text{rd}}}{\phi_y}$$

dove $v = 1.2$ è un fattore di correzione che tiene conto della maggiore rigidezza della parte di pila non fessurata, M_{rd} è il momento resistente di progetto nella sezione di base e ϕ_y è la curvatura di snervamento.

E' necessario distinguere le pile definite inizialmente fisse da quelle mobili per le diverse caratteristiche geometriche; considerando ora le sole pile mobili, si riporta il grafico (4.3.1) momento-curvatura determinato con il programma VCASLU per la colonna:

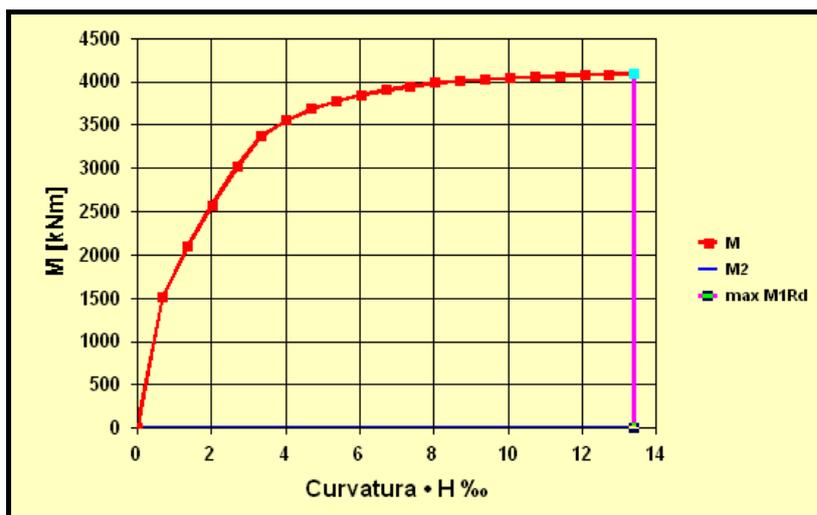


Grafico 4.3.1 – andamento momento-curvatura della colonna delle pile mobili

Il grafico viene semplificato mediante una bilatera, secondo quanto previsto da normativa (grafico 4.3.2); tale semplificazione si effettua in modo tale che le due aree comprese tra il diagramma reale e quello teorico siano le medesime.

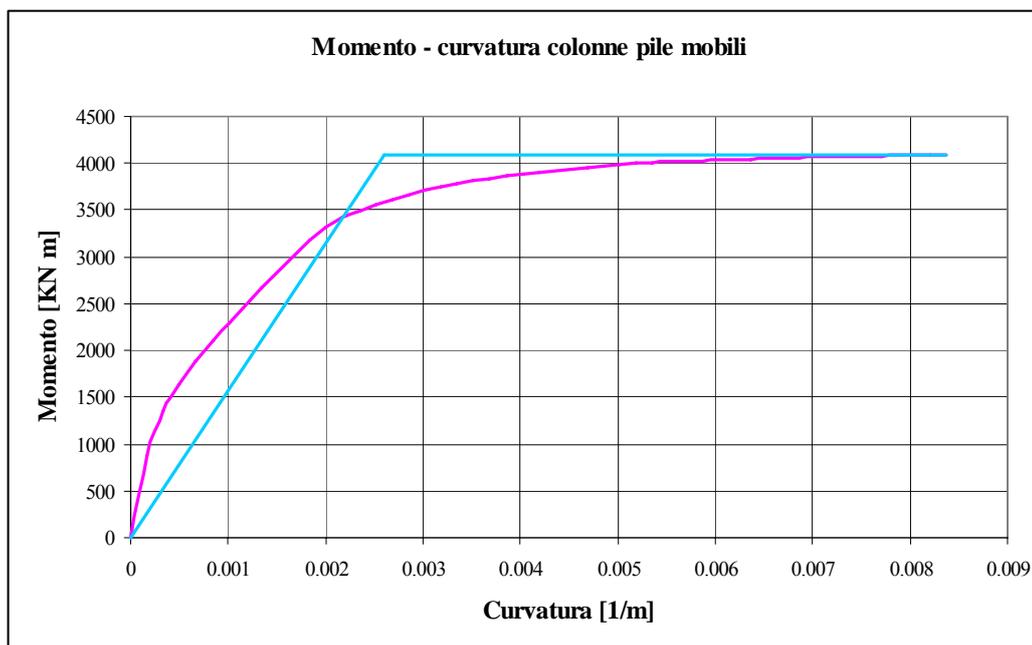


Figura 4.3.2 - semplificazione del diagramma momento – curvatura delle colonne delle pile mobili secondo una bilatera

Dal grafico si osserva che il momento resistente di progetto della sezione delle pile mobili e la corrispondente curvatura di snervamento valgono:

$$M_{rd,m} = 4095 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\phi_{y,m} = 2.61 \cdot 10^{-3} \text{ 1/m}$$

Il modulo elastico è pari:

$$E = 31220.19 \text{ N/mm}^2,$$

per cui il momento d'inerzia della colonna risulta:

$$J_{\text{eff,C,m}} = \nu \cdot \frac{M_{rd,m}}{\phi_{y,m} \cdot E_c} = 1.2 \cdot \frac{4095 \text{ KN} \cdot \text{m}}{2.61 \cdot 10^{-3} \text{ 1/m} \cdot 31220.19 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2} = 0.060 \text{ m}^4.$$

Il momento d'inerzia delle pile sarà pari al doppio di quello delle colonne dunque pari a $J_{\text{eff,P,m}} = 0.121 \text{ m}^4$.

In tabella 4.3.2 si riportano le altezze di tutte le pile mobili, in modo da poter valutare la rigidità delle stesse attraverso la relazione:

$$K_{P,m} = \frac{3 \cdot EJ_{\text{eff,P,m}}}{h^3}$$

H ₁	5.67 m
H ₂	6.17 m
H ₃	6.67 m
H ₄	7.17 m
H ₅	7.17 m
H ₆	7.17 m
H ₇	8.17 m
H ₈	7.67 m
H ₁₁	8.67 m
H ₁₂	8.17 m
H ₁₃	7.67 m
H ₁₄	6.67 m
H ₁₅	6.17 m
H ₁₆	5.67 m

Tabella 4.3.2 - altezza delle pile mobili

Applicando la relazione precedente per tutte le pile, si ottengono i valori di rigidezza riportati in tabella 4.3.3, per un totale di $K_{p,m,tot} = 497050 \text{ KN/m}$.

K_1	61972.8	KN/m
K_2	48094.4	KN/m
K_3	38069.1	KN/m
K_4	30647.3	KN/m
K_5	30647.3	KN/m
K_6	30647.3	KN/m
K_7	20715	KN/m
K_8	25035.9	KN/m
K_{11}	17333.8	KN/m
K_{12}	20715	KN/m
K_{13}	25035.9	KN/m
K_{14}	38069.1	KN/m
K_{15}	48094.4	KN/m
K_{16}	61972.8	KN/m

Tabella 4.3.3 - rigidezze delle pile mobili

Si procede in modo analogo per le due pile fisse; in funzione della geometria delle colonne (figura 4.3.3), che risulta essere diversa da quella vista per le colonne delle pile mobili, si è valutato con il programma VCASLU il dominio di iterazione M-N (grafico 4.3.2), il momento resistente della singola colonna che risulta pari a $5893 \text{ KN}\cdot\text{m}$, e il diagramma momento-curvatura (grafico 4.3.3).

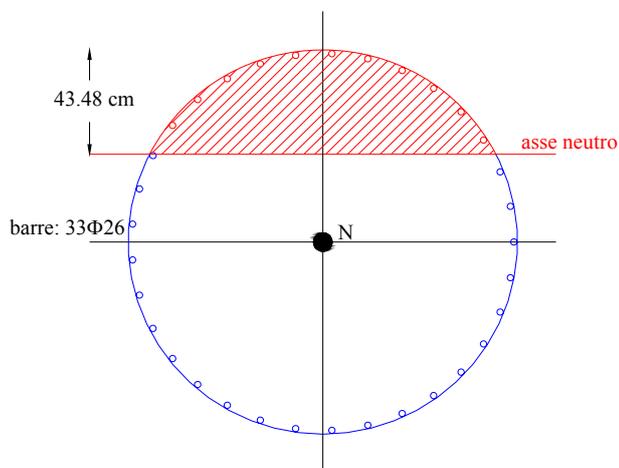


Figura 4.3.3 - geometria della sezione della colonna

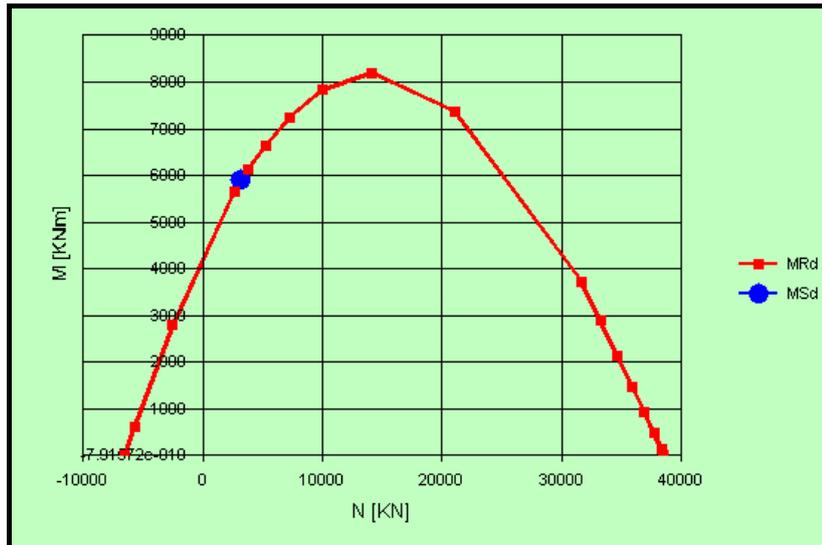


Grafico 4.3.2 - dominio resistente M-N per le singola colonna delle pile fisse

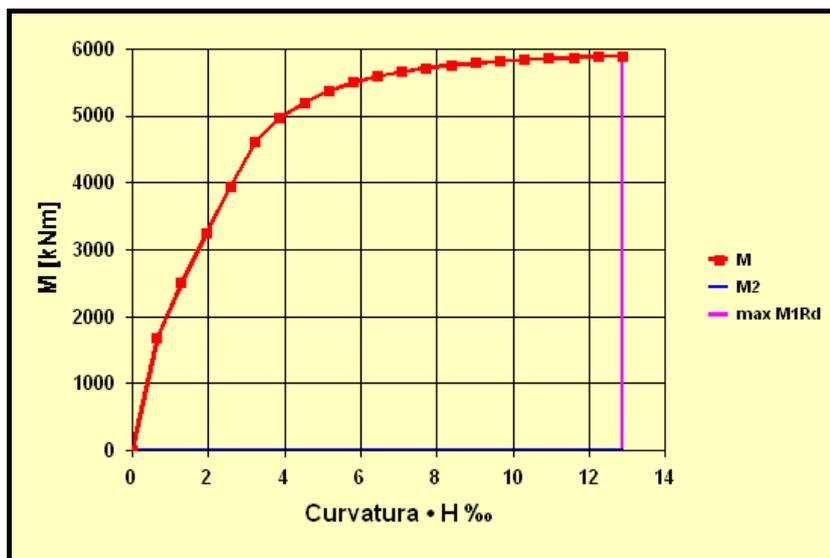


Grafico 4.3.3 - diagramma momento - curvatura per le colonne delle pile fisse

Quest'ultimo grafico viene semplificato con una bilatera (grafico 4.3.4) in modo tale che le due aree comprese tra il diagramma reale e quello teorico siano le medesime.

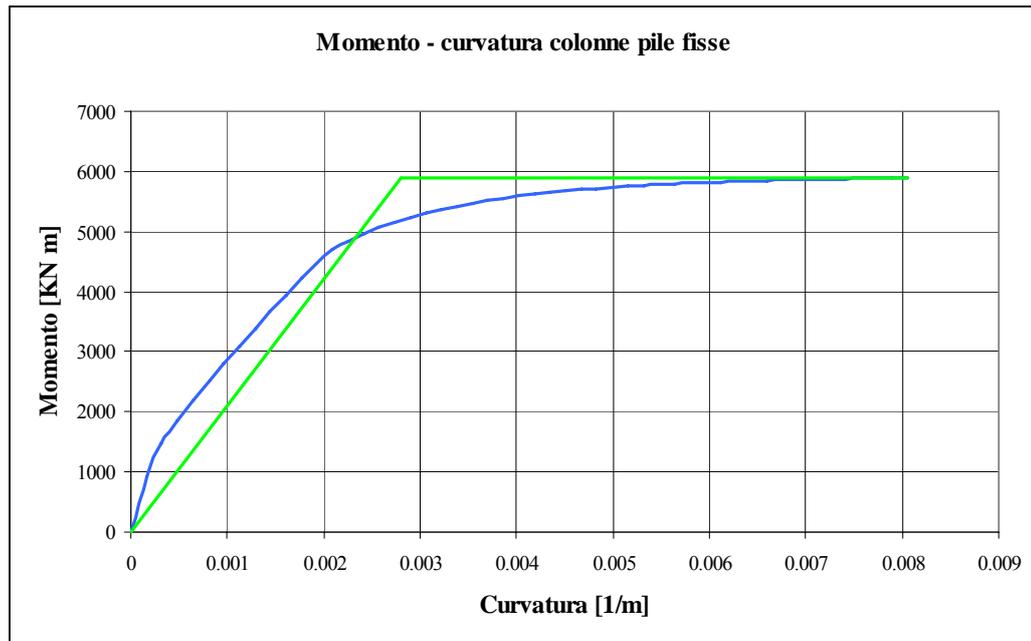


Figura 4.3.4 - semplificazione del diagramma momento – curvatura delle colonne delle pile mobili secondo una bilatera

Dal grafico si osserva che il momento resistente di progetto della sezione delle pile mobili e la corrispondente curvatura di snervamento valgono:

$$M_{rd,f} = 5893.34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\phi_{y,f} = 2.80 \cdot 10^{-3} \text{ 1/m}$$

Il modulo elastico per queste pile è pari:

$$E = 33722 \text{ N/mm}^2,$$

per cui il momento d'inerzia della colonna risulta:

$$J_{\text{eff},C,f} = \nu \cdot \frac{M_{rd,f}}{\phi_{y,f} \cdot E_c} = 1.2 \cdot \frac{5893.34 \text{ KN} \cdot \text{m}}{2.8 \cdot 10^{-3} \text{ 1/m} \cdot 33722 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2} = 0.075 \text{ m}^4.$$

Il momento d'inerzia delle pile sarà pari al doppio di quello delle colonne dunque pari a $J_{\text{eff},P,f} = 0.150 \text{ m}^4$.

In tabella 4.3.4 si riportano le altezze delle due pile fisse, in modo da poter valutare la rigidezza delle stesse attraverso la relazione:

$$K_{p,f} = \frac{3 \cdot EJ_{\text{eff},p,f}}{h^3}$$

H ₁	8.67	m
H ₂	8.87	m

Tabella 4.3.4 - altezza pile fisse

Applicando la relazione precedente per le due pile, si ottengono i valori di rigidezza riportati in tabella 4.3.5, per un totale di $K_{p,f,\text{tot}} = 44968.2 \text{ KN/m}$.

K ₉	23253	KN/m
K ₁₀	21715.3	KN/m

Tabella 4.3.5 - rigidezze pile fisse

Nel complesso quindi si ha una rigidezza pari a:

$$K_p = K_{p,m,\text{tot}} + K_{p,f,\text{tot}} = 542018 \text{ KN/m}.$$

La pulsazione naturale di vibrazione del sistema costituito dalle pile risulta:

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{m}} = \sqrt{\frac{542018}{11631}} = 6.83 \text{ rad/sec}$$

e il periodo proprio:

$$T = \frac{2 \cdot \pi}{\omega} = \frac{2 \cdot 3.1416}{6.32} = 0.920 \text{ sec}.$$

In corrispondenza di tale periodo, la pseudo-accelerazione vale 2.94 ossia:

$$S_A = 2.94 \cdot 0.25 \cdot g = 7.21 \text{ m/sec}^2.$$

La forza corrispondente totale e per pila vale dunque rispettivamente:

$$F = M \cdot S_A = 11361 \cdot 7.21 = 83864 \text{ KN}$$

$$F_p = \frac{F}{n_p} = 5241.5 \text{ KN}.$$

Tale forza risulta maggiore della massima forza orizzontale che ogni singola pila può sopportare (1123 KN per le pile mobili); si dimostra così nuovamente che la struttura, così come è stata progettata, non è capace di soddisfare i requisiti richiesti dal Testo Unico per le costruzioni.

Queste considerazioni sono valide anche nel caso si assumesse un fattore d'importanza pari a 1: la forza orizzontale trasmessa varrebbe:

$$F_{p,\gamma=1} = \frac{F_p}{1.4} = 3744 \text{ KN}.$$

4.4 Adeguamento sismico per sismi longitudinali

4.4.1 Inserimento di isolatori

Si considera un sisma longitudinale. Potrebbero essere inseriti, in numero eventualmente da determinare, *isolatori elastomerici*; il problema di questi dispositivi riguarda gli elevati spostamenti che sotto l'azione di un sisma di elevata intensità essi possono subire.

Come si è detto, gli isolatori ci permettono di aumentare il periodo proprio della struttura; in questo caso la pseudo-accelerazione che si vuole ottenere è stata calcolata nel paragrafo 4.2.1 e vale $0.157 \cdot g = 1.54 \text{ m/sec}^2$.

Non volendo sfruttare la duttilità della struttura ossia considerando lo spettro di risposta elastico ed un fattore di sicurezza $\gamma_1 = 1$, si determina il periodo corrispondente a tale pseudo-accelerazione con la relazione inversa che caratterizza l'ultimo tratto dello spettro stesso:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2};$$

$$T = \sqrt{\frac{a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot T_C \cdot T_D}{S_e}} = \sqrt{\frac{0.25 \cdot g \cdot 1.35 \cdot 1.4 \cdot 2.5 \cdot 0.8 \cdot 2}{0.157 \cdot g}} = 3.47 \text{ sec.}$$

La rigidezza degli isolatori dovrà quindi valere:

$$K_i = M \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{T} \right)^2 = 11631 \frac{\text{KN}}{\text{m/sec}^2} \cdot \left(\frac{2 \cdot 3.14}{3.47 \text{ sec}} \right)^2 = 38143 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \cong 38 \frac{\text{KN}}{\text{mm}}.$$

Lo spostamento subito dagli isolatori è pari a:

$$S_D = S_A \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi} \right)^2 = 1.54 \cdot \left(\frac{3.47}{2 \cdot 3.14} \right)^2 = 0.46 \text{ m} = 46 \text{ cm.}$$

Nel grafico 4.4.1 si riporta il legame forza-spostamento per gli isolatori così dimensionati.

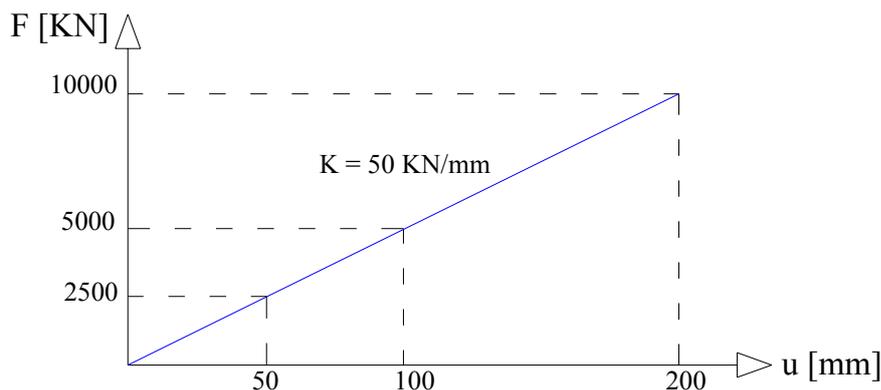


Grafico 4.4.1 - legame forza-spostamento dell'elastomero

Lo spostamento che gli isolatori dimensionati subiscono risulta essere eccessivo per cui si prova ad inserire dei dispositivi elastomerici con anima di piombo. In tal caso si riducono gli spostamenti e il valore delle forze trasmesse.

L'anima di piombo permette di dissipare un aliquota di energia trasmessa dal sisma ossia di aumentare lo smorzamento relativo della pila, abbassando di conseguenza lo spettro di risposta elastico.

Il coefficiente viscoso equivalente, in termini di dissipazione, si ricava dal rapporto:

$$\xi_{eq} = \frac{E_d}{4 \cdot \pi \cdot E_{el}}$$

tra l'energia dissipata in un ciclo di isteresi, E_d , e l'energia elastica immagazzinata, E_{el} , per un dato spostamento massimo. Nel caso di una legge costitutiva bilineare la relazione precedente si esplicita nella seguente:

$$\xi_{eq} = \frac{2 \cdot (\mu - 1) \cdot (1 - \alpha)}{\pi \cdot \mu \cdot (1 + \alpha \cdot \mu - \alpha)}$$

nella quale μ è il rapporto tra lo spostamento massimo in fase plastica e quello al limite elastico, mentre α è il rapporto tra la rigidezza del ramo incrudente e la rigidezza del ramo elastico iniziale. La rigidezza secante del dispositivo di vincolo in corrispondenza dello spostamento di progetto unita ad una buona capacità dissipativa isterica consentono di compendiare le due esigenze di ridurre l'entità dell'azione orizzontale trasmessa alla sottostruttura e di limitare l'entità degli spostamenti dell'impalcato in fase sismica.

In genere i dispositivi di questo tipo vengono dimensionati dal produttore stesso in base alle forze cui essi sono sottoposti che devono essere fornite dal progettista.

Supponendo di voler ottenere uno smorzamento complessivo del 23%, ossia uno smorzamento equivalente fornito dagli isolatori del 18%, si ottiene lo spettro di risposta elastico per un fattore di importanza pari a 1.4 riportato nel grafico 4.4.2:

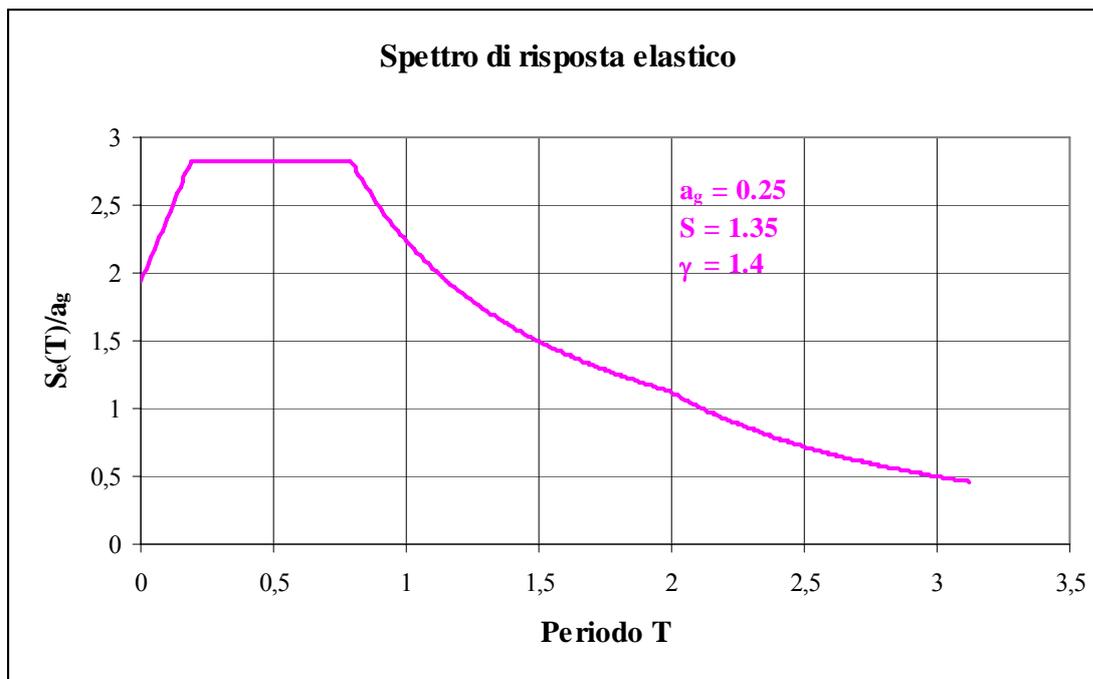


Grafico 4.4.2 - spettro di risposta elastico per smorzamento del 23%

Per uno smorzamento del 23% ed un'accelerazione di $0.157 \cdot g$, il periodo proprio della pila ricade nell'ultimo tratto dello spettro di risposta elastico e diventa:

$$T = \sqrt{\frac{a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \gamma \cdot T_C \cdot T_D}{S_e}} = \sqrt{\frac{0.25 \cdot g \cdot 1.35 \cdot 0.6 \cdot 2.5 \cdot 1.4 \cdot 0.8 \cdot 2}{0.157 \cdot g}} = 2.688 \text{ sec.}$$

Lo spostamento subito dagli isolatori sarà in questo caso:

$$S_D = S_A \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi} \right)^2 = 1.54 \cdot \left(\frac{2.688}{2 \cdot 3.14} \right)^2 = 0.28 \text{ m} = 28 \text{ cm.}$$

Lo spostamento potrebbe essere accettabile. Bisogna in ogni caso verificare quanti e quali tipi di dispositivi sono necessari ed anche che l'anima di piombo non si snervi per il solo effetto della variazioni termiche.

La rigidezza complessiva degli isolatori deve valere:

$$K_{\text{tot}} = M \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{T} \right)^2 = 63572 \text{ KN/m} = 63.572 \text{ KN/mm}.$$

Potremmo assumere due diversi tipi di soluzione: in un primo caso potremmo inserire un solo isolatore in corrispondenza di ogni appoggio per un totale di 4 in corrispondenza di ogni pila e delle spalle; in un secondo caso si possono inserire due isolatori in corrispondenza di ogni appoggio ossia 8 per ogni pila e per ogni spalla.

Nel primo caso avremmo complessivamente:

$$n_{i,1} = (16 + 2) \cdot 4 = 72,$$

per cui gli isolatori devono avere una rigidezza pari a:

$$K_{i,1} = \frac{K_{\text{tot}}}{n_{i,1}} = \frac{63.572}{72} = 0.88 \text{ KN/mm}.$$

Il tipo di isolamento così ottenuto potrebbe essere accettabile. Tuttavia, essendo l'impalcato continuo, tali dispositivi devono essere capaci di deformarsi rimanendo in campo elastico per le variazioni termiche. L'impalcato è lungo 524.7 m per cui lo spostamento derivante da tali sollecitazioni risulta pari a:

$$\Delta l_1 = 1 \cdot \alpha_t \cdot \Delta t = 524.7 \cdot 10^{-5} \cdot 30 = 0.157 \text{ m} = 15.7 \text{ cm}.$$

Per tale spostamento l'anima di piombo si snerva e quindi nel caso di sisma non sarebbe più capace di dissipare tanta energia quanta quella prevista e richiesta.

Il problema verrebbe risolto procedendo in base al secondo schema possibile; il numero di isolatori complessivo sarebbe pari a:

$$n_{i,II} = (16 + 2) \cdot 8 = 144 ,$$

cui corrisponde una rigidezza di:

$$K_{i,II} = \frac{K_{tot}}{n_{i,II}} = \frac{63.572}{144} = 0.44 \text{ KN/mm} .$$

Tale soluzione richiederebbe di realizzare la continuità mediante la soletta, senza l'impiego dei cavi di precompressione delle singole travi. In tal modo infatti, lo spostamento dovuto alle variazioni termiche delle singole campate lunghe al massimo 34.10 m, risulterebbe accettabile e pari a:

$$\Delta l_{II} = 34.10 \cdot 10^{-5} \cdot 30 = 0.01 \text{ m} = 1 \text{ cm} .$$

In ogni caso tuttavia, questa variazione strutturale non è possibile.

Con i soli isolatori non è dunque possibile adeguare il ponte alla nuova normativa sismica.

4.4.2 Inserimento di dissipatori isteretici

Tra i diversi dissipatori isteretici in acciaio, quelli a falce di luna sono una delle tipologie più utilizzate per la protezione sismica di ponti e viadotti. Possono essere installati in corrispondenza delle spalle o alla sommità delle pile, così da realizzare un sistema di isolamento ad elevata dissipazione.

Il legame costitutivo elasto-plastico a basso incrudimento (smorzamento viscoso equivalente $\xi \approx 45\%$) consentono di limitare la forza trasmessa alle pile e di ridurre sostanzialmente gli spostamenti sismici relativi tra impalcato e pile/spalle.

Gli elementi a falce di luna dissipano energia mediante la plasticizzazione dell'acciaio ad alta duttilità di cui sono costituiti. La loro forma è stata opportunamente studiata per garantire un' uniforme distribuzione delle deformazioni in campo plastico.

Tali dispositivi hanno quindi un comportamento non lineare e di conseguenza le analisi dovrebbero essere effettuate in campo non lineare, considerando il sistema di isolamento a comportamento viscoelastico lineare. Ciò richiede la definizione di una rigidezza equivalente K_e e di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e : la prima è pari alla somma delle rigidezze dei singoli isolatori mentre il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente è pari sostanzialmente alla media dei coefficiente di smorzamento dei singoli dispositivi.

Nonostante il loro comportamento, è ad ogni modo possibile sfruttare lo spettro di risposta; la norma impone in questo caso alcune limitazioni.

Si sceglie di effettuare un'analisi lineare ossia s'impiega lo spettro di risposta. La massima accelerazione che la struttura è in grado di sopportare è stata calcolata (paragrafo 4.2.1) pari a $0.206 \cdot g$.

Per determinare il periodo di oscillazione della struttura isolata, è necessario scegliere un tipo di isolatore; a tal fine si fa riferimento ai cataloghi della *FIP INDUSTRIALE*, un'azienda che si è espansa con prodotti e tecnologie all'avanguardia nel campo dell'ingegneria civile, in particolare nei settori delle strade, autostrade, ferrovie, metropolitane, edifici, impianti industriali, dighe, piattaforme petrolifere e strutture portuali. Gli isolatori elastomerici sono identificati da una sigla, SI (Seismic Isolator), seguita da una lettera (S, N, H, per indicare rispettivamente il tipo di miscela morbida, normale e dura) e da due cifre: la prima rappresenta il diametro in millimetri mentre la seconda lo spessore totale degli strati di gomma in millimetri, ovvero lo spostamento orizzontale corrispondente ad una deformazione a taglio del 100%. Impiegando 4 isolatori in corrispondenza di ogni pila, posti sotto ogni

trave, considerando il carico verticale sismico ($2 \cdot 3190 \text{ KN} = 6380 \text{ KN}$) cui sono sottoposti, si sceglie l'isolatore SI-N 1200/176 aventi le seguenti caratteristiche:

- rigidezza orizzontale equivalente 5.13 KN/mm
- spostamento massimo orizzontale 300 mm
- diametro 1200 mm
- spessore totale di gomma 176 mm
- altezza totale 356 mm
- altezza corpo centrale 276 mm
- lato appoggio 1250 mm.

Il periodo proprio della parte isolata risulta dunque pari a:

$$T_{is} = \frac{2 \cdot \pi}{\omega} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M}{n_{\text{campate}} \cdot K_{is}}} = 2 \cdot 3.14 \cdot \sqrt{\frac{11361}{16 \cdot 5130}} = 2.34 \text{ sec.}$$

E' possibile dimostrare che data l'elevata rigidezza delle pile nei confronti della rigidezza dell'isolamento, il periodo proprio di vibrare della struttura coincide fundamentalmente con il periodo proprio della parte isolata.

Il sistema può essere infatti schematizzato secondo quanto riportato in figura 4.4.1 dove:

- m = massa della pila
- EJ = rigidezza flessionali della pila
- v = spostamento orizzontale della sezione corrente della pila
- z = coordinata verticale della sezione corrente
- H = altezza della pila
- M = quota parte della massa dell'impalcato afferente una singola pila
- K_{is} = rigidezza orizzontale del sistema di isolamento
- w = spostamento assoluto dell'impalcato.

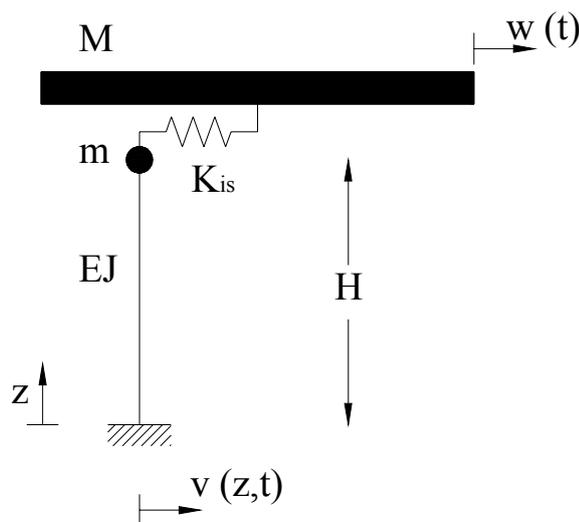


Figura 4.4.1 - schematizzazione della struttura

Si considera che la struttura sia in moto libero a seguito di una perturbazione iniziale che la mette in vibrazione. In queste condizioni l'equazione del moto di un concio elementare di pila assume la forma canonica:

$$EJ \cdot v^{IV} + m \cdot \ddot{v} = 0.$$

In base alle ipotesi adottate, la soluzione del problema dinamico viene ricercata nella forma:

$$v(z, t) = v(z) \cdot \sin(\omega t + \varphi)$$

nella quale ω è la frequenza dell'oscillazione del sistema. Derivando rispetto al tempo e allo spazio e sostituendo nell'equazione del moto, si ottiene:

$$EJ \cdot v(z)^{IV} + m \cdot \omega^2 \cdot v(z) = 0.$$

Posto $\alpha^4 = \frac{m \cdot \omega^2}{EJ}$, l'equazione ammette soluzione:

$$v(z) = C_1 \cdot \sin(\alpha \cdot z) + C_2 \cdot \sinh(\alpha \cdot z) + C_3 \cdot \cos(\alpha \cdot z) + C_4 \cdot \cosh(\alpha \cdot z).$$

Le costanti di integrazione si determinano in base alle condizioni al contorno ossia imponendo che alla base della pila lo spostamento e la rotazione siano nulle. Si ricava quindi:

$$C_2 = -C_1$$

$$C_4 = -C_3$$

ottenendo:

$$v(z) = C_1 \cdot [\sin(\alpha \cdot z) - \sinh(\alpha \cdot z)] + C_3 \cdot [\cos(\alpha \cdot z) - \cosh(\alpha \cdot z)].$$

Le altre due condizioni vanno imposte alla sommità della pila dove il momento flettente si annulla e lo sforzo di taglio è pari alla reazione trasmessa dagli isolatori, condizioni che si traducono nelle equazioni:

$$EJ \cdot v(H, t)'' = 0$$

$$EJ \cdot v(H, t)''' = -R(t).$$

La reazione trasmessa dagli isolatori si genera a seguito di un movimento relativo tra impalcato e pila e vale pertanto:

$$R(t) = K_{is} \cdot [w(t) - v(H, t)].$$

Ne consegue che le condizioni al contorno in sommità alla pila divengono:

$$EJ \cdot v(H, t)'' = 0$$

$$EJ \cdot v(H, t)''' = -K_{is} \cdot [w(t) - v(H, t)].$$

Sviluppando le operazioni di derivazione si perviene al seguente sistema di equazioni:

$$C_1 \cdot [\sin\beta + \sinh\beta] + C_3 \cdot [\cos\beta + \cosh\beta] = 0$$

$$C_1 \cdot [\cos\beta - \cosh\beta + \psi_k \cdot (\sin\beta - \sinh\beta)] + C_3 \cdot [\sinh\beta - \sin\beta + \psi_k \cdot (\cos\beta - \cosh\beta)] = \psi_k \cdot w(t)$$

in cui:

$$\begin{aligned}
 - \quad & \beta = \alpha \cdot H \\
 - \quad & \psi_k = \frac{K_{is} \cdot H^3}{EJ \cdot \beta^3}.
 \end{aligned}$$

Posto:

$$a_1 = [\sin\beta + \sinh\beta]$$

$$a_2 = [\cos\beta + \cosh\beta]$$

$$b_1 = [\cos\beta - \cosh\beta + \psi_k \cdot (\sin\beta - \sinh\beta)]$$

$$b_2 = [\sinh\beta - \sin\beta + \psi_k \cdot (\cos\beta - \cosh\beta)],$$

il sistema scritto in forma matriciale assume la seguente forma:

$$\begin{bmatrix} a_1 & b_1 \\ a_2 & b_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} C_1 \\ C_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \psi_k \cdot w(t) \end{bmatrix}.$$

Il determinante della matrice 2x2 vale:

$$\Delta = (a_1 \cdot b_2 - a_2 \cdot b_1);$$

per cui le due costanti valgono:

$$C_1 = \frac{\psi_k \cdot w(t) \cdot b_1}{\Delta}$$

$$C_3 = \frac{\psi_k \cdot w(t) \cdot a_1}{\Delta}.$$

Lo spostamento della sommità della pila può scriversi dunque nella forma simbolica seguente:

$$v(H, t) = F(\beta, \rho_k) \cdot w(t).$$

Considerando ora l'equazione del moto della massa isolata,

$$M \ddot{w}(t) = -K_{is} \cdot [w(t) - v(H, t)],$$

e posta la soluzione in vibrazione libera nella forma:

$$w(t) = w \cdot \sin(\omega \cdot t + \vartheta)$$

è immediato ricavare:

$$-M \cdot \omega^2 \cdot w + K_{is} \cdot w = F(\beta, \rho_k) \cdot w.$$

Sostituendo l'espressione della frequenza di oscillazione dedotta in precedenza:

$$\omega^2 = \frac{EJ \cdot \beta^4}{m \cdot H^4}$$

e fatte le posizioni:

$$\rho_M = \frac{M}{m \cdot H}$$

$$\rho_k = \frac{K_{is} \cdot H^3}{3 \cdot EJ}$$

si ottiene l'equazione delle frequenze:

$$\rho_M \cdot \beta^4 - 3 \cdot \rho_k \cdot [1 - F(\beta, \rho_k)] = 0,$$

che risolta fornisce il valore del parametro caratteristico β noto il quale si risale alla frequenza di oscillazione ricercata ω .

Per capire al meglio i risultati di questi calcoli, si costruisce il grafico ($T / T_{is} - K_{is} / K$):

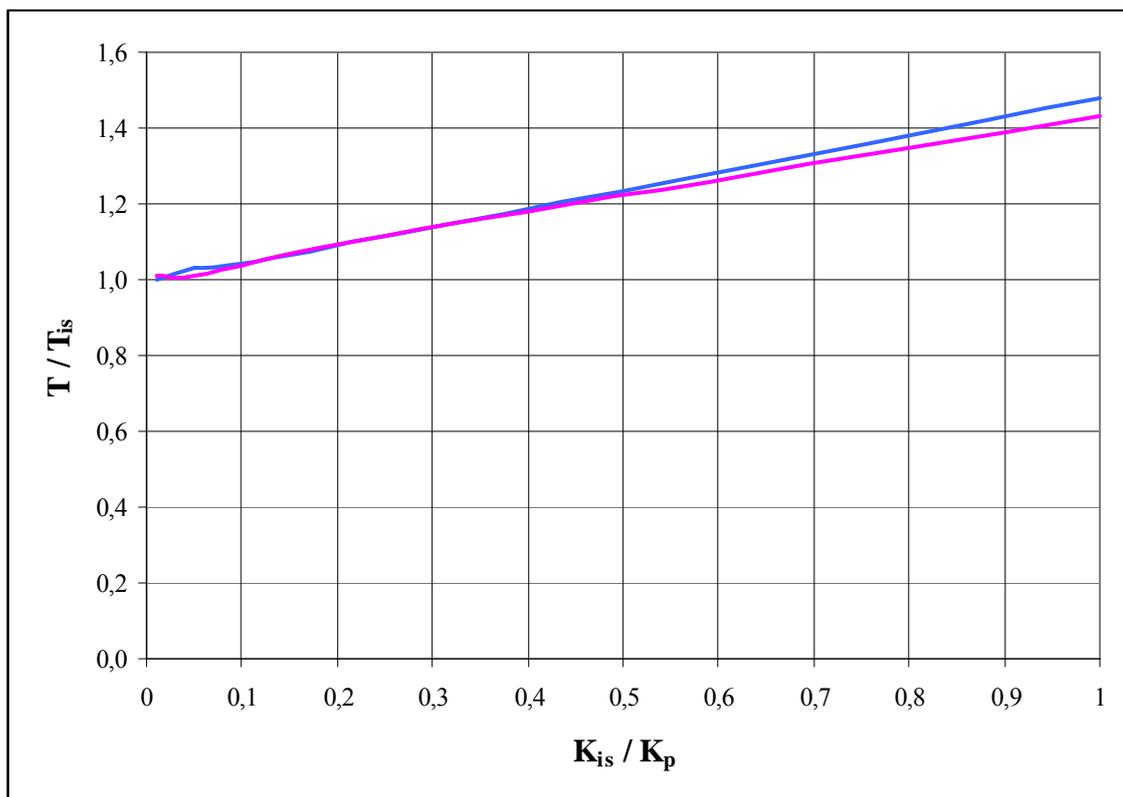


Grafico 4.4.3 - Pila con massa in sommità su un isolatore, valori del periodo normalizzato

Dal grafico 4.4.3 si deduce quindi che indipendentemente dal rapporto tra la massa delle pile e la massa dell'impalcato, il periodo proprio della struttura isolata coincide fondamentalmente con il periodo proprio della struttura stessa, tanto più quanto più grande è la rigidezza della pila rispetto a quella dell'isolatore.

Ritornando quindi al calcolo relativo al dimensionamento dei dissipatori isteretici, noto il periodo proprio della struttura isolata, è possibile determinare il coefficiente di smorzamento equivalente ad esso corrispondente:

$$S \cdot 0.25 \cdot g \cdot 2.5 \cdot \eta \cdot \gamma \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) = 0.206 \cdot g$$

$$\eta = \frac{0.206}{S \cdot 1.25 \cdot 2.5 \cdot \gamma} \cdot \left(\frac{T^2}{T_C \cdot T_D} \right) = \frac{0.206 \cdot 2.34^2}{1.35 \cdot 0.25 \cdot 2.5 \cdot 1.4 \cdot 0.8 \cdot 2} = 0.596$$

$$\xi_{eq} = \frac{10 - 5 \cdot \eta^2}{\eta^2} = \frac{10 - 5 \cdot 0.596^2}{0.596^2} = 23.19 \%$$

A tale coefficiente di smorzamento equivalente di può sommare quello strutturale pari al 5% ottenendo quindi complessivamente $\xi_{eq} = 28.19 \%$.

Gli spostamenti derivanti, considerando l'effettivo periodo proprio della struttura che vale:

$$T_D = \frac{T}{\sqrt{1-\xi^2}} = \frac{2.34}{\sqrt{1-0.2819^2}} = 2.44 \text{ sec}$$

risultano pari a:

$$a = x \cdot \omega^2$$

$$\omega = \frac{2 \cdot \pi}{T_D} = \frac{2 \cdot 3.14}{2.44} = 2.575$$

$$x = \frac{a}{\omega^2} = \frac{0.206 \cdot g}{2.575^2} = 0.30 \text{ m} = 30 \text{ cm.}$$

Questo spostamento potrebbe essere raggiunto da un dispositivo isteretico adeguatamente dimensionato; tuttavia se consideriamo anche gli spostamenti dovuti alle variazioni termiche, questi tipi di dispositivi non sarebbero più idonei in quanto gli elementi in acciaio si potrebbero snervare in assenza di un fenomeno sismico.

E' quindi necessario adottare una nuova soluzione progettuale che prevede l'accoppiamento dei dissipatori isteretici con isolatori sismici.

4.4.3 Inserimento di dissipatori isteretici con isolatori

Questi tipi di apparecchi vengono realizzati *ad hoc* in base alle necessità richieste dal costruttore. Essi permettono che gli spostamenti longitudinali dovuti alle escursioni termiche ed alle deformazioni differite dei calcestruzzi avvengano liberamente, senza che gli elementi metallici dei dissipatori inizino a snervarsi. Si riporta lo schema di un dispositivo con dissipatori isteretici a pioli in figura 4.4.2, nonché l'immagine in fase di assemblaggio in figura 4.4.3.

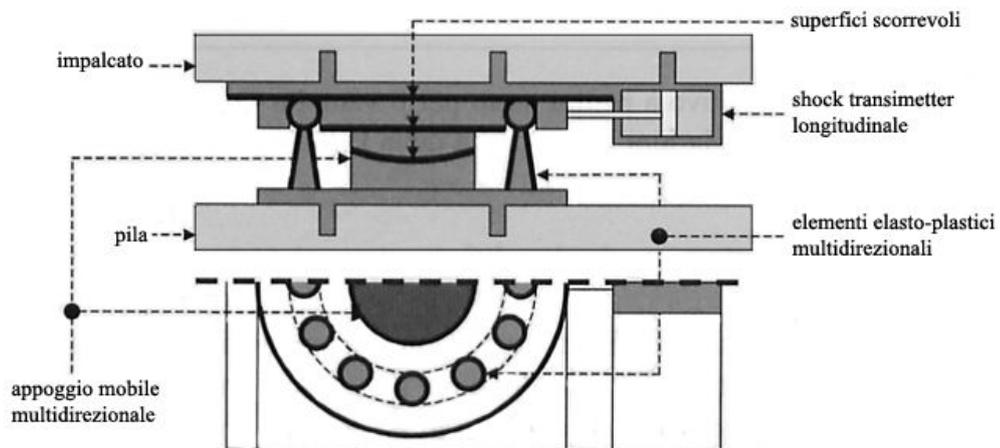


Figura 4.4.2 - schema di un dispositivo isteretico a pioli con appoggio

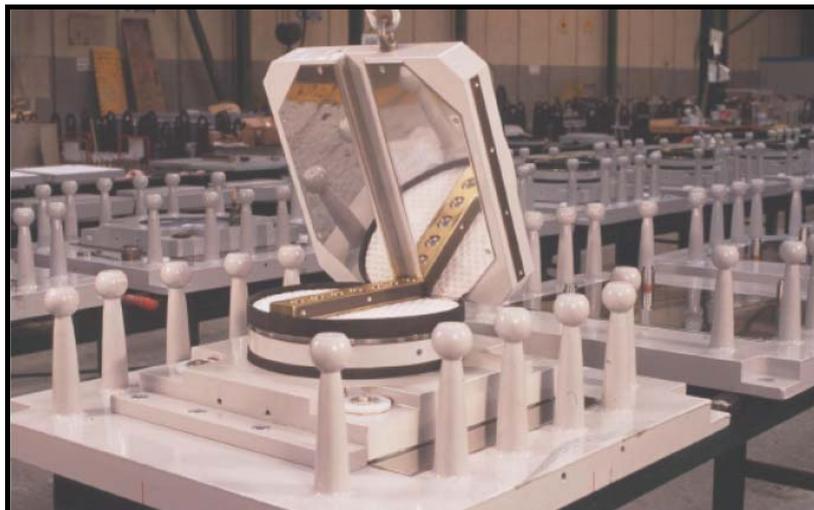


Figura 4.4.3 - dispositivo in fase di assemblaggio

Il dissipatore viene generalmente inserito in corrispondenza di ogni pila, tra i baggioli.

Come è stato detto, il dissipatore isteretico ha un comportamento non lineare che può essere schematizzato con una bilineare.

Secondo i calcoli effettuati, la forza massima orizzontale che si genera in seguito all'evento sismico è pari a 1122 KN mentre lo spostamento massimo vale 30 cm; note tali grandezze, seguendo quanto riportato nel paragrafo 3.3, con riferimento al grafico 3.3.3, il dimensionamento del dispositivo prevede la determinazione di K_1 e K_2 (il cui rapporto $\rho = K_2/K_1$ è in genere compreso tra 0.01 e 0.20) e della forza F_1 che si determina in funzione della massima azione orizzontale $F_{2,d}$, secondo il rapporto $\lambda = 1.10 \div 1.20$.

Si sceglie di disporre un dispositivo in corrispondenza di ogni pila, per un totale quindi di 16. La forza orizzontale cui ogni dispositivo sarà soggetto, vale dunque:

$$F_{2,d} = \frac{F_{o,max}}{16} = 70.125 \text{ KN}.$$

Di conseguenza:

- $F_{2,d} = 70.125 \text{ KN}$
- $F_1 = 70.125 / 1.15 = 61 \text{ KN}$
- $K_1 = 4.52 \text{ KN/mm}$
- $d_2 = 300 \text{ mm}$
- $d_1 = 150 \text{ mm}$
- $K_2 = \frac{70.125 - 61}{300 - 150} = 0.061 \text{ KN/cm}$
- $\rho = \frac{K_2}{K_1} = \frac{0.061}{4.52} = 0.013.$

Si riporta di seguito il diagramma forza – spostamento derivante:

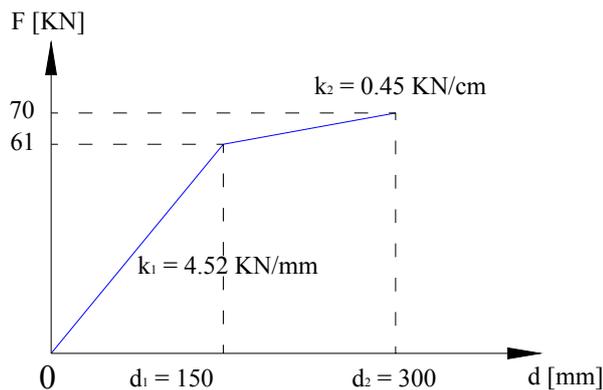


Grafico 4.4.4 - diagramma forza - spostamento dei dissipatori da impiegare

Per determinare i coefficienti K_e e ξ_e , si costruisce il diagramma forza-spostamento di un ciclo completo (grafico 4.4.5) e si uguaglia l'area del diagramma all'energia dissipata E_d , la quale è univocamente determinata dai valori $F_{2,d}$ e d_2 e dalle pendenze K_1 e K_2 .

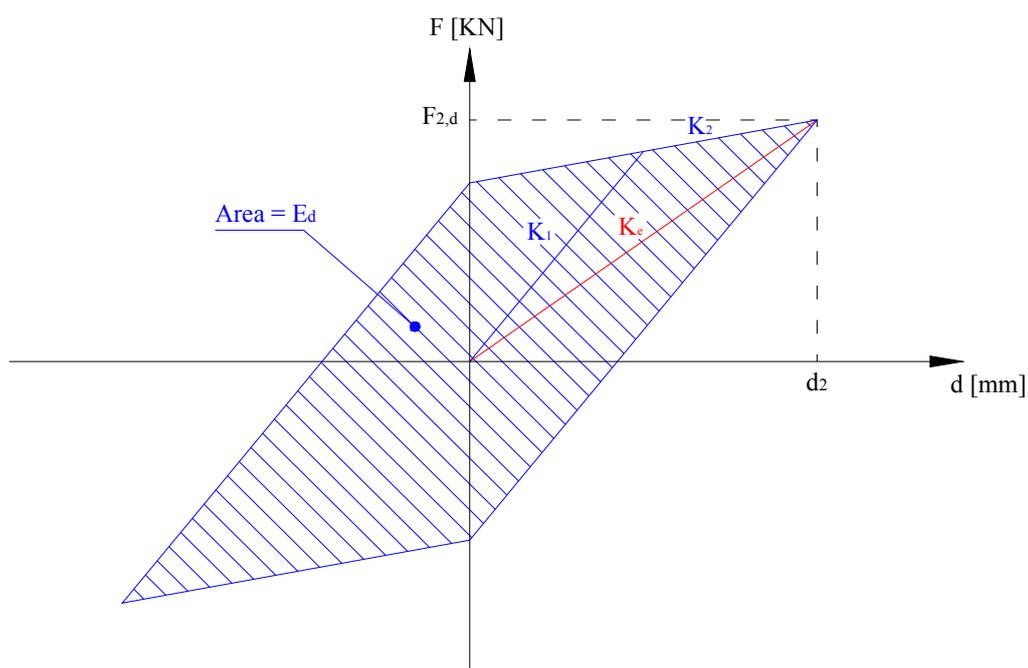


Grafico 4.4.5 - ciclo isteretico del dispositivo sismico

La rigidezza equivalente risulta semplicemente:

$$K_e = \frac{F_{2,d}}{d_2} = \frac{70.125}{300} = 0.23375 \text{ KN/mm}.$$

L'area vale:

$$A = 31125 \text{ KN} \cdot \text{mm} = E_d,$$

di conseguenza il coefficiente di smorzamento equivalente risulta:

$$\xi_e = \frac{E_d}{2 \cdot \pi \cdot F_{2,d} \cdot d_2} = \frac{31125}{2 \cdot 3.14 \cdot 70.125 \cdot 300} = 0.235 = 23.5 \%,$$

da cui si ottiene:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + 23.5}} = 0.59,$$

valore accettabile da normativa dovendo essere $\eta \geq 0.55$.

5. ANALISI PUSH-OVER

Il metodo Pushover consiste nell'applicare alcune distribuzioni di forze via via crescenti sulla struttura, in modo da studiare la sua risposta in termini elastoplastici. Tale risposta pertanto, deve essere ottenuta, mediante una analisi non lineare tenendo conto sia gli effetti di non linearità del materiale (formazioni di cerniere plastiche, svergolamenti di elementi compressi, snervamento di elementi in trazione) sia effetti di secondo ordine (quindi non linearità di tipo geometrico) qualora esse assumano un valore non trascurabile.

Il metodo proposto consiste nell'individuare un parametro di controllo che possa essere ritenuto rappresentativo, in campo elastico ed anelastico, della deformazione d'insieme dell'intero sistema resistente e che consenta di valutare una curva di risposta che lo sintetizzi. Il "Performance Based Seismic Design" (**PBSD**) utilizza la curva di risposta così ottenuta e, avvalendosi di considerazioni di natura energetica, fornisce gli strumenti di calcolo necessari per eseguirne il confronto con una domanda espressa in termini spettrali.

L'obiettivo consiste nel cercare una condizione che verrà indicata con **PP** ("Performance Point") rappresentativa della prestazione richiesta e compatibile con la domanda. In sostanza, da un lato occorre sintetizzare la risposta del sistema ad n gradi di libertà con quella di un modello ad 1 grado di libertà equivalente che ne riproduca soprattutto la capacità dissipativa; si individua così una *curva prestazionale* o *curva di capacità* che può essere confrontata direttamente con una domanda espressa mediante uno spettro delle pseudo-accelerazioni. Dall'altro lato, occorre adattare la domanda per renderla coerente con l'effettiva capacità dissipativa associata al comportamento energetico del sistema strutturale, corrispondente allo stato deformativo raggiunto.

5.1 Determinazione della curva di capacità

Per determinare la curva di capacità nelle due direzioni, longitudinale e trasversale, si è scelto di effettuare prima un semplice calcolo manuale e poi di utilizzare un programma di calcolo, Strauss, in modo da poter anche confrontare i risultati ottenuti.

5.1.1 Curva di capacità in direzione longitudinale

5.1.1.1 Calcolo manuale

In questa direzione lo schema strutturale delle pile coincide con quello di una trave a mensola, di sezione coincidente con quella delle colonne costituenti la pila stessa ma in cui i valori di momenti e curvature che sono stati ottenuti con il programma VCASLU vengono moltiplicati per due. I grafici che si ottengono per le pile correnti e per quelle definite “fisse”, sono stati successivamente semplificati mediante una bilatera (grafici 5.1.1 e 5.1.2); si stabiliscono quindi approssimativamente i seguenti valori del momento di snervamento e delle curvature:

$$M_{yi,m} = 6997 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\chi_{yi,m} = 0.0047 \text{ 1/m}$$

$$M_{yi,f} = 9928 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\chi_{yi,f} = 0.0048 \text{ 1/m},$$

mentre i valori ultimi sono individuati dal programma stesso e valgono:

$$M_{ui,m} = 8190 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\chi_{ui,m} = 0.0168 \text{ 1/m}$$

$$M_{ui,f} = 11787 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\chi_{ui,f} = 0.0161 \text{ 1/m}.$$

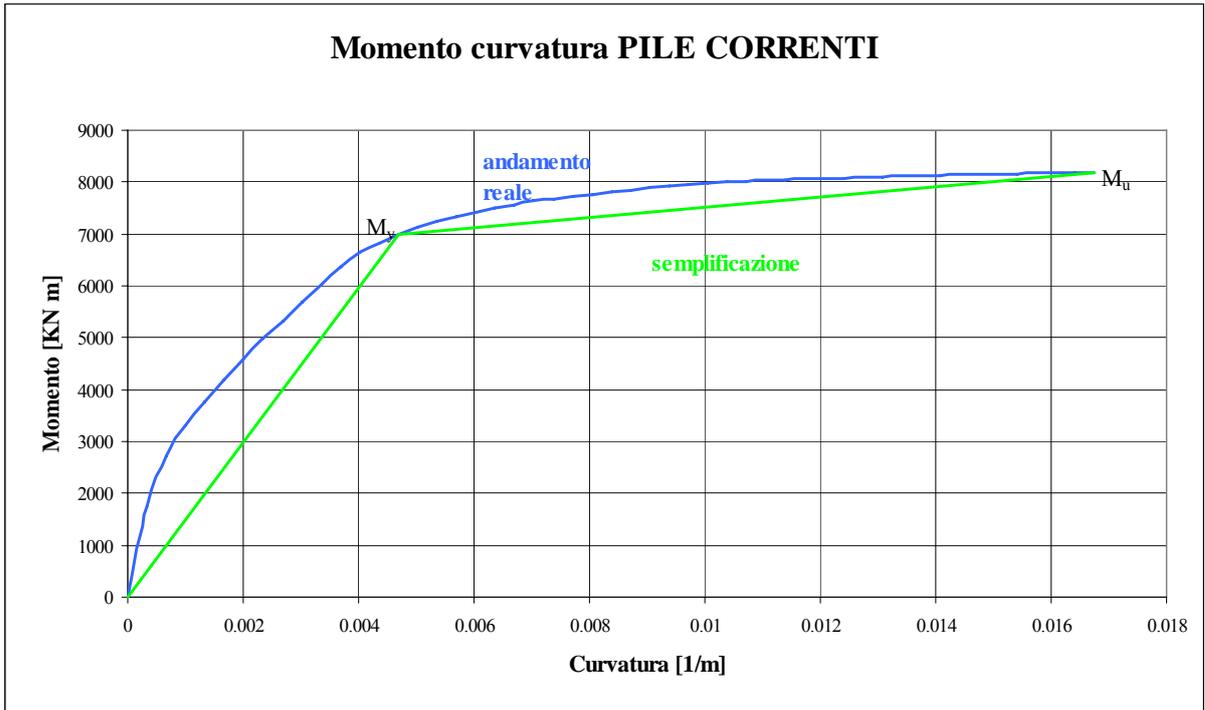


Grafico 5.1.1 - andamento momento-curvatura per le pile correnti

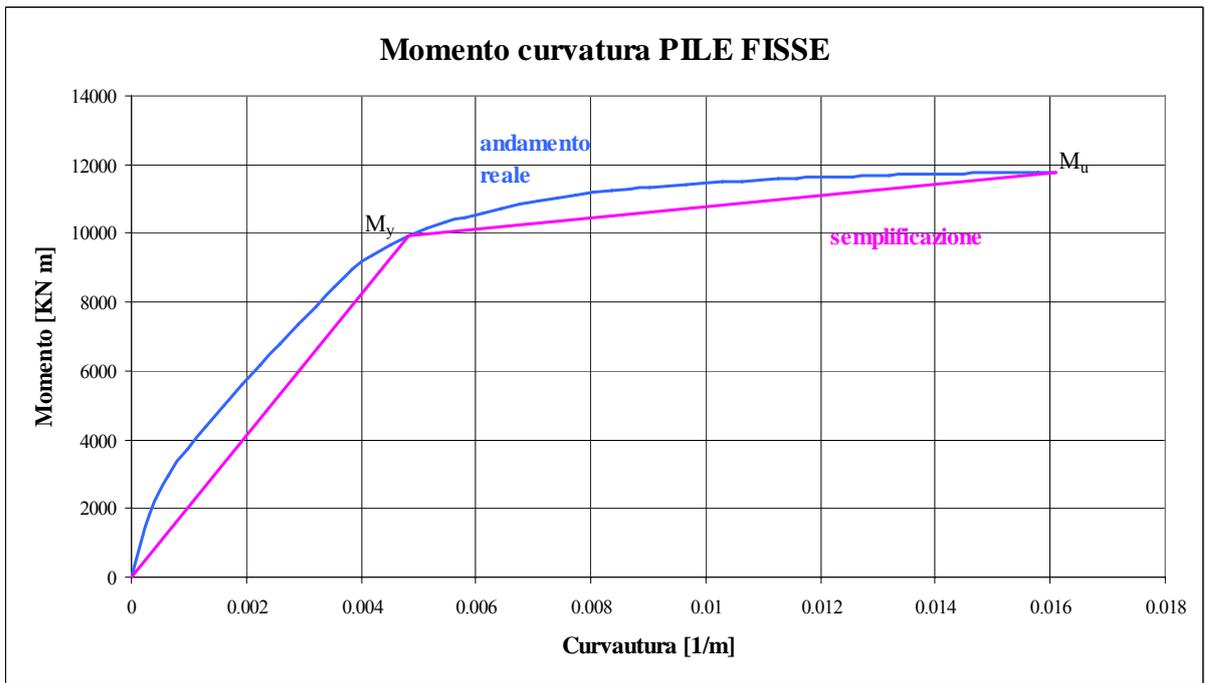


Grafico 5.1.2 - andamento momento - curvatura per le pile fisse

Per ogni pila si è proceduto nel modo seguente: in base al momento assunto di snervamento M_{yi} , si è determinata la forza corrispondente che lo genera:

$$F_{yi} = \frac{M_{yi}}{H_i}.$$

A tale forza corrisponde uno spostamento della sommità della pila pari a:

$$\delta_{yi} = \frac{F}{K_i} = F \cdot \frac{H_i^3}{3 \cdot EJ_{\text{eff}}}.$$

Quando viene raggiunto questo momento, quindi questo valore di forza, alla base della pila si inizia a formare una cerniera plastica la cui lunghezza viene assunta in modo convenzionale funzione dell'altezza della pila e delle dimensioni della sezione. Si è quindi assunto:

$$L_{pi} = 0.5 \cdot h_{i,\text{sez}}.$$

Lo spostamento ultimo vale dunque:

$$\delta_{ui} = \delta_{yi} + (\chi_{ui} - \chi_{yi}) \cdot L_{pi} \cdot \left(H_i - \frac{L_p}{2} \right),$$

mentre la forza ultima non è altro che il rapporto:

$$F_{ui} = \frac{M_{ui}}{H_i}.$$

Si riportano in tabella 5.1.1 i valori di forza e spostamenti ottenuti per tutte le pile e nel grafico 5.1.3 gli andamenti di tali grandezze per le stesse pile.

PILA	F_y [KN]	δ_y [m]	F_u [KN]	δ_u [m]
1	1234	0.0199	1444	0.0708
2	1134	0.0236	1327	0.0793
3	1049	0.0276	1228	0.0881
4	976	0.0318	1142	0.0972
5	976	0.0318	1142	0.0972
6	976	0.0318	1142	0.0972
7	856	0.0413	1002	0.1163
8	912	0.0364	1068	0.1066
9	1145	0.0492	1359	0.1291
10	1119	0.0515	1329	0.1333
11	807	0.0466	945	0.1264
12	856	0.0413	1002	0.1163
13	912	0.0364	1068	0.1066
14	1049	0.0276	1228	0.0881
15	1134	0.0236	1327	0.0793
16	1234	0.0199	1444	0.0708

Tabella 5.1.1 - valori di forza e spostamento ottenuti per le singole pile in direzione longitudinale mediante il calcolo manuale

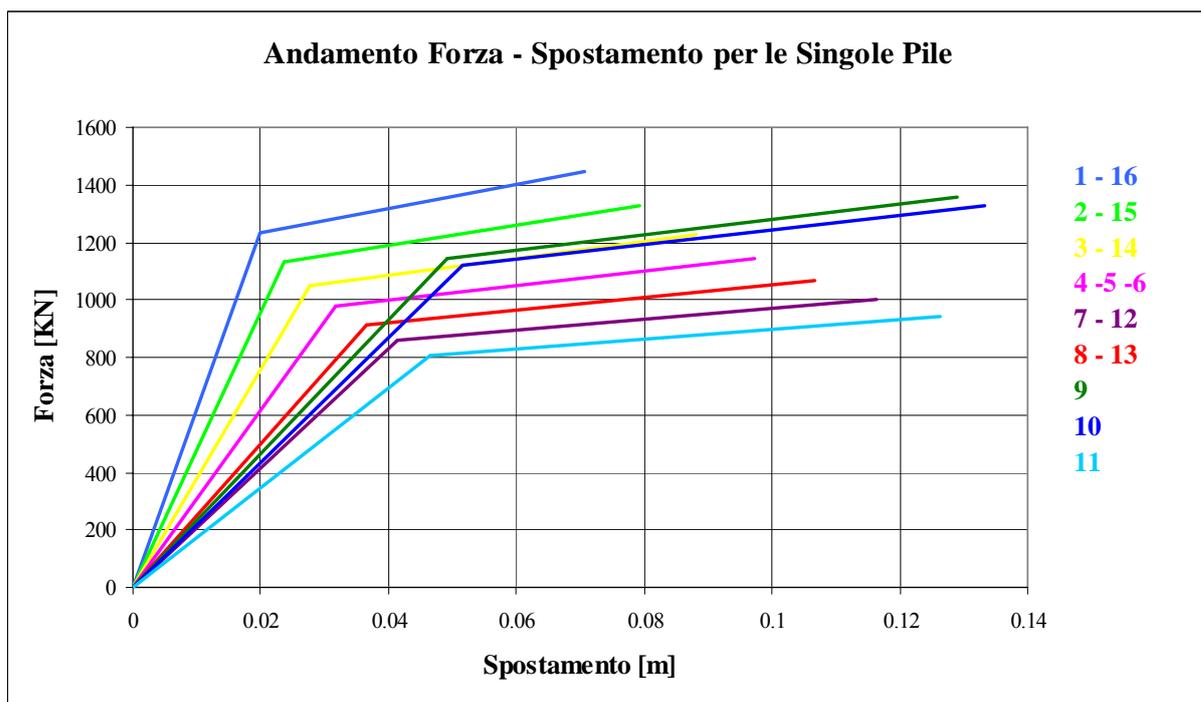


Grafico 5.1.3 – andamento forza-spostamento in direzione longitudinale per le singole pile

La *curva di capacità* si è costruita quindi determinando per ogni valore dello spostamento la forza complessiva agente sulle pile (grafico 5.1.4).

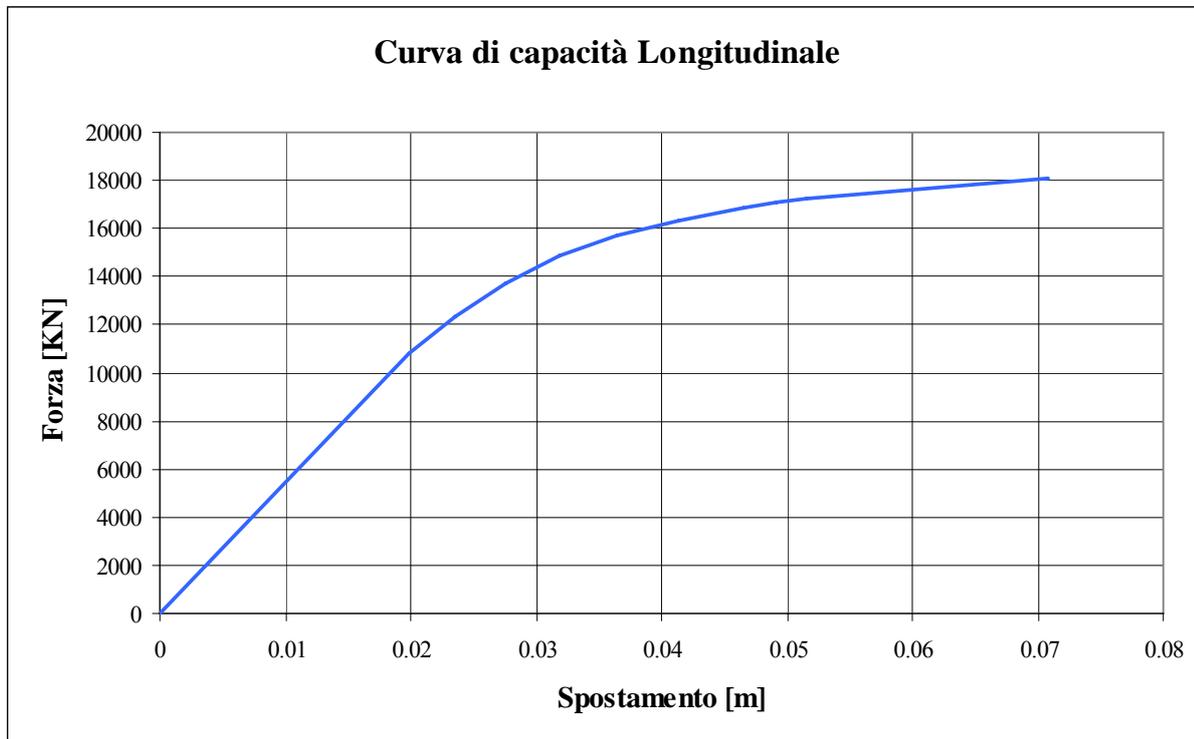


Grafico 5.1.4 - curva di capacità in direzione longitudinale determinata mediante il calcolo manuale

5.1.1.2 Impiego di Strauss

Per poter impiegare un programma di calcolo è stato necessario modellare la struttura in modo che essa si comporti quanto più possibile similmente alla realtà.

In un primo momento, si sono considerate le singole pile, prive della sovrastruttura (travi e impalcato), e si è cercato di riprodurre uno schema simile a quello impiegato per il calcolo manuale, in modo da poter effettuare un adeguato confronto; sia le colonne che il pulvino sono stati schematizzati mediante elementi *beam* (trave) bidimensionali di lunghezza 50cm e 30cm rispettivamente (figura 5.1.1). Per il pulvino si è supposto un comportamento elasto-plastico mentre per le colonne si è inserito il diagramma momento-curvatura ottenuto con VCASLU. Infine le colonne sono state incastrate alla base.

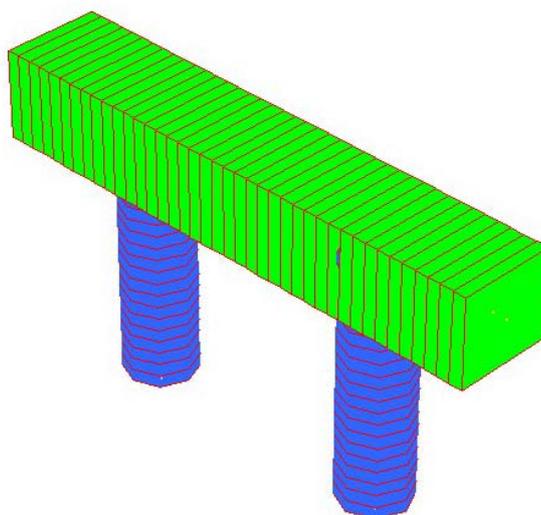


Figura 5.1.1 - schematizzazione delle pile

È stata applicata in corrispondenza della mezzeria del pulvino, in direzione longitudinale al ponte, una forza inizialmente pari a 1KN la quale è stata successivamente incrementata fino a raggiungere le condizioni limite previste in termini di momento (si riportano ad esempio gli andamenti dei momenti per diverse pile in corrispondenza di passi diversi nelle figure 5.1.2-5.1.4).

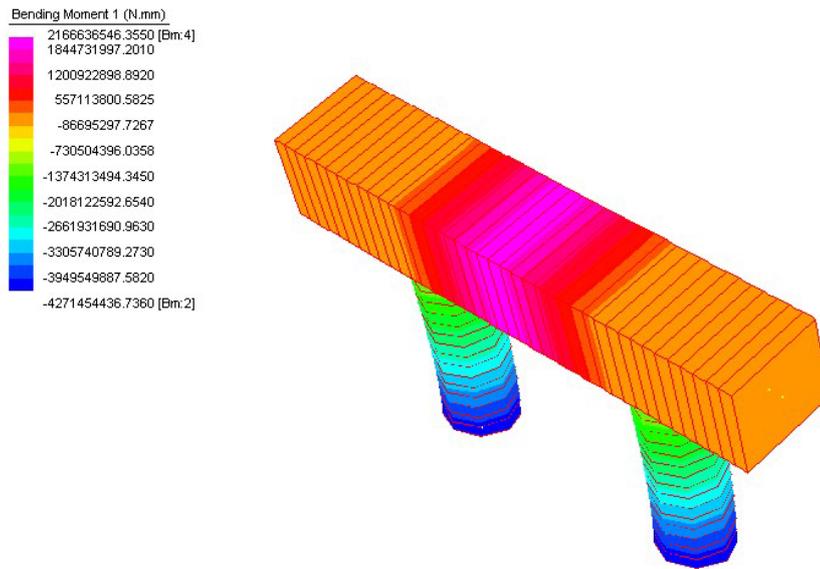


Figura 5.1.2 - andamento dei momenti sulle pile 1 e 16 per una forza di 1500KN

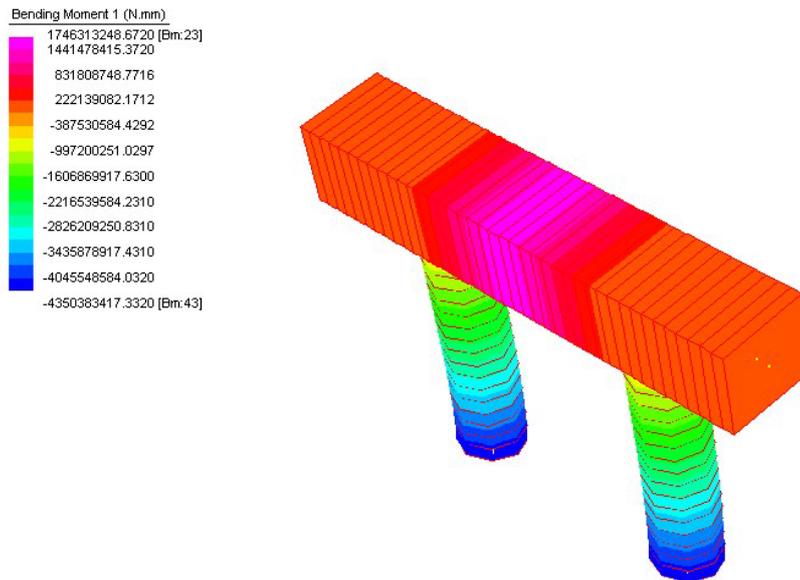


Figura 5.1.3 - andamento dei momenti sulle pile 4, 5 e 6 per una forza di 1200KN

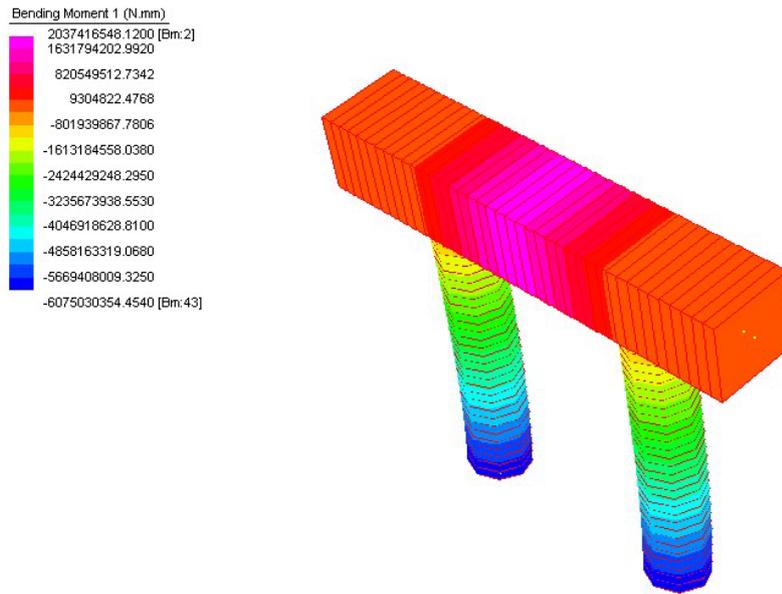


Figura 5.1.4 - andamento dei momenti sulla pila 9 per una forza di 1400KN

Per ogni pila si sono quindi tracciati i diagramma forza-spostamento corrispondenti (grafico 5.1.5).

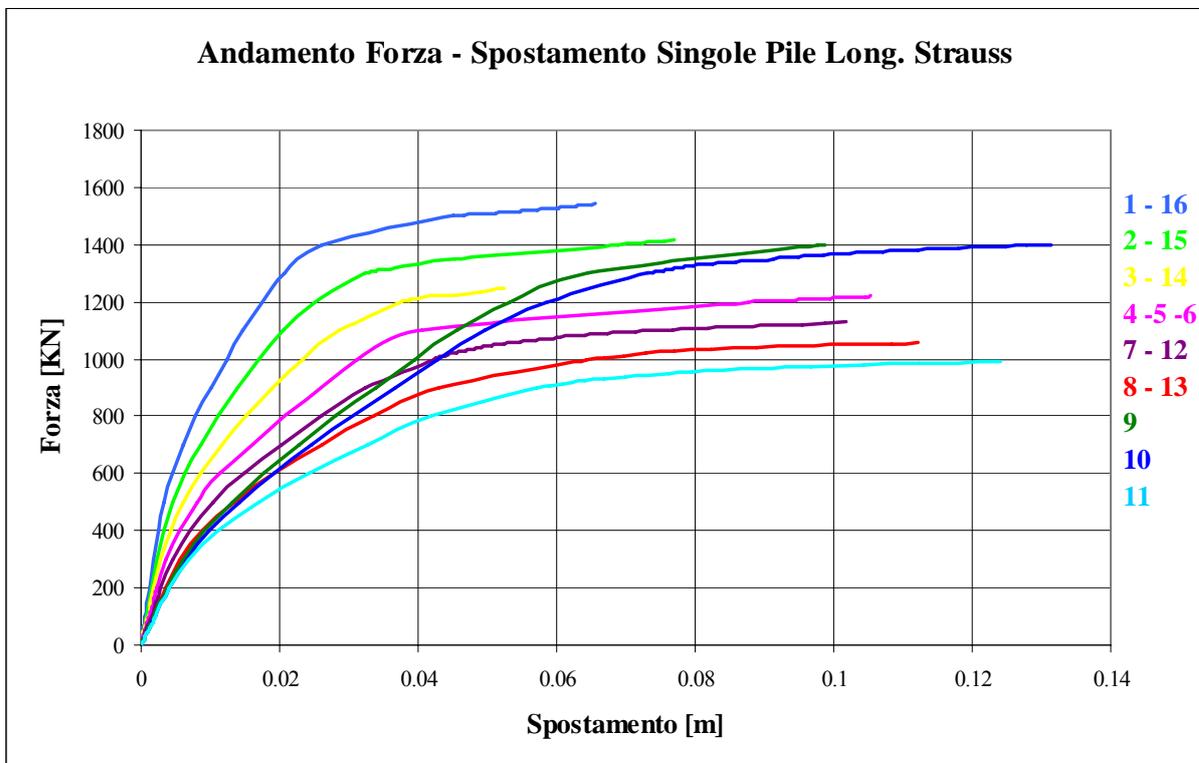


Grafico 5.1.5 - valori di forza e spostamento ottenuti per le singole pile mediate Strauss

Noti tali andamenti, è stato possibile tracciare, come in precedenza, la curva di capacità (grafico 5.1.6), quindi effettuare un confronto tra le curve ottenute con il calcolo manuale e con il programma di calcolo (grafico 5.1.7).

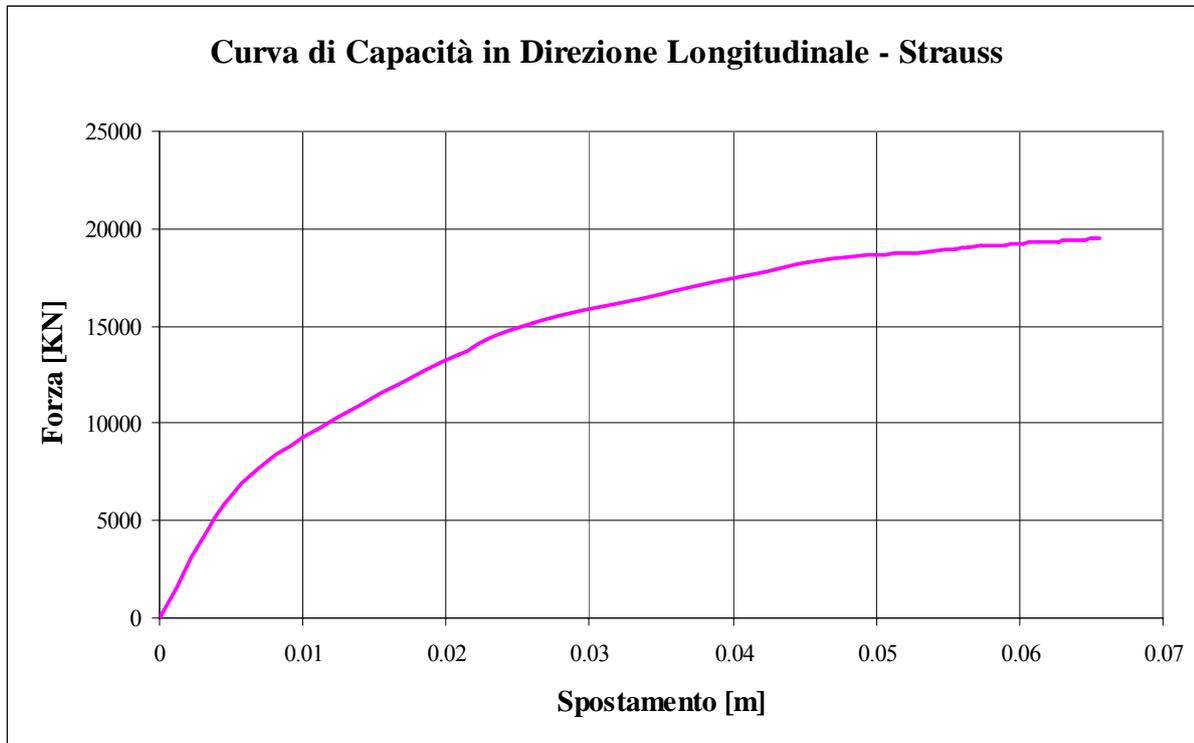


Grafico 5.1.6 - curva di capacità ottenuta mediante Strauss

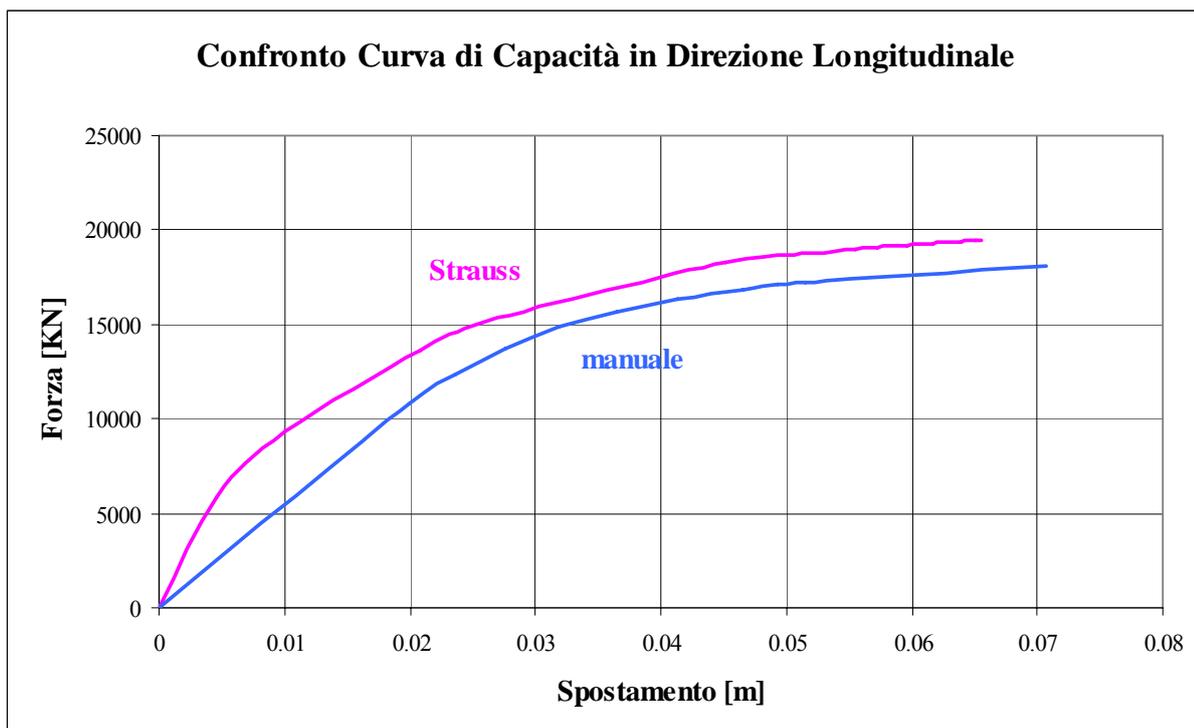


Grafico 5.1.7 - confronto tra le curve di capacità ottenute con il calcolo manuale e con Strauss

La differenza tra queste curve risiede principalmente nella schematizzazione a bilatera impiegata per il calcolo manuale, ma nel complesso tale differenza è minima.

In un secondo momento si è scelto di effettuare l'analisi considerando non solo le singole pile, ma il ponte intero, escluse le spalle (figure 5.1.5 e 5.1.6). Il collegamento tra le travi e le pile è costituito da una cerniera, rappresentante l'appoggio, senza la quale si andrebbe a modificare il comportamento della struttura. In corrispondenza della mezzeria del pulvino di ogni pila è stata applicata una forza in direzione longitudinale, incrementata poi fino a raggiungere la condizione ultima.

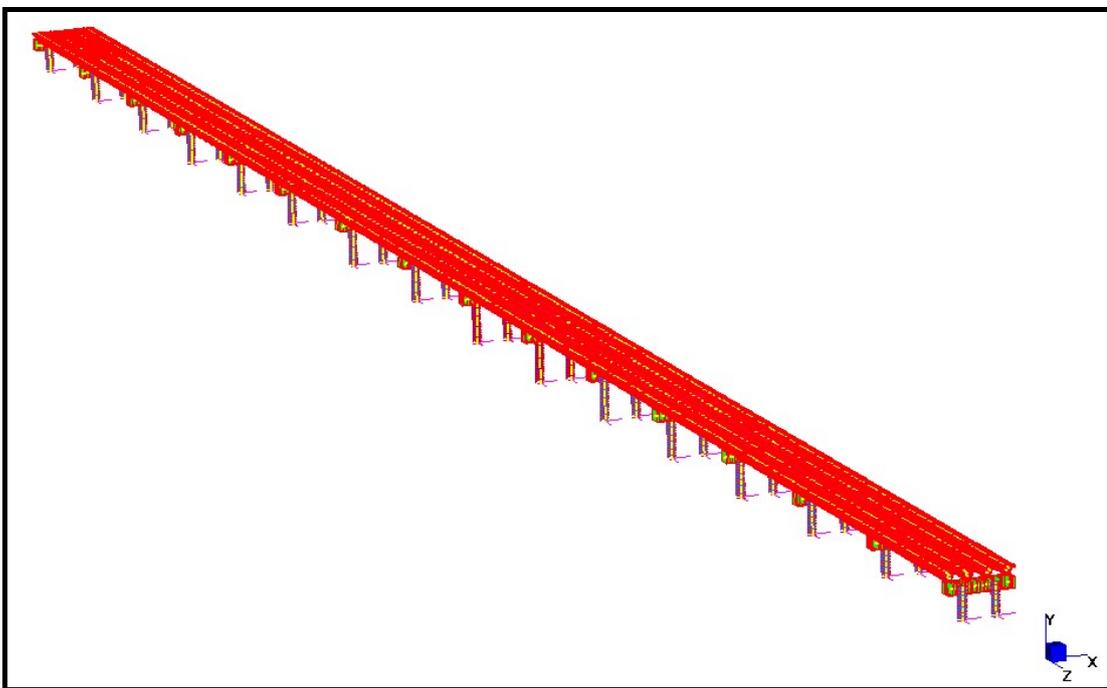


Figura 5.1.5 - modello del ponte

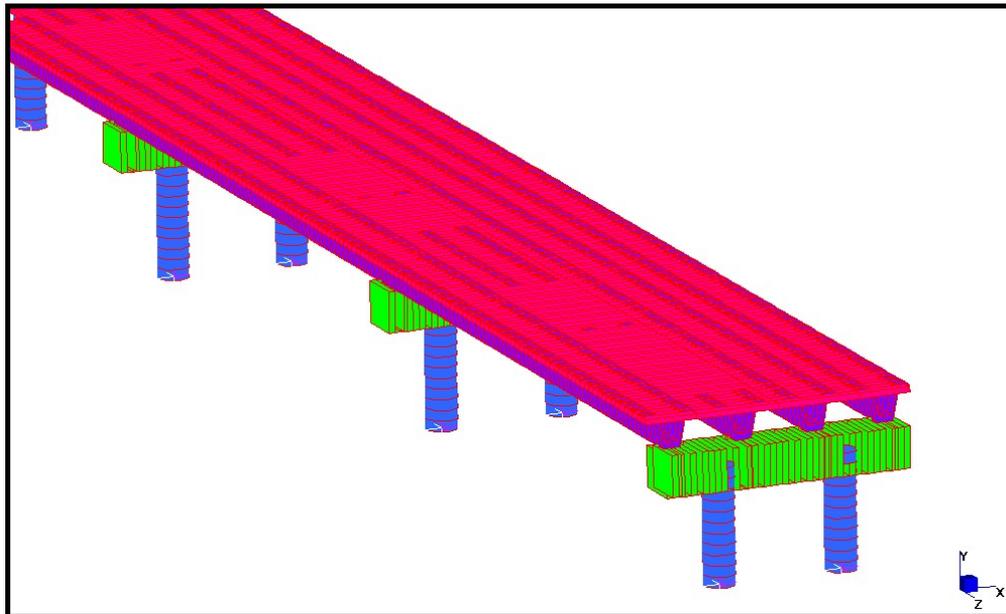


Figura 5.1.6 - ingrandimento del modello del ponte

In modo analogo a quanto fatto per le singole pile, a partire dai grafici forza-spostamento corrispondenti a ciascuna pila, di è costruita la curva di capacità e si è confrontata con quella ottenuta precedentemente, sempre con Strauss (grafico 5.1.8).

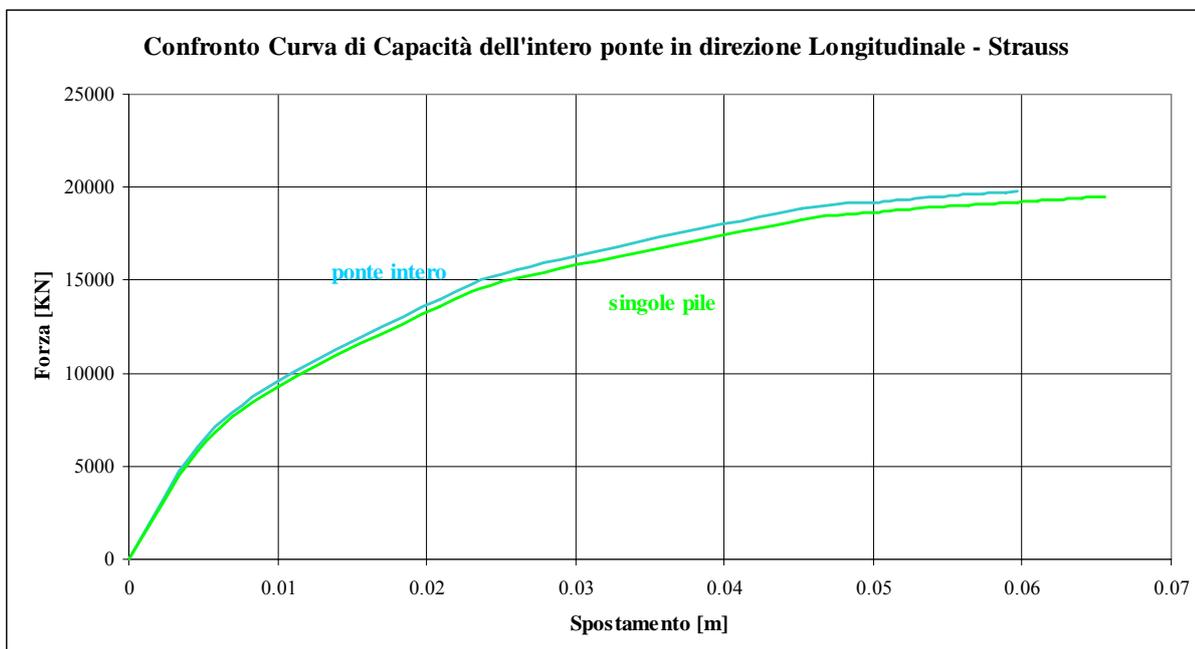


Grafico 5.1.8 - confronto tra le curve di capacità ottenute con Strauss utilizzando due differenti modelli

Praticamente non c'è distinzione tra queste due curve, salvo un ridotto spostamento ottenuto considerando il ponte nella sua interezza.

5.1.2 Curva di capacità in direzione trasversale

5.1.2.1 Calcolo manuale

In direzione trasversale lo schema statico della pila è quello di un portale semplice incastrato alla base. Al fine di determinare per ogni pila la forza che provoca la formazione delle prime due cerniere plastiche alla base e quella che rende labile la struttura, si è proceduto manualmente mediante un calcolo incrementale, che prevede quindi due fasi.

Anche in questo caso si sono sfruttati i diagrammi momenti curvature delle colonne sia delle pile correnti che di quelle fisse e si è effettuata una schematizzazione a bilatera (grafici 5.1.5 e 5.1.6).

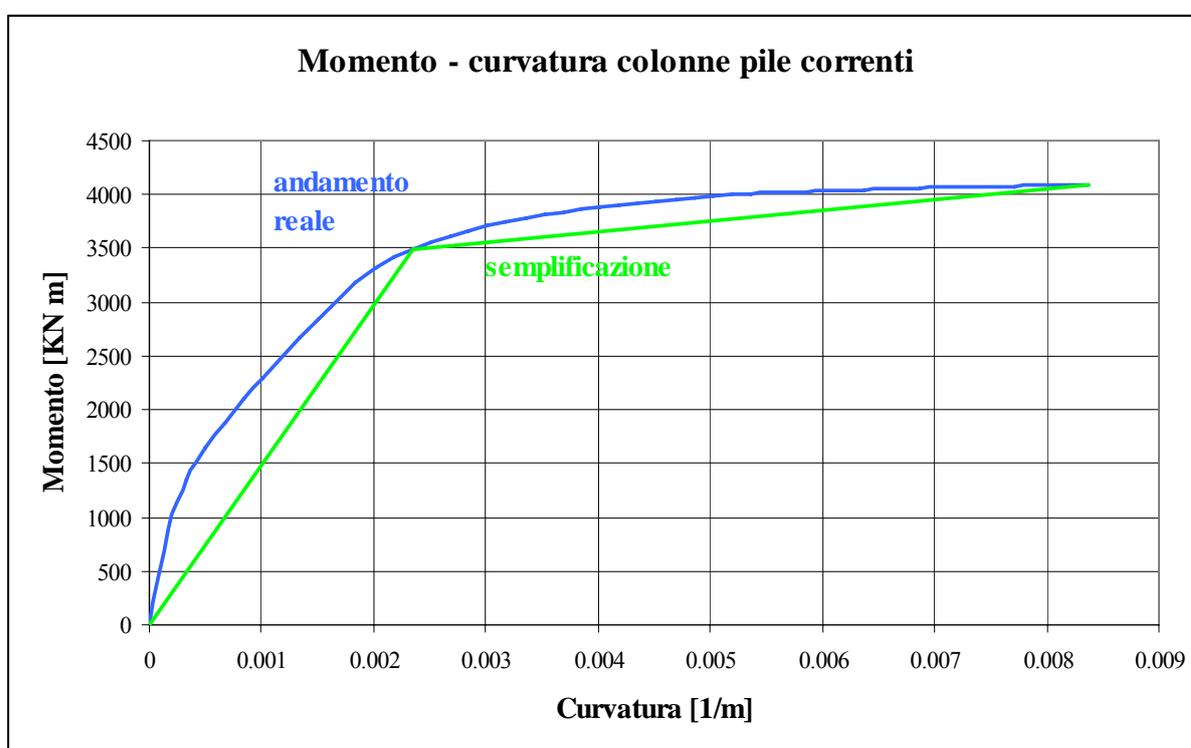


Figura 5.1.7 – andamento e semplificazione momento - curvatura delle colonne delle pile correnti

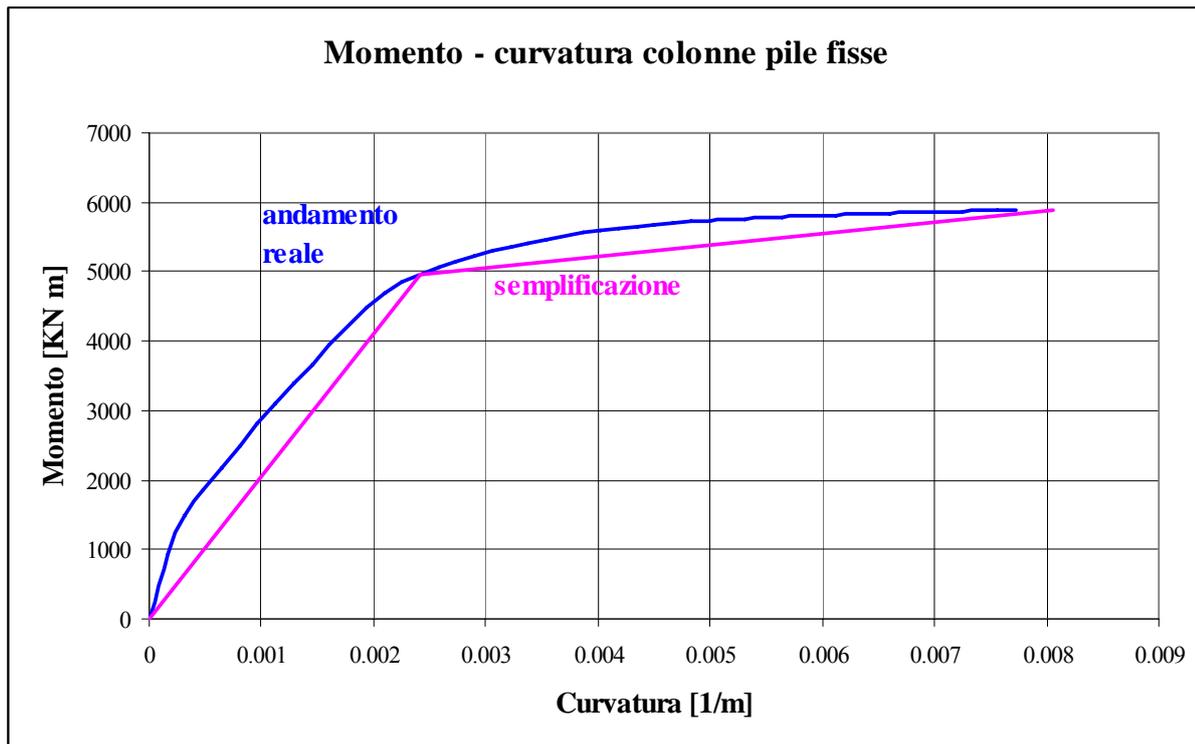


Figura 5.1.8 - andamento e semplificazione momento - curvatura delle colonne delle pile fisse

Vengono assunti i seguenti valori al limite elastico di momento e curvatura per i due tipi di pila:

$$M_{yi,m} = 3489 \text{ KN} \cdot m$$

$$\chi_{yi,m} = 0.0023 \text{ } \frac{1}{m}$$

$$M_{yi,f} = 4964 \text{ KN} \cdot m$$

$$\chi_{yi,f} = 0.002415 \text{ } \frac{1}{m},$$

mentre i valori ultimi sono forniti dal programma e valgono:

$$M_{ui,m} = 4095 \text{ KN} \cdot m$$

$$\chi_{ui,m} = 0.0084 \text{ } \frac{1}{m}$$

$$M_{ui,f} = 5893 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\chi_{ui,f} = 0.00805 \text{ } 1/m.$$

La prima fase termina quando si formano le prime due cerniere plastiche. Prima che ciò avvenga, avremmo un andamento dei momenti nel portale del tipo riportato nella figura 5.1.5. Di conseguenza le due cerniere plastiche si formeranno alla base delle colonne. In questa prima fase è stato determinata la forza $\Delta_1 F$ che genera alla base delle colonne un momento pari a quello al quello ultimo M_{ui} .

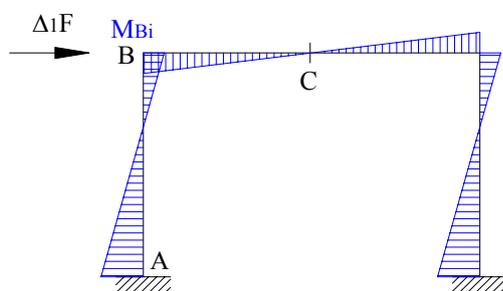


Figura 5.1.9 - andamento dei momenti nel portale nella prima fase

Per tale valore della forza si calcola lo spostamento orizzontale del vertice B, nonché si individua il momento in corrispondenza del vertice B, necessario per poter effettuare il calcolo della seconda fase.

Nella seconda fase infatti, essendosi formate le cerniere alla base delle colonne, lo schema strutturale si modifica e la pila può essere rappresentata da un portale incernierato alla base, avente un andamento dei momenti generico come quello illustrato in figura 5.1.8.

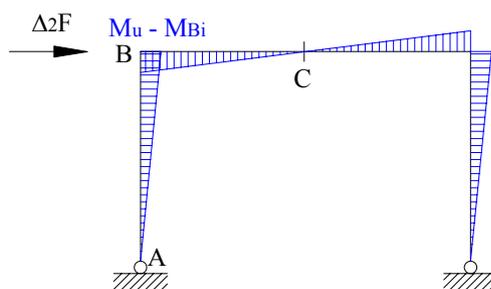


Figura 5.1.10 - andamento dei momenti sulla pila nella seconda fase

Si determina in tale caso la forza $\Delta_2 F$ necessaria affinché si formino le altre due cerniere plastiche in corrispondenza della sommità delle colonne. Tale forza dovrà quindi generare in corrispondenza del vertice B un momento pari al momento ultimo meno il momento in B di prima fase.

Si determina di conseguenza lo spostamento orizzontale del vertice stesso.

In tabella 5.1.2 e nel grafico 5.1.8 si riportano i valori di forza e spostamento ottenuti per le singole pile.

PILA	$\Delta_1 F$ [KN]	δ_y [m]	F_u [KN]	δ_u [m]
1	2090	0.00905	2889	0.02194
2	1948	0.01057	2655	0.02526
3	1826	0.0122	2456	0.02874
4	1719	0.01393	2285	0.03236
5	1719	0.01393	2285	0.03236
6	1719	0.01393	2285	0.03236
7	1542	0.01769	2005	0.04005
8	1625	0.01576	2136	0.03614
9	2111	0.02116	2719	0.04731
10	2071	0.02206	2658	0.04909
11	1467	0.01972	1889	0.0441
12	1542	0.01769	2005	0.04005
13	1625	0.01576	2136	0.03614
14	1826	0.0122	2456	0.02874
15	1948	0.01057	2655	0.02526
16	2090	0.00905	2889	0.02194

Tabella 5.1.2 - valori di forza e spostamento al limite elastico e ultimi ottenuti per le singole pile in direzione trasversale mediante il calcolo manuale

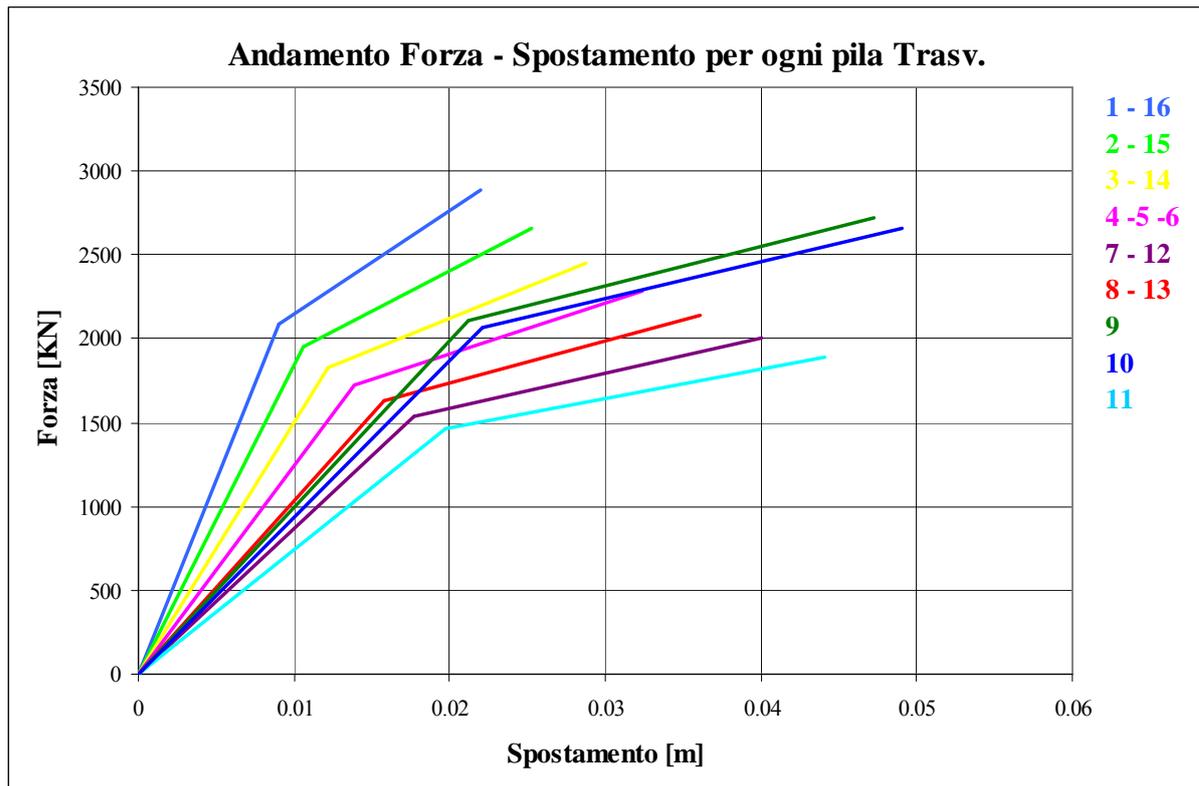


Grafico 5.1.9 - andamento forza-spostamento ottenuto per le singole pile mediante il calcolo manuale

La *curva di capacità* si è costruita quindi determinando per ogni valore dello spostamento la forza complessiva agente sulle pile (grafico 5.1.9).

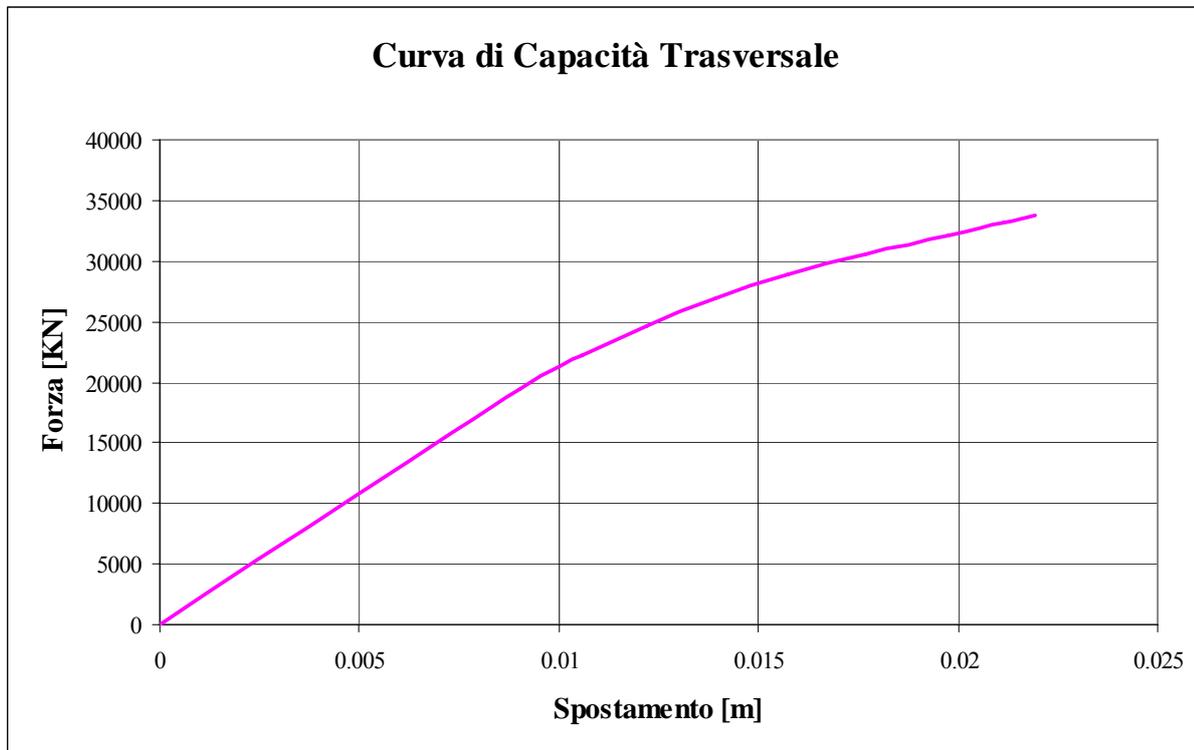


Grafico 5.1.10 - curva di capacità trasversale ottenuta con il calcolo manuale

5.1.2.2 Impiego di Strauss

La modellazione adottata è stata la medesima di quella descritta nel paragrafo 5.1.1.2. L'unica differenza consiste sulla direzione e sul punto di applicazione della forza: invece della mezzeria, la forza è stata applicata in corrispondenza di un'estremità del pulvino ed in direzione trasversale all'impalcato.

La forza, inizialmente di 1KN, è stata nuovamente incrementata fino a generare sulle colonne il momento ultimo. Si riportano come esempi gli andamenti dei momenti sulle alcune pile in corrispondenza di diversi valori della forza nelle figure 5.1.10-5.1.12.

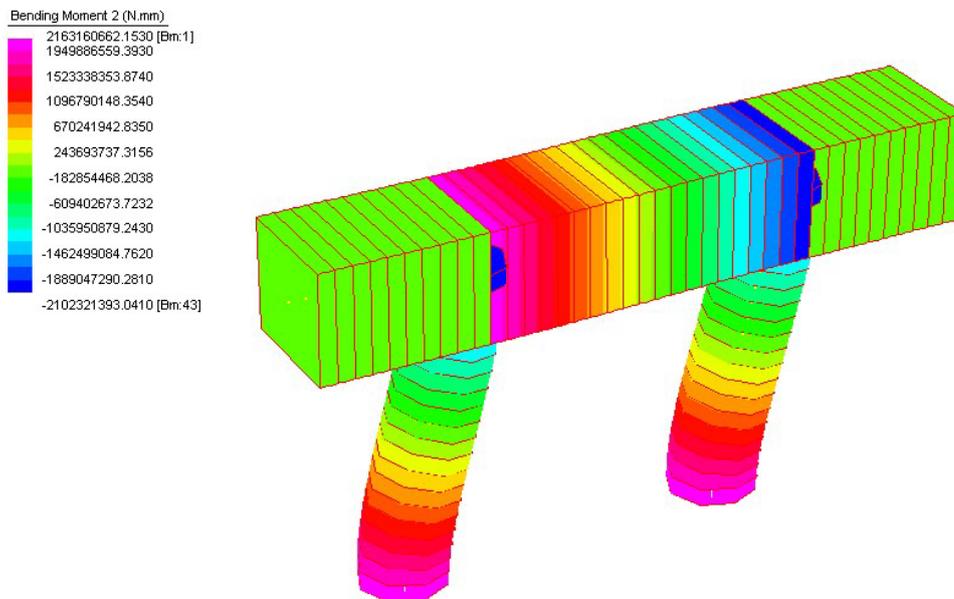


Grafico 5.1.11 - andamento dei momenti sulle pile 1 e 16 per una forza di 1500KN

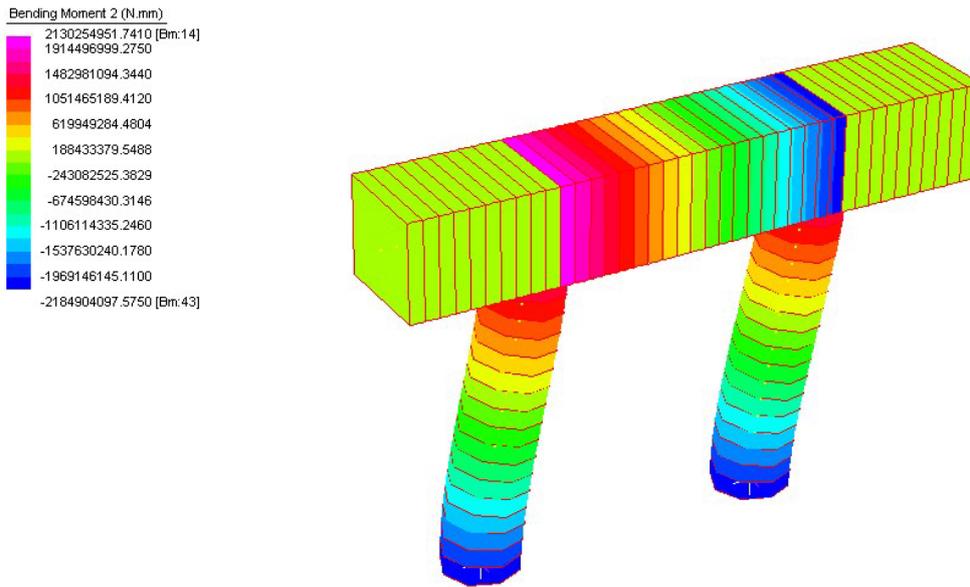


Grafico 5.1.12 - andamento dei momenti sulle pile 4, 5 e 6 per una forza di 1200kN

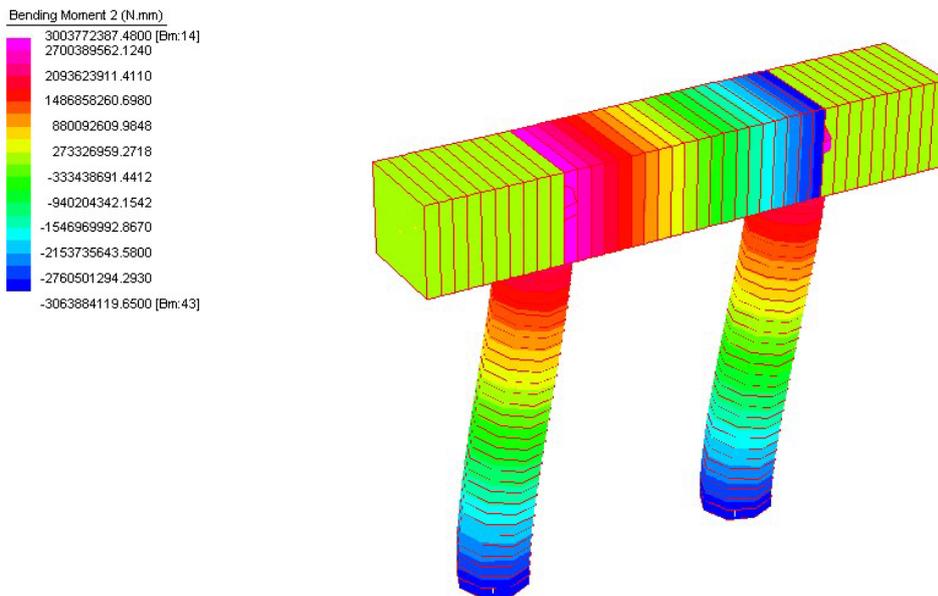


Grafico 5.1.13 -andamento dei momenti sulla pila 9 per una forza di 1400kN

Per ogni pila si sono quindi tracciati i diagramma forza-spostamento corrispondenti (grafico 5.1.13).

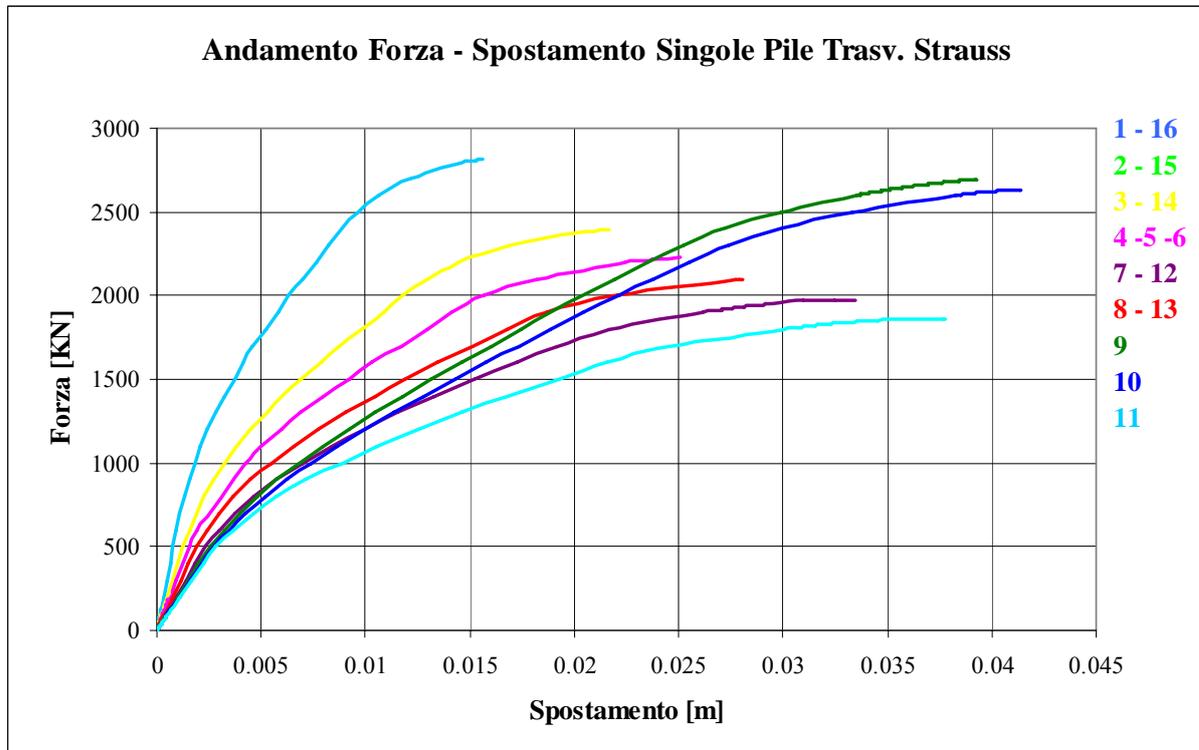


Grafico 5.1.14 - andamento forza-spostamento ottenuti per le singole pile con Strauss in direzione trasversale

Noti tali andamenti, è stato possibile tracciare, come in precedenza, la curva di capacità (grafico 5.1.14), quindi effettuare un confronto tra curve ottenute con il calcolo manuale e con il programma di calcolo (grafico 5.1.15).

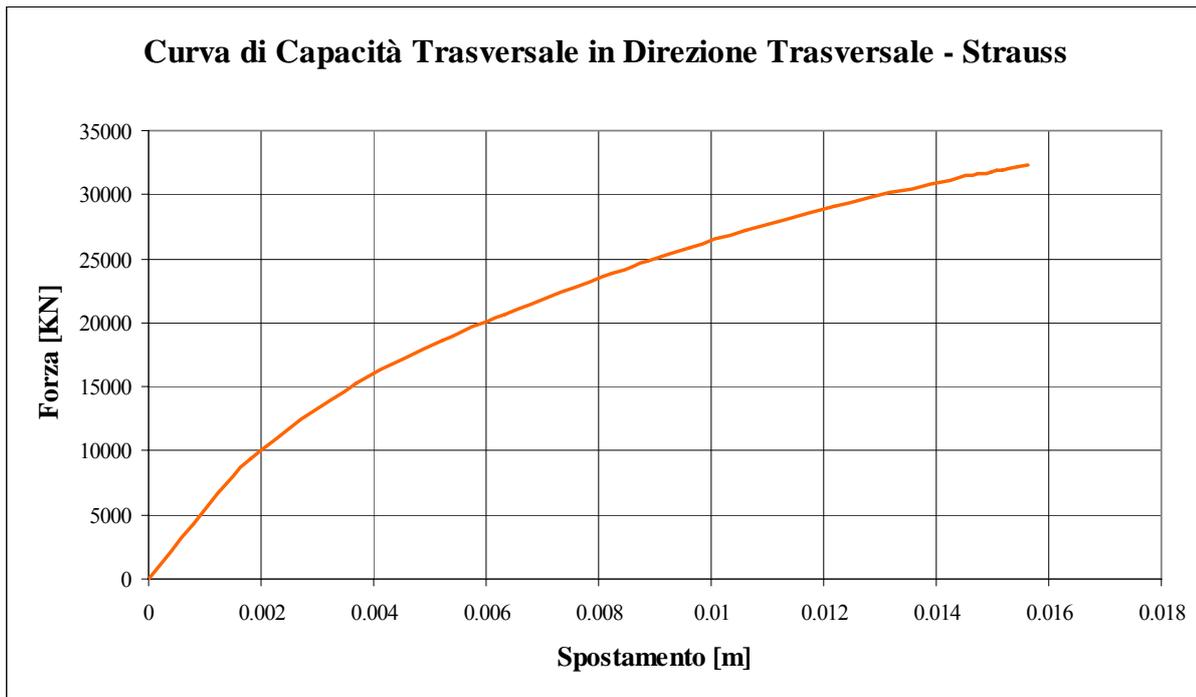


Grafico 5.1.15 - curva di capacità in direzione trasversale ottenuta con Strauss

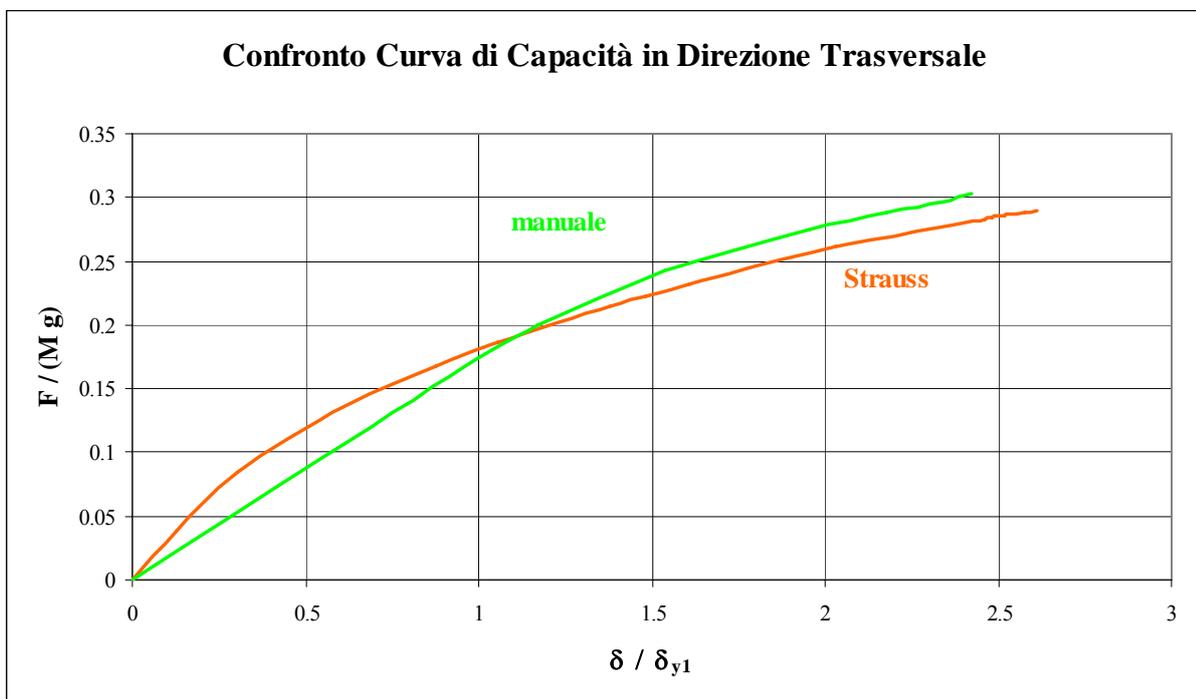


Grafico 5.1.16 - confronto tra le curve di capacità ottenute con il calcolo manuale e con Strauss

Nuovamente la differenza tra le due curve ottenute risulta essere minima e trascurabile.

Come nel caso longitudinale, anche in direzione trasversale si è considerato in un secondo momento il ponte nella sua interezza, escluse le spalle. Il modello cui far riferimento è riportato nelle figure 5.1.5 e 5.1.6, con l'unica differenza relativa all'applicazione delle forze, in direzione trasversale in corrispondenza di un'estremità del pulvino.

Nuovamente la curva di capacità ottenuta coincide con quella relativa al calcolo effettuato sempre con Strauss ma sulle singole pile, salvo una leggera riduzione dello spostamento ultimo (grafico 5.1.17).

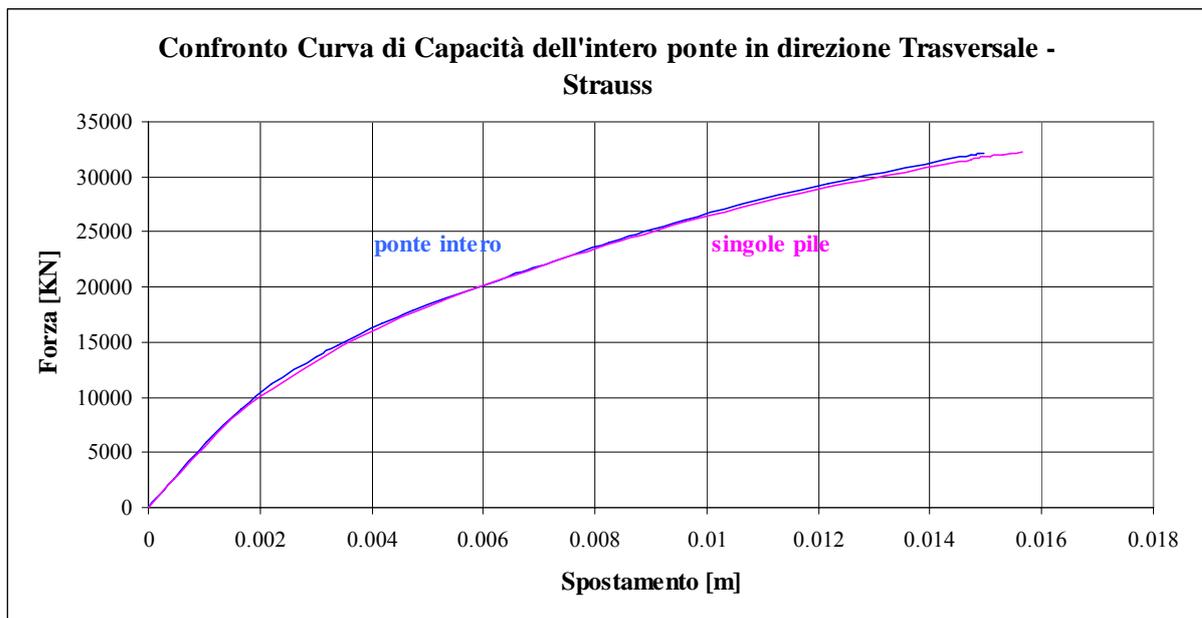


Grafico 5.1.17 - confronto tra le curve di capacità ottenute con Strauss utilizzando due differenti modelli

5.2 Determinazione del punto di funzionamento

5.2.1 Punto di funzionamento in direzione longitudinale

Per determinare il punto di funzionamento, in un primo momento si riportano in uno stesso diagramma lo spettro di risposta elastico e la curva di capacità. Si è scelto di adottare un grafico in cui in ascisse si ha lo spostamento normalizzato in funzione dello spostamento al limite elastico delle prima colonna che si snerva δ/δ_{y1} , ossia fundamentalmente il coefficiente di struttura q , e in ordinate il valore della forza normalizzata secondo il prodotto massa per accelerazione $F/(M \cdot g)$, ossia il coefficiente sismico.

Per ottenere quindi in tale scala lo spettro di risposta elastico, a partire quindi da periodo T e accelerazione, si sono impiegate le seguenti relazioni:

$$\omega = \frac{2 \cdot \pi}{T}$$

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2}$$

$$\frac{\delta}{\delta_{y1}} = \frac{S_d}{\delta_{y1}}$$

$$F = S_a \cdot M$$

$$\frac{F}{M \cdot g} = \frac{S_a \cdot M}{M \cdot g} = \frac{S_a}{g}$$

Ne consegue che le rette uscenti dall'origine sono rette a periodo costante.

Si ottiene quindi il grafico 5.2.1.

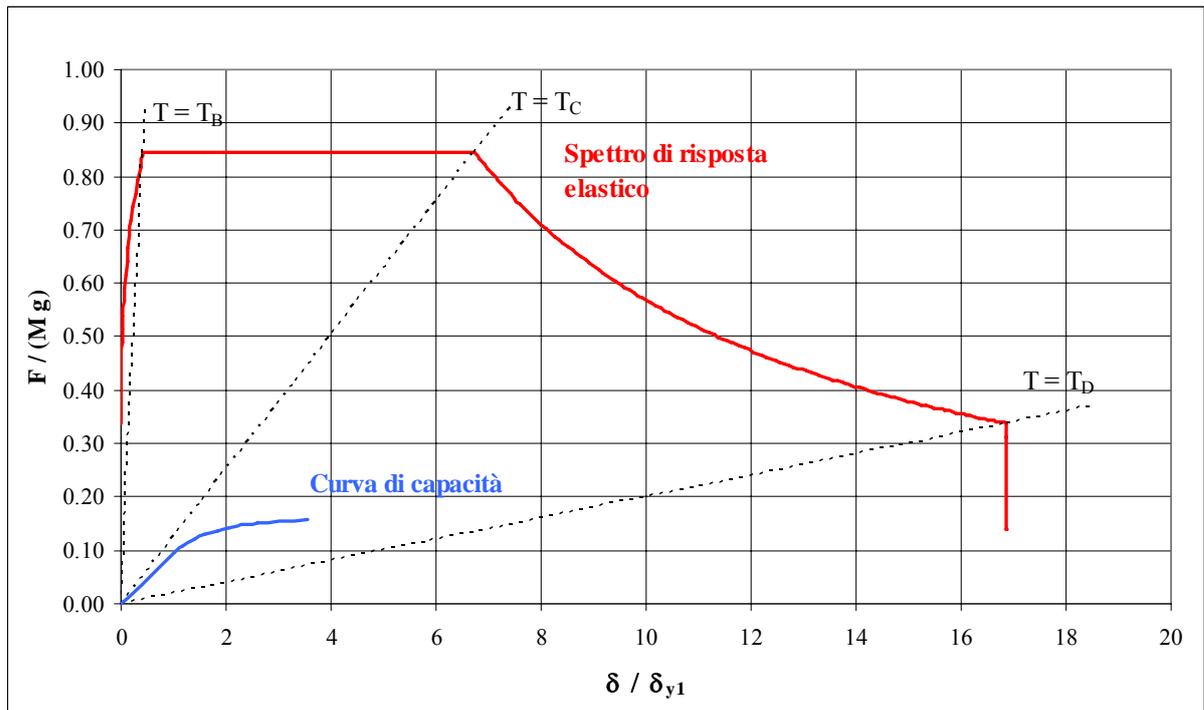


Grafico 5.2.1 - spettro di risposta elastico e curva di capacità adeguati per la ricerca del punto di funzionamento in direzione longitudinale

Si può innanzitutto notare che la struttura originale è caratterizzata da una *duttilità strutturale* pari a:

$$\mu_{strutturale} = \frac{\left(\frac{\delta}{\delta_{y1}} \right)_{ultimo}}{\left(\frac{\delta}{\delta_{y1}} \right)_{elastico}} = \frac{3.55}{1} = 3.55,$$

superiore quindi a quanto previsto al limite dalla norma.

Se pensassimo di sfruttare la sola duttilità strutturale, è possibile individuare un punto di equilibrio (grafico 5.2.2), corrispondente ad un fattore di struttura $q = 3.35$.

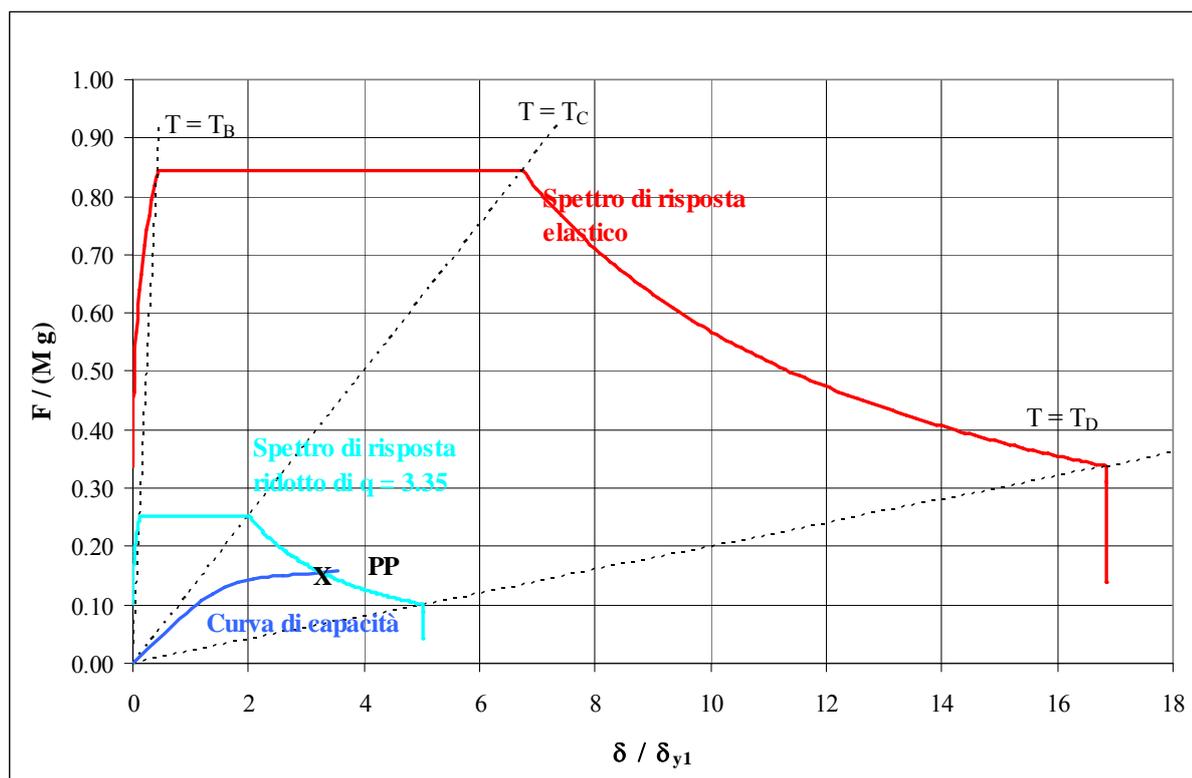


Grafico 5.2.2 - punto di funzionamento ottenibile sfruttando la sola duttilità

Ciò significa che nonostante la struttura sia stata dimensionata con una normativa che non prevedeva sollecitazioni così elevate, nel complesso risulterebbe essere resistente all'azioni sismica prevista dalla nuova normativa; tuttavia essa non riuscirebbe a mantenersi in campo elastico e di conseguenza si danneggerebbe in modo eccessivo.

Si ricerca dunque per tentativi un nuovo punto di equilibrio, supponendo di inserire dei dispositivi dissipatori; non è possibile considerare, secondo il procedimento seguito, anche l'isolamento in quanto esso modificherebbe in modo sensibile la rigidezza della struttura, quindi la curva di capacità. I dispositivi cui far riferimento sono quindi dissipatori viscosi.

Supponendo di voler mantenere la struttura in campo elastico (grafico 5.2.3), dopo aver tracciato la retta che rappresenta il periodo proprio della struttura, si individua il punto di funzionamento (PP1) che possiede le seguenti coordinate:

$$PP1 = \begin{cases} \frac{\delta}{\delta_{y1}} = 1 \\ \frac{F}{M \cdot g} = 0.0095 \end{cases}$$

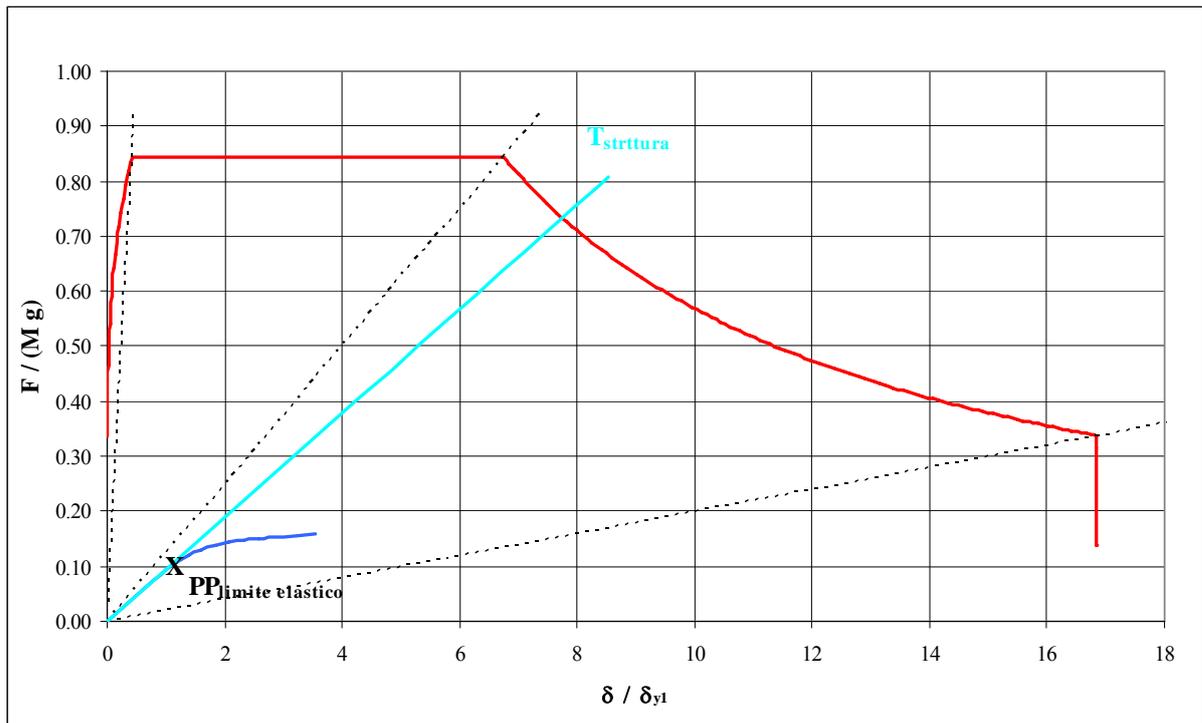


Grafico 5.2.3 - Punto di Funzionamento al limite elastico

Se adottassimo dei dissipatori, dovremmo quindi far sì che lo spettro di risposta iniziale si abbassi fino al punto di funzionamento, il quale ricadrebbe in corrispondenza del *plateau*. Ciò significa ridurre lo spettro iniziale (grafico 5.2.4) di una quantità pari a:

$$\frac{F_{a \text{ dim, iniziale}}}{F_{a \text{ dim, PP}}} = \frac{0.84}{0.0095} = 88.$$

A tale valore corrisponde un coefficiente $\eta = \frac{1}{88} = 0.01$, il quale risulta eccessivamente piccolo, e un coefficiente di smorzamento equivalente praticamente impossibile da realizzare.

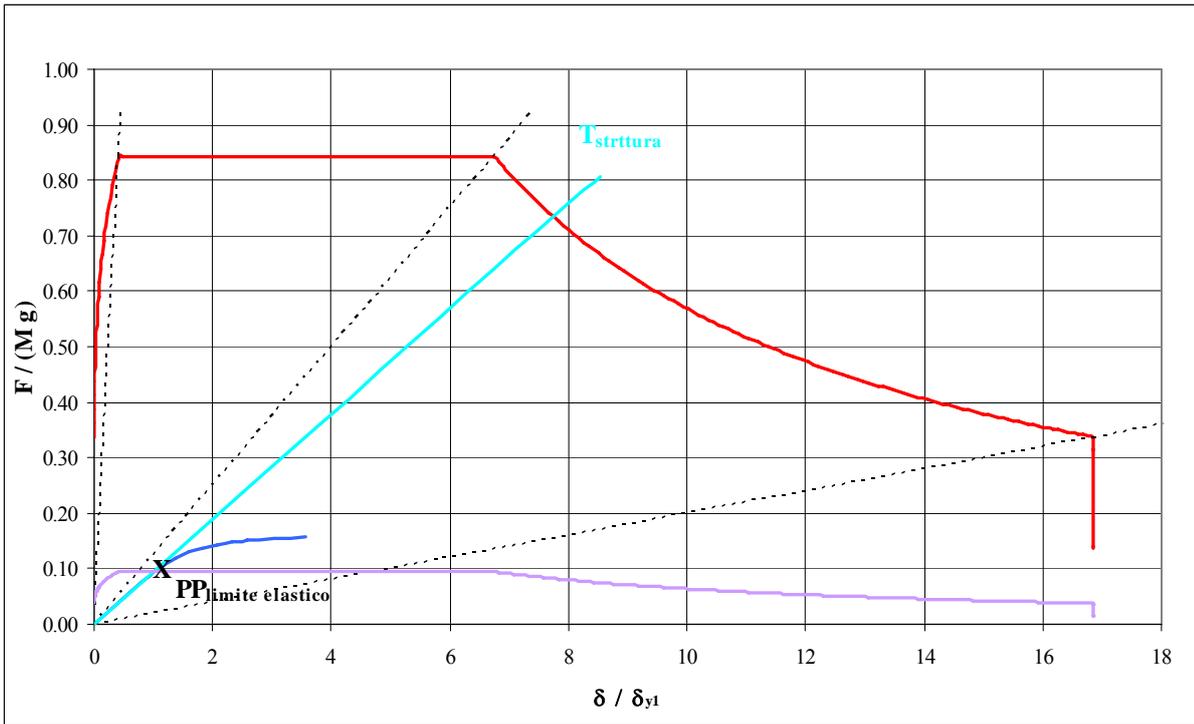


Grafico 5.2.4 - abbassamento dello spettro di risposta fino al punto di funzionamento al limite elastico

Risulta quindi necessario considerare che alcune pile usciranno dal campo elastico. Prima di effettuare tentativi intermedi, si considera il caso estremo in cui la prima raggiunge il limite ultimo (grafico 5.2.4).

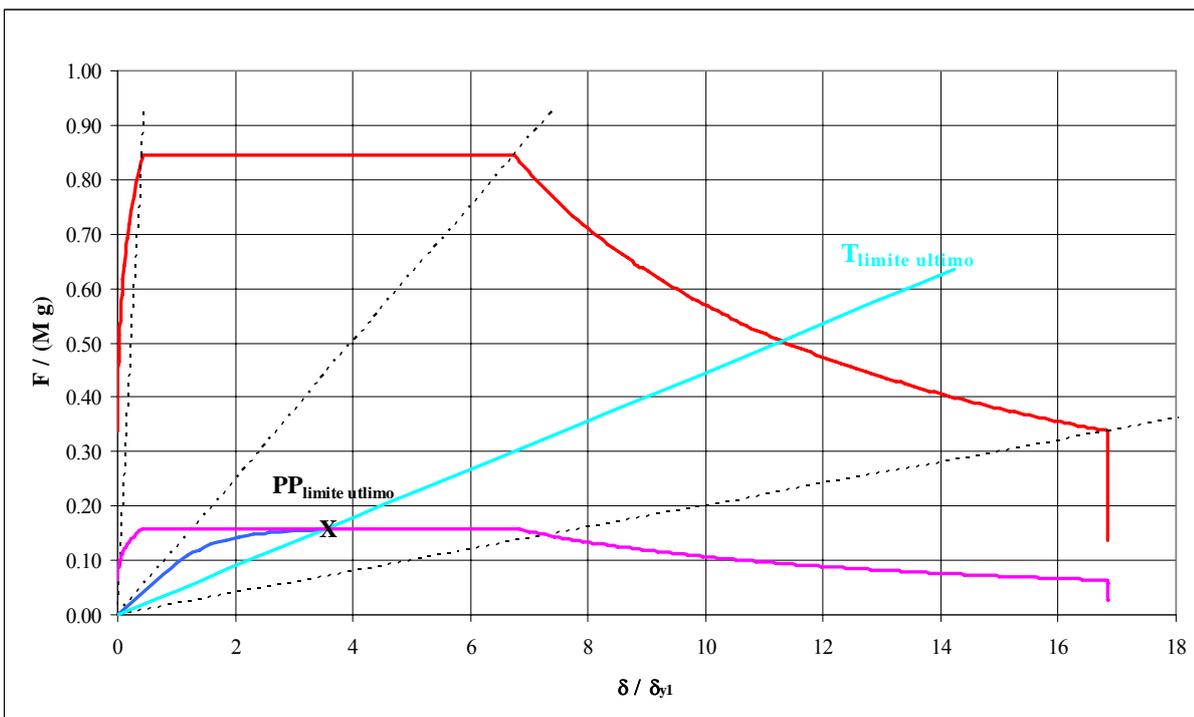


Grafico 5.2.5 - abbassamento dello spettro di risposta fino al punto di funzionamento al limite ultimo

In tal caso il punto di funzionamento è caratterizzato dalle seguenti coordinate:

$$PP2 = \begin{cases} \delta/\delta_{y1} = 3.55 \\ F/M \cdot g = 0.1585 \end{cases}.$$

Seguendo un procedimento analogo al precedente, l'abbassamento dovrebbe essere effettuato secondo un fattore pari a:

$$\frac{F_{adim, iniziale}}{F_{adim, PP2}} = \frac{0.84}{0.1585} = 5.29,$$

cui corrispondono:

$$\eta = 0.189$$

$$\xi_{eq} = 276\%.$$

Anche in questo caso si tratta di valori non raggiungibili, per cui risulta necessario tenere in considerazione anche il comportamento duttile della struttura, attraverso un coefficiente q da determinare.

Si considera una duttilità minima attraverso un valore del coefficiente di struttura pari a 1.5. Risulta quindi univocamente determinato il punto di funzionamento, in quanto esso dovrà ricadere proprio in corrispondenza dell'ascissa 1.5. Il punto risulta avere le seguenti coordinate:

$$PP3 = \begin{cases} \delta/\delta_{y1} = 1.5 \\ F/M \cdot g = 0.1255 \end{cases}.$$

Attraverso i dissipatori lo spettro dovrà quindi abbassarsi finchè il *plateau* non raggiunge un valore pari a $0.1255 \cdot 1.5 = 0.1838$.

Ne deriva un fattore che vale:

$$\frac{F_{\text{adim, iniziale}}}{F_{\text{adim, PP2}}} = \frac{0.84}{0.1838} = 4.57$$

cui corrispondono:

$$\eta = 0.21$$

$$\xi_{eq} = 203\%.$$

I valori ottenuti non sono ancora accettabili.

Si procede in modo analogo aumentando di volta in volta il coefficiente di struttura. Nella tabella 5.2.1 si riportano per i diversi punti di funzionamento da cui si parte, i parametri caratteristici ottenuti:

q_{iniziale}	$\frac{F}{M \cdot g}$ (PP)	Fattore di riduzione	η	ξ_{eq}
1.60	0.130	4.05	0.25	159.3
1.70	0.133	3.72	0.27	133.7
1.80	0.137	3.43	0.29	113
1.90	0.139	3.19	0.31	96.9
2.00	0.141	2.98	0.34	83.9
2.10	0.144	2.80	0.36	73.2
2.20	0.146	2.64	0.38	64.5
2.30	0.147	2.49	0.40	57.1
2.40	0.149	2.36	0.42	50.9
2.50	0.150	2.25	0.44	45.5
2.60	0.151	2.15	0.47	41.1
2.70	0.152	2.06	0.49	37.3
2.73	0.1522	1.83	0.546	28.5
2.74	0.15226	1.81	0.551	27.9
2.75	0.15234	1.79	0.557	27.2
2.80	0.153	1.68	0.59	23.4

Tabella 5.2.1 - valori dei parametri caratteristici ottenuti in funzione del coefficiente di struttura adottato

Al fine di ottenere un danneggiamento ridotto, si cerca di dimensionare i dissipatori in modo tale che il fattore di struttura sia il più basso possibile; d'altra parte, per poter impiegare gli spettri di risposta come fatto, la normativa richiede che il coefficiente η sia maggiore di 0.55.

Di conseguenza se impiegassimo dissipatori tali da raggiungere smorzamenti equivalenti ξ_{eq} attorno al 50%, sarebbe necessario, per verificare i risultati, effettuare successivamente un'analisi tipo *Time History*, la quale si basa sull'analisi modale risolvendo le equazioni differenziali disaccoppiate nel dominio del tempo; l'input sismico in questo caso è costruito da accelerogrammi artificiali comunque coerenti con lo spettro di risposta della normativa. L'alternativa è quella di impiegare dispositivi che dissipano una quantità inferiore di energia ma con i quali la struttura tende a danneggiarsi maggiormente.

In ogni caso, per evitare il danneggiamento della struttura, risulta necessario introdurre un isolamento della struttura, come effettuato precedentemente, oltre ai dispositivi dissipatori.

Per due diversi valori del coefficiente di struttura iniziale, $q = 2.74$ e $q = 2.3$, i quali rispettivamente rispettano e non rispettano la normativa per il procedimento impiegato, si riportano i diagramma derivanti (grafici 5.2.6 e 5.2.7).

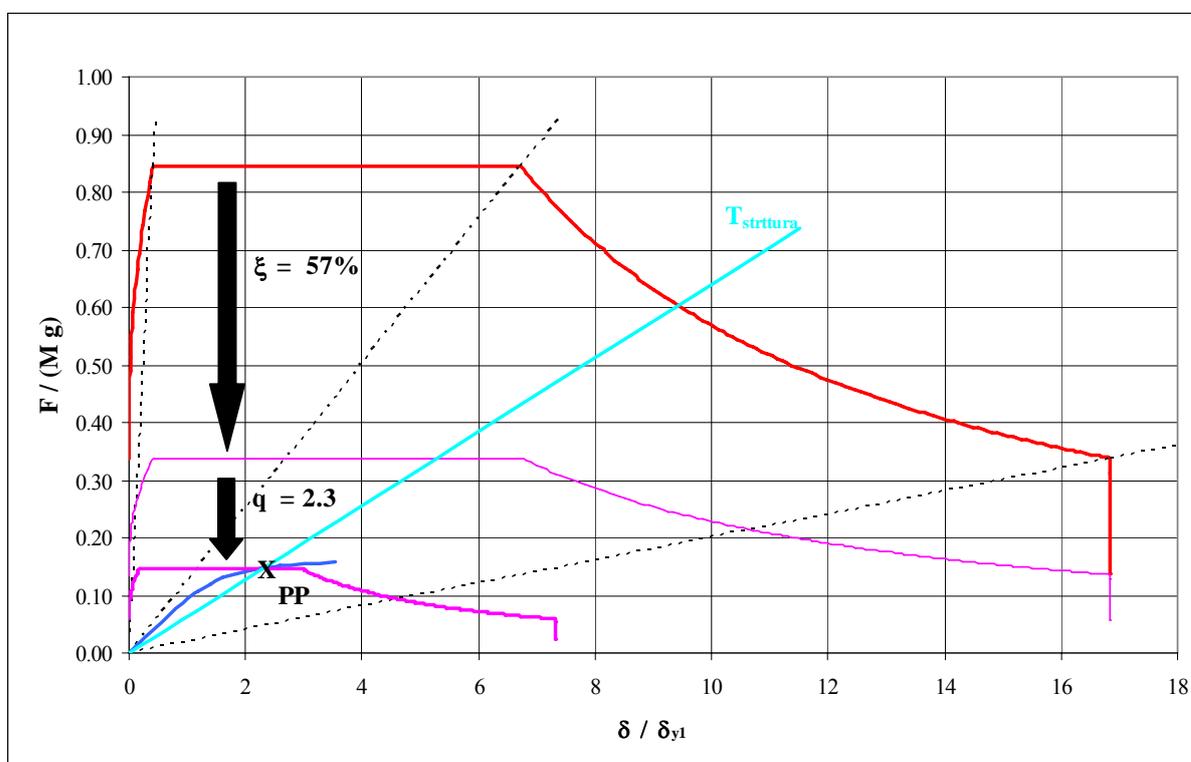


Grafico 5.2.6 - punto di funzionamento ottenuto con dissipatori caratterizzati da $\xi_{eq} = 57\%$, considerando un fattore di duttilità $q = 2.3$.

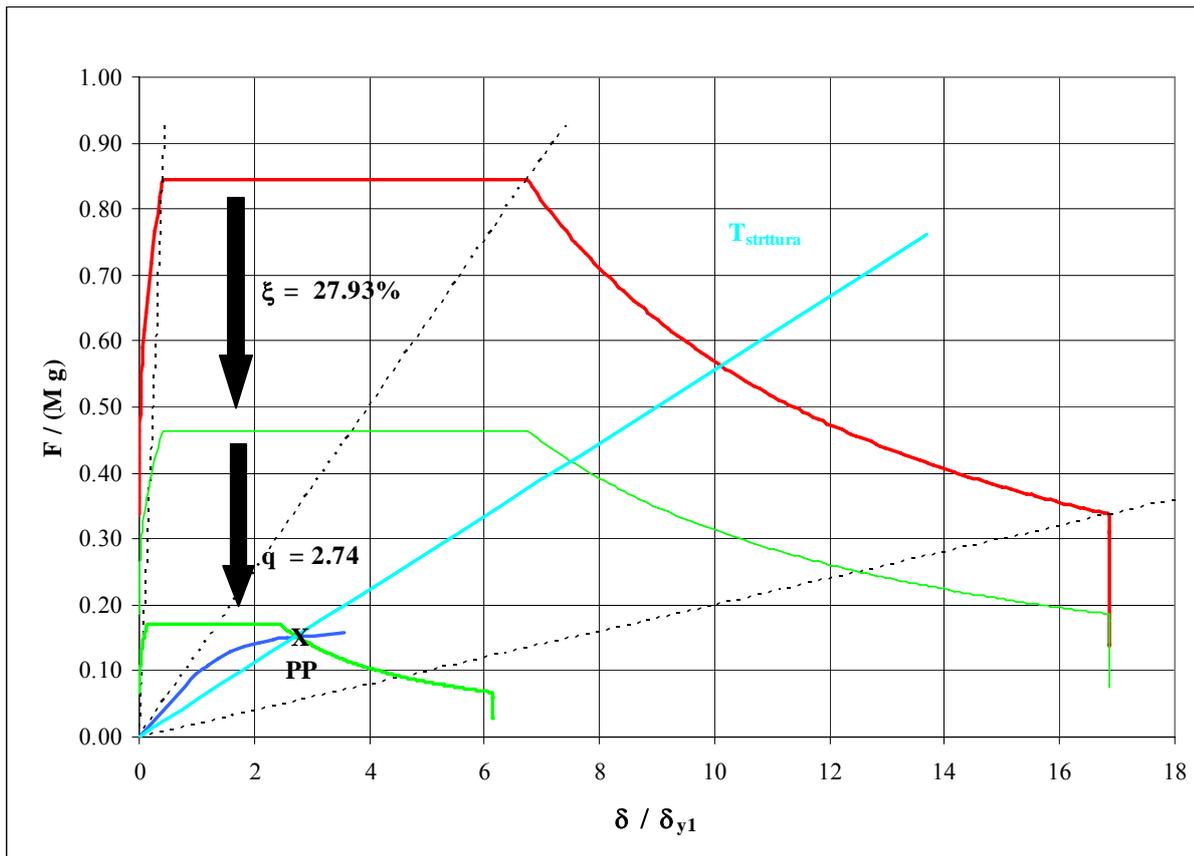


Grafico 5.2.7 - punto di funzionamento ottenuto con dissipatori caratterizzati da $\xi_{eq} = 27.9\%$, considerando un fattore di duttilità $q = 2.74$.

A seconda del caso sarà quindi necessario richiedere due dissipatori viscosi distinti.

5.2.2 Punto di funzionamento in direzione trasversale

Procedendo in modo analogo a quanto visto per la direzione longitudinale, si parte dal grafico coefficiente di struttura-coefficiente sismico in cui si riportano lo spettro di risposta elastico e la curva di capacità (grafico 5.2.8).

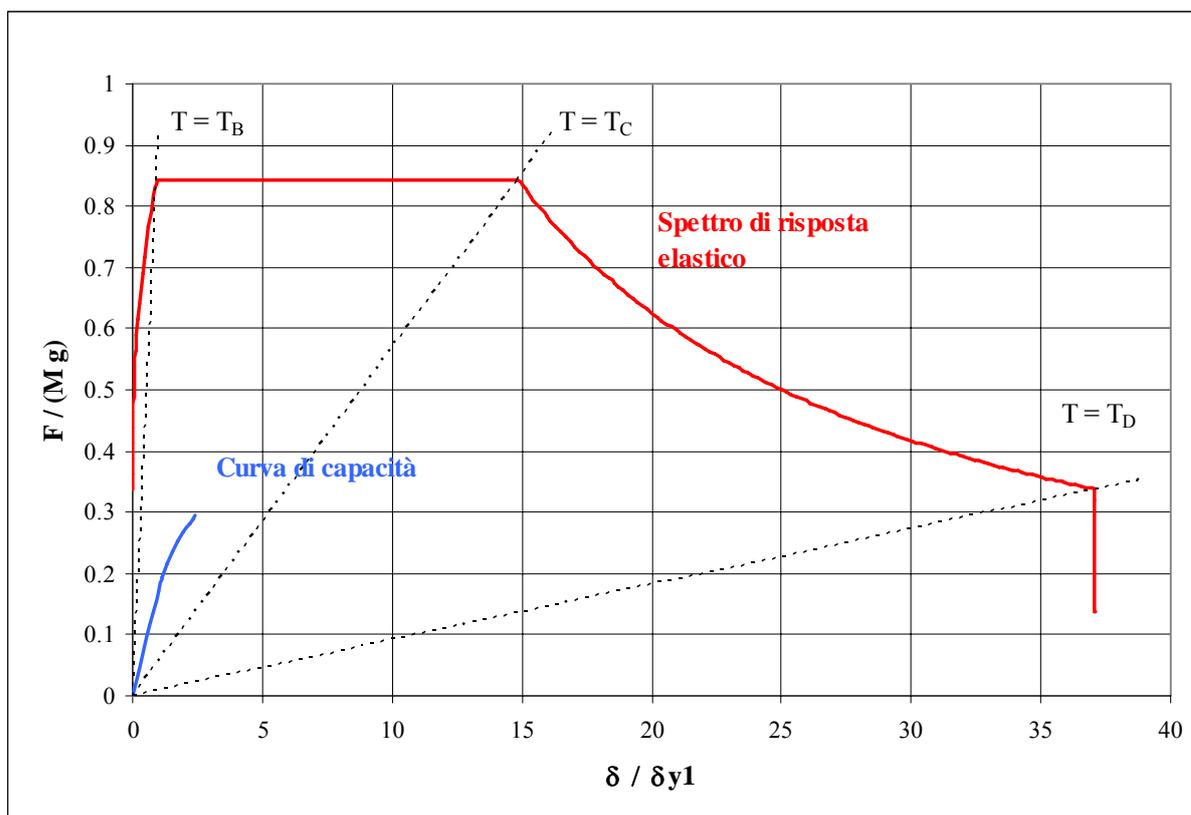


Grafico 5.2.8 - spettro di risposta elastico e curva di capacità adeguati per la ricerca del punto di funzionamento in direzione trasversale

La struttura originale in tale direzione è caratterizzata da una *duttilità strutturale* pari a:

$$\mu_{strutturale} = \frac{\left(\frac{\delta}{\delta_{y1}} \right)_{ultimo}}{\left(\frac{\delta}{\delta_{y1}} \right)_{elastico}} = \frac{2.4246}{1} \cong 2.43,$$

inferiore al valore massimo previsto dalla norma.

Se si pensasse di sfruttare la sola duttilità struttura, non si riuscirebbe ad ottenere un punto di equilibrio; adottando infatti il valore massimo del fattore di struttura, $q = 2.43$, le due curve non si intersecherebbero (grafico 5.2.9).

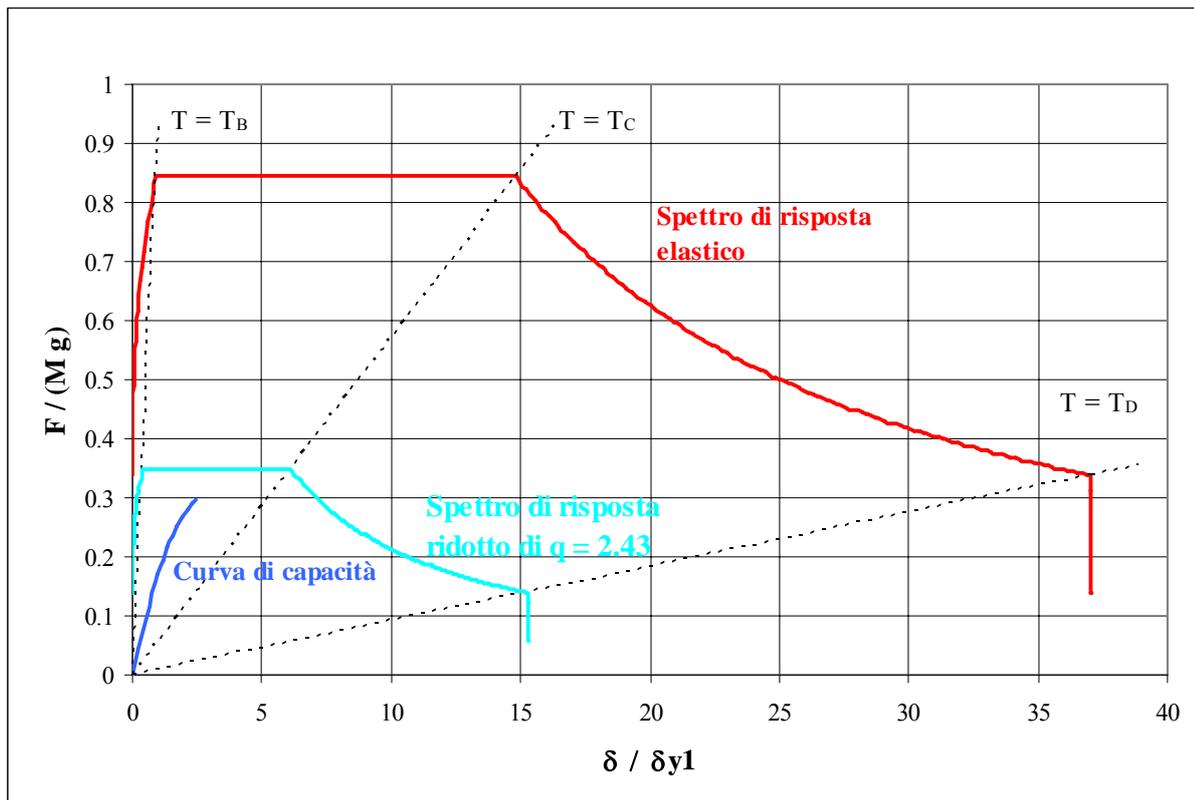


Grafico 5.2.9 – mancato raggiungimento del punto di equilibrio nel caso in cui si sfrutti la sola duttilità

Risulta quindi necessario inserire dei dispositivi dissipatori. Si ricerca quindi un punto di equilibrio per tentativi.

Supponendo di voler mantenere la struttura in campo elastico (grafico 5.2.10), dopo aver tracciato la retta che rappresenta il periodo proprio della struttura, si individua il punto di funzionamento (PP1) che possiede le seguenti coordinate:

$$PP1 = \begin{cases} \delta / \delta_{y1} = 1 \\ F / M \cdot g = 0.1704 \end{cases}$$

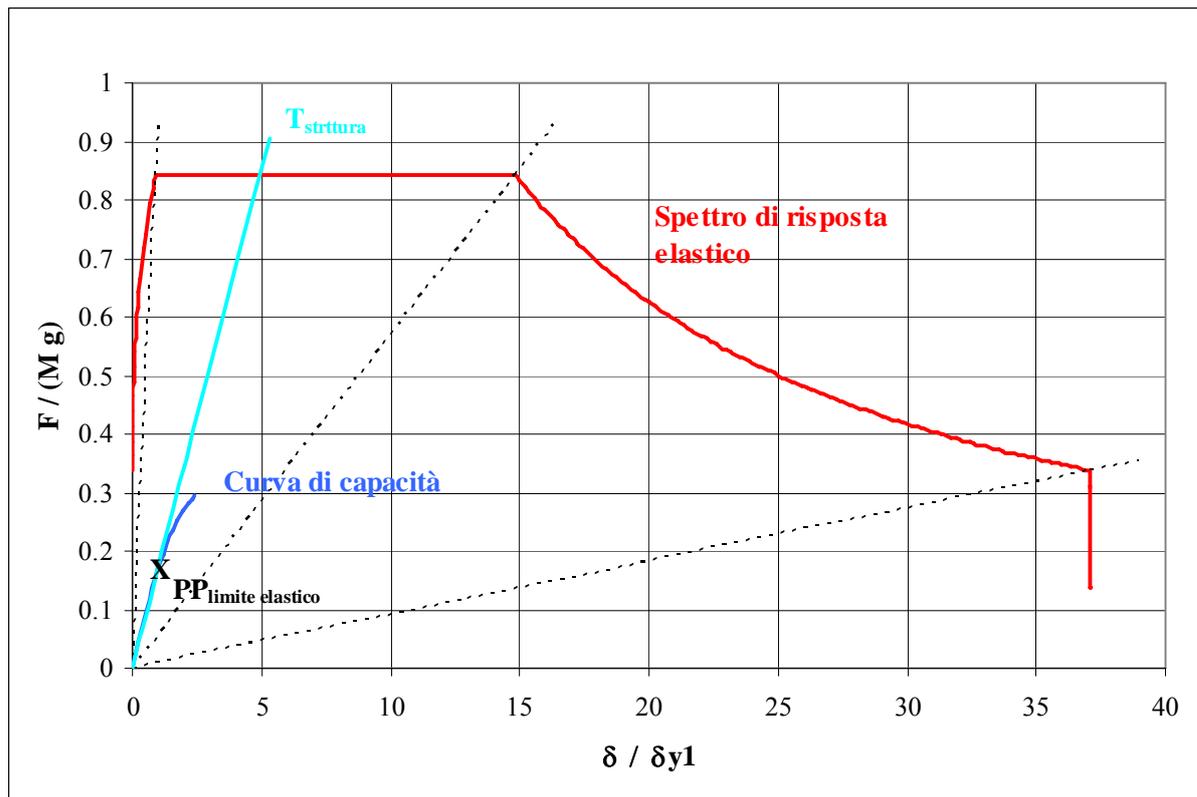


Grafico 5.2.10 - Punto di Funzionamento al limite elastico

Se adottassimo dei dissipatori, dovremmo quindi far sì che lo spettro di risposta iniziale si abbassi fino al punto di funzionamento, il quale ricadrebbe in corrispondenza del *plateau*. Ciò significa ridurre lo spettro iniziale (grafico 5.2.11) di una quantità pari a:

$$\frac{F_{a \text{ dim, iniziale}}}{F_{a \text{ dim, PP}}} = \frac{0.84}{0.1704} = 4.93.$$

A tale valore corrisponde un coefficiente $\eta = 1/4.93 = 0.203$, il quale risulta eccessivamente piccolo, e soprattutto un coefficiente di smorzamento equivalente difficilmente realizzabile.

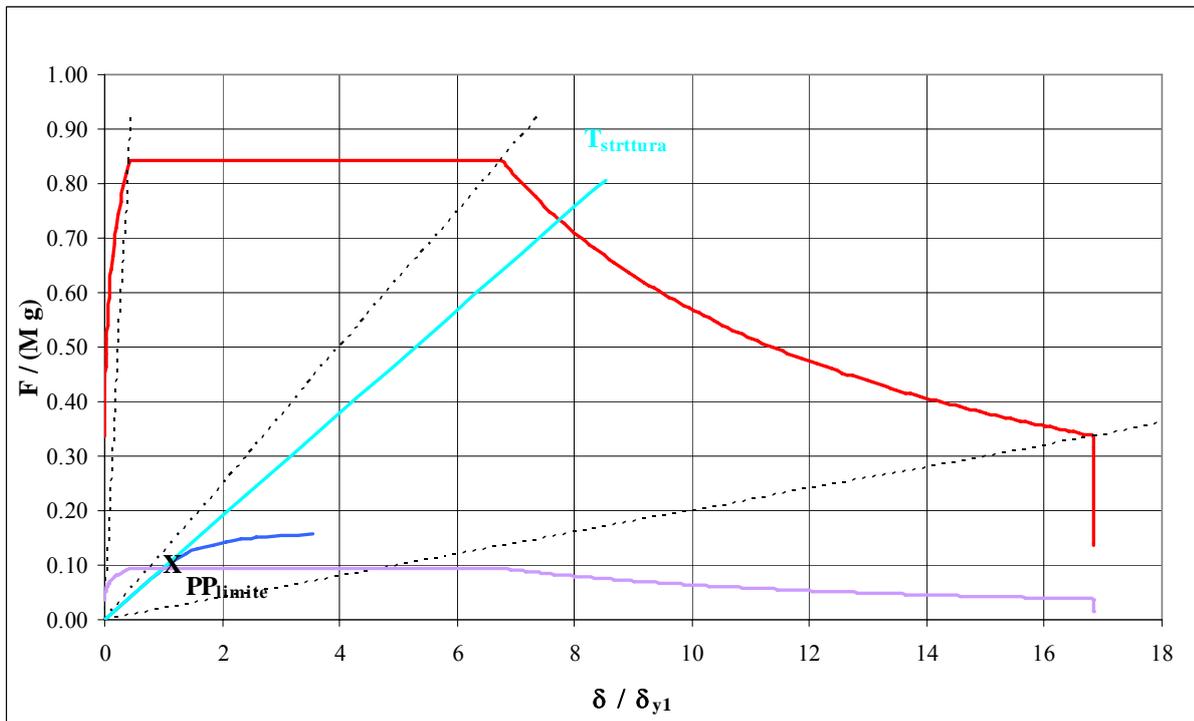


Grafico 5.2.11 - abbassamento dello spettro di risposta fino al punto di funzionamento al limite elastico

Risulta quindi necessario considerare che alcune pile usciranno dal campo elastico. Prima di effettuare tentativi intermedi, si considera il caso estremo in cui la prima raggiunge il limite ultimo (grafico 5.2.12).

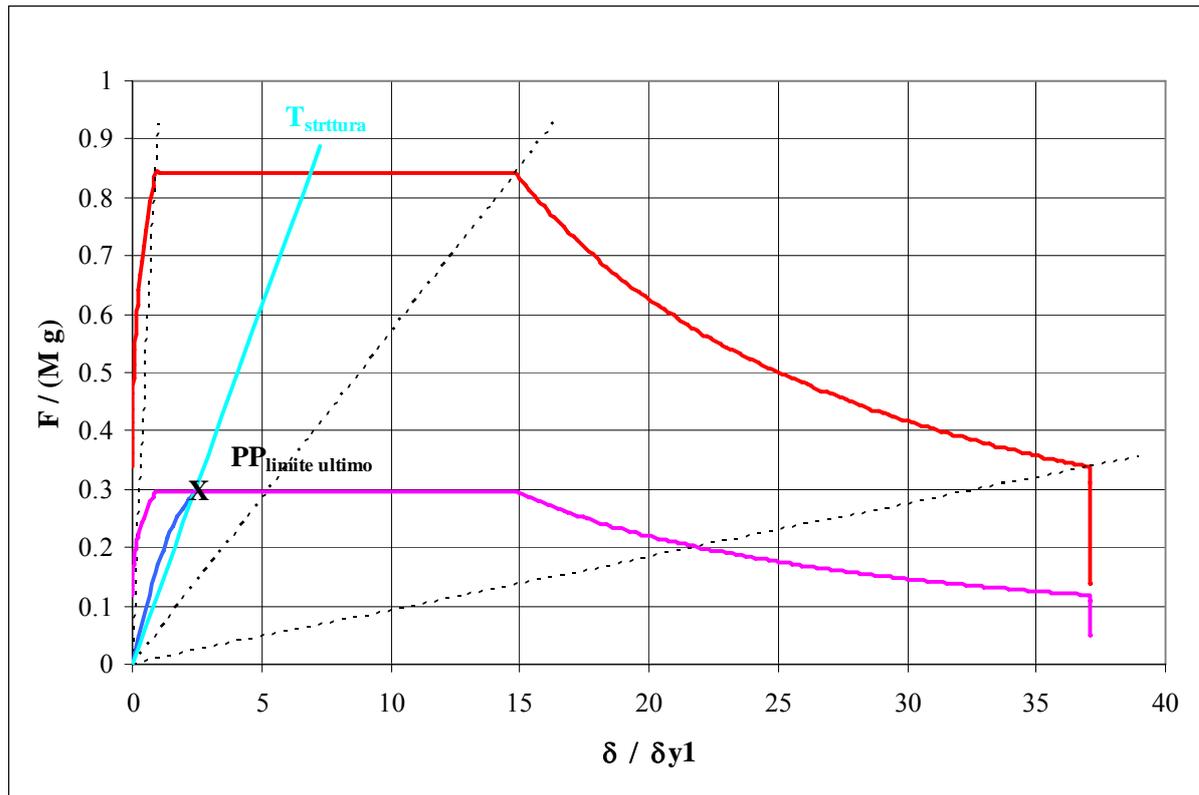


Grafico 5.2.12 - abbassamento dello spettro di risposta fino al punto di funzionamento al limite ultimo

In tal caso il punto di funzionamento è caratterizzato dalle seguenti coordinate:

$$PP2 = \begin{cases} \delta / \delta_{y1} = 2.4246 \\ F / M \cdot g = 0.2959 \end{cases}$$

Seguendo un procedimento analogo al precedente, l'abbassamento dovrebbe essere effettuato secondo un fattore pari a:

$$\frac{F_{adim, iniziale}}{F_{adim, PP2}} = \frac{0.84}{0.2959} = 2.84,$$

cui corrispondono:

$$\eta = 0.35$$

$$\xi_{eq} = 76\%.$$

Anche in questo caso si tratta di valori difficilmente raggiungibili, per cui risulta necessario tenere in considerazione anche il comportamento duttile della struttura, attraverso un coefficiente q da determinare.

Si considera una duttilità minima attraverso un valore del coefficiente di struttura pari a 1.5. Risulta quindi univocamente determinato il punto di funzionamento, in quanto esso dovrà ricadere proprio in corrispondenza dell'ascissa 1.5. Il punto risulta avere le seguenti coordinate:

$$PP3 = \begin{cases} \delta / \delta_{y1} = 1.5 \\ F / M \cdot g = 0.2324 \end{cases} .$$

Attraverso i dissipatori lo spettro dovrà quindi abbassarsi finchè il *plateau* non raggiunge un valore pari a $0.2324 \cdot 1.5 = 0.3486$.

Ne deriva un fattore che vale:

$$\frac{F_{adim, iniziale}}{F_{adim, PP2}} = \frac{0.84}{0.3486} = 2.41$$

cui corrispondono:

$$\eta = 0.41$$

$$\xi_{eq} = 53.58\% .$$

I valori ottenuti sarebbero accettabili ma dovrebbero essere verificati mediante una analisi *Time History* in quanto non verrebbe rispettata la normativa per la quale η dev'essere maggiore di 0.55. Nel caso in questione, si ottiene il grafico 5.2.13.

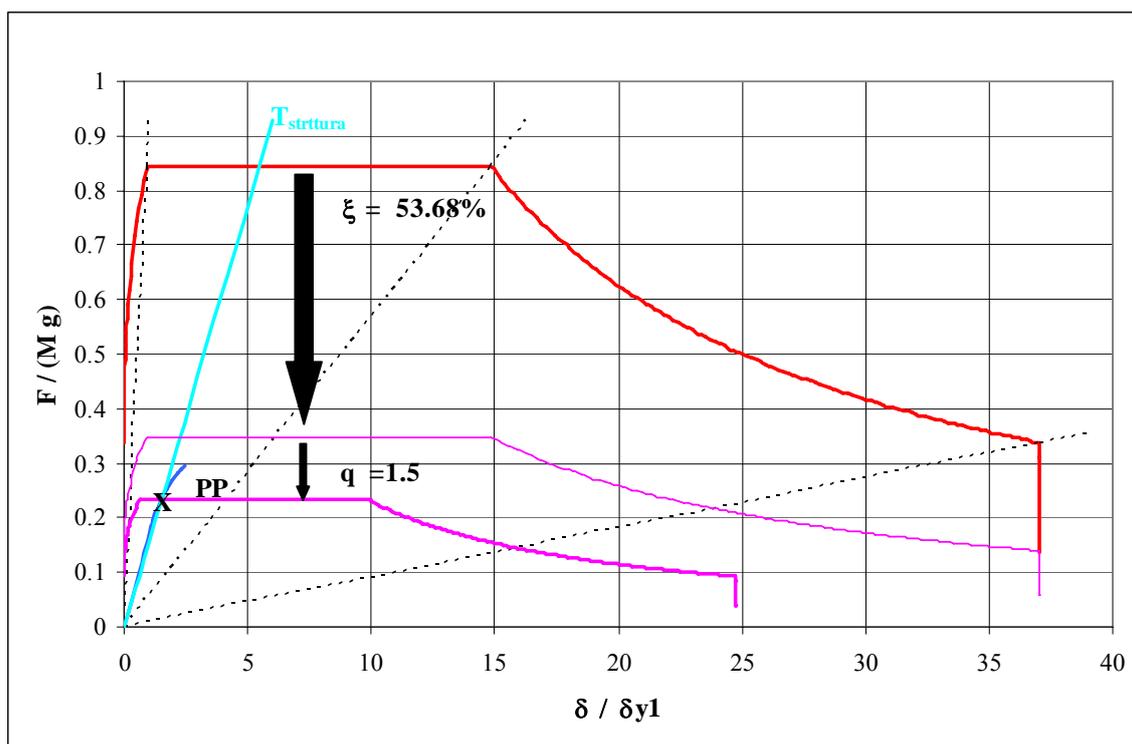


Grafico 5.2.13 - punto di funzionamento ottenuto con dissipatori caratterizzati da $\xi_{eq} = 53.68\%$, considerando un fattore di duttilità $q = 1.5$.

Per determinare i parametri caratteristici necessari per raggiungere un valore di $\eta \geq 0.55$, si procede per tentativi aumentando gradualmente il coefficiente di struttura q da cui si parte. Nella tabella 5.2.2 si riportano, per i diversi punti di funzionamento da cui si parte, i parametri caratteristici ottenuti:

$q_{iniziale}$	$\frac{F}{M \cdot g}$ (PP)	Fattore di riduzione	η	ξ_{eq}
1.60	0.386	2.18	0.46	42.7
1.70	0.425	1.99	0.50	34.5
1.80	0.463	1.82	0.549	28.2
1.805	0.465	1.81	0.551	27.9

Tabella 5.2.2 - valori dei parametri caratteristici ottenuti in funzione del coefficiente di struttura adottato

Affinché sia rispettata la normativa sarebbe quindi necessario considerare un coefficiente di struttura iniziale almeno di 1.805, quindi un danneggiamento maggiore della struttura. In tal caso si ottiene il grafico 5.2.14.

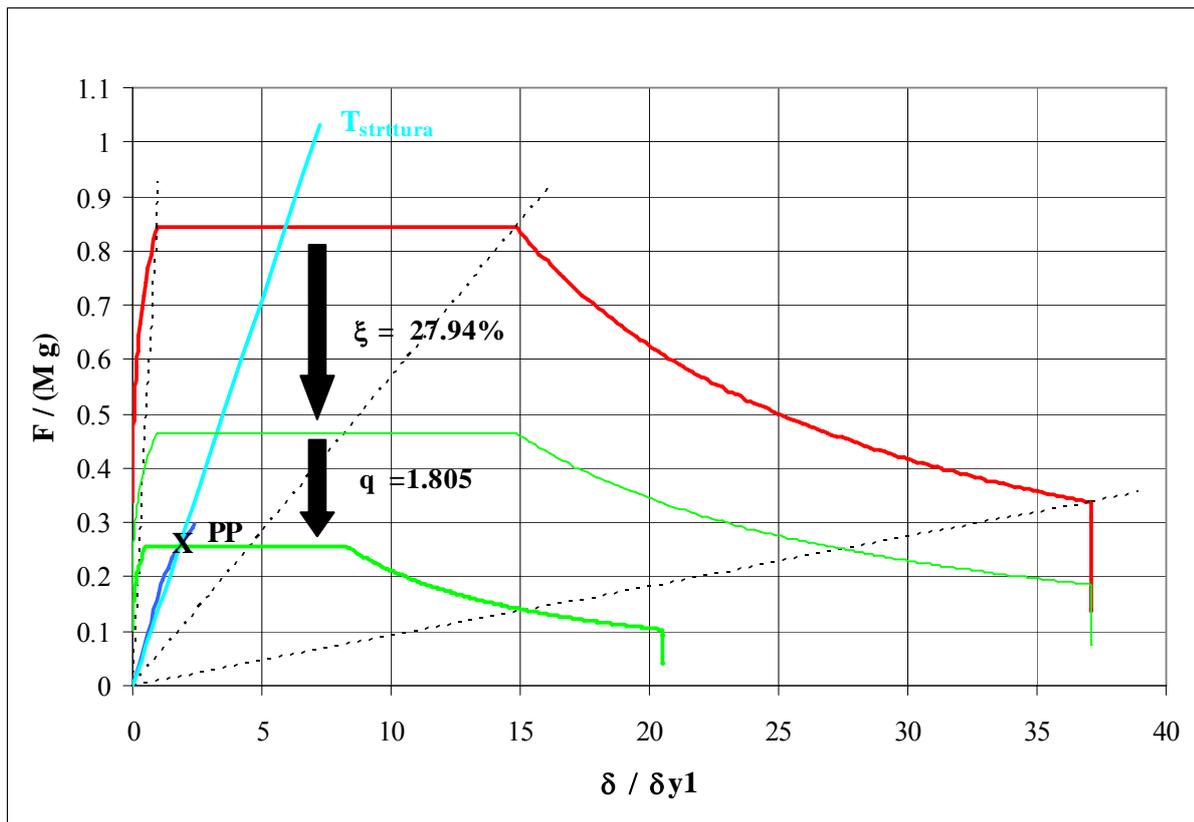


Grafico 5.2.14 - punto di funzionamento ottenuto con dissipatori caratterizzati da $\xi_{eq} = 27.94\%$, considerando un fattore di duttilità $q = 1.805$.

Qualora si volesse mantenere la struttura in campo elastico, risulterebbe nuovamente necessario isolare la struttura.

5.3 Inserimento dei dissipatori viscosi

Dai calcoli effettuati deriva la necessità di inserire dei dissipatori. Secondo lo schema di calcolo adottato, bisogna inserire dei dispositivi che non modificano la rigidità della struttura. Di conseguenza si sceglie di impiegare dissipatori viscosi.

Questi dispositivi vengono progettati *ad hoc* dalle ditte competenti, una volta che gli vengono inviati i dati necessari ossia forza F , spostamento δ ed indice di smorzamento c .

Si considerano separatamente gli smorzatori necessari per le due direzioni.

5.3.1 Dissipatori viscosi in direzione longitudinale

Si considera sia il caso in cui la normativa non venga rispettata, sia il caso contrario.

Assumendo quindi un coefficiente di struttura iniziale pari a 2.3 (normativa non rispettata), il punto di funzionamento ottenuto ha le seguenti coordinate:

$$PP(q = 2.3) = \begin{cases} \delta / \delta_{y1} = 2.3 \\ F / M \cdot g = 0.1472 \end{cases} .$$

Lo spostamento massimo e la forza massima corrispondenti valgono rispettivamente:

$$\begin{cases} \delta_{\max} = 2.3 \cdot \delta_{y1} = 2.3 \cdot 0.0199 = 0.046\text{m} \\ F_{\max} = 0.1472 \cdot M \cdot g = 0.1472 \cdot 11631 \cdot 9.81 = 16796 \text{ KN} . \end{cases}$$

Il sistema antisismico che verrà inserito in corrispondenza di ogni pila dovrà quindi essere capace di assorbire una forza pari a:

$$F_{\max,P} = \frac{F_{\max}}{n_{\text{pile}}} = \frac{16796}{16} \cong 1050 \text{ KN} .$$

Si vuole individuare il diagramma corrispondente ad un ciclo completo di carico relativo a dissipatori viscosi caratterizzati dalle relazioni costitutive tipo $F = C \cdot v^\alpha$; esso viene costruito, in via semplificata, noti $F_{\max,P}$ e δ_{\max} , ammettendo che il campo degli spostamenti vari con legge armonica.

La rigidezza equivalente del dissipatore, per quanto sia poco significativa come grandezza in quanto non modifica in modo sensibile la rigidezza della struttura, si valuta come:

$$K_{eq} = \frac{F_{\max,P}}{\delta_{\max}} = \frac{1050}{0.046} = 22826 \text{ KN/m}.$$

Noto il coefficiente di smorzamento equivalente, è possibile determinare l'energia dissipata in un ciclo completo di carico e scarico uguagliando quest'ultima all'energia dissipata da un ideale sistema dinamico smorzato caratterizzato da una rigidezza equivalente K_{eq} e da una massa m pari a quella del sistema reale, soggetto ad un carico armonico di pulsazione pari a quella dello stesso sistema ($\omega^2 = K_{eq} / m$).

Si determina così:

$$E_d = 2 \cdot \pi \cdot \xi_{eq} \cdot \delta_{\max} \cdot F_{\max,P} = 2 \cdot 3.14 \cdot 0.5712 \cdot 0.046 \cdot 1050 = 173.347 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

Il ciclo isteretico corrispondente viene riportato in figura 5.3.1.

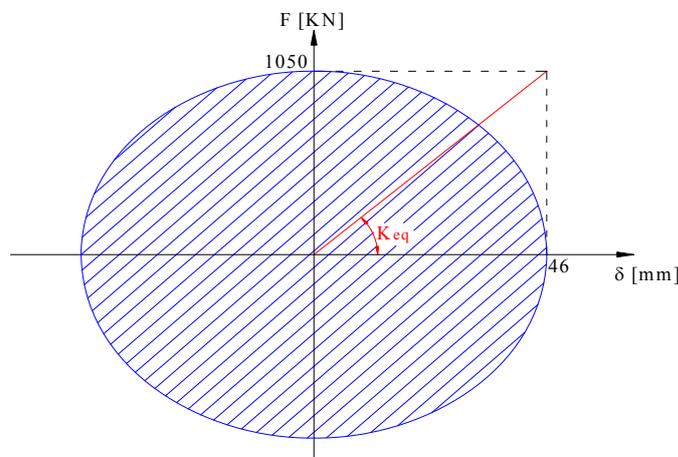


Figura 5.3.1 - diagramma isteretico relativo ad un dispositivo viscoso caratterizzato da $\xi_{eq} = 57.12\%$

L'indice di smorzamento vale quindi:

$$C_{eq} = 2 \cdot \xi_{eq} \cdot \sqrt{K_{eq} \cdot m} = 2 \cdot 0.5712 \cdot \sqrt{22826 \cdot \frac{11631}{9.81}} = 5368 \text{ KN(sec/m)}.$$

Sono stati così individuati i parametri caratteristici di tale dispositivo.

Qualora invece si assumesse un fattore di struttura iniziale pari a 2.74 (normativa rispettata), il punto di funzionamento ottenuto ha le seguenti coordinate:

$$PP(q = 2.74) = \begin{cases} \delta / \delta_{y1} = 2.74 \\ F / M \cdot g = 0.1523 \end{cases}.$$

Lo spostamento massimo e la forza massima corrispondenti valgono rispettivamente:

$$\begin{cases} \delta_{max} = 2.74 \cdot \delta_{y1} = 2.74 \cdot 0.0199 = 0.055 \text{ m} \\ F_{max} = 0.1523 \cdot M \cdot g = 0.1523 \cdot 11631 \cdot 9.81 = 17377 \text{ KN}. \end{cases}$$

Il sistema antisismico che verrà inserito in corrispondenza di ogni pila dovrà quindi essere capace di assorbire una forza pari a:

$$F_{max,P} = \frac{F_{max}}{n_{pile}} = \frac{17377}{16} \cong 1086 \text{ KN}.$$

La rigidezza equivalente del dissipatore, per quanto sia poco significativa come grandezza in quanto non modifica in modo sensibile la rigidezza della struttura, si valuta come:

$$K_{eq} = \frac{F_{max,P}}{\delta_{max}} = \frac{1086}{0.055} = 19746 \text{ KN/m}.$$

L'energia dissipata in un ciclo completo di carico e scarico vale:

$$E_d = 2 \cdot \pi \cdot \xi_{eq} \cdot \delta_{max} \cdot F_{max,P} = 2 \cdot 3.14 \cdot 0.2793 \cdot 0.055 \cdot 1086 = 104.820 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

Il ciclo isteretico corrispondente viene riportato in figura 5.3.2.

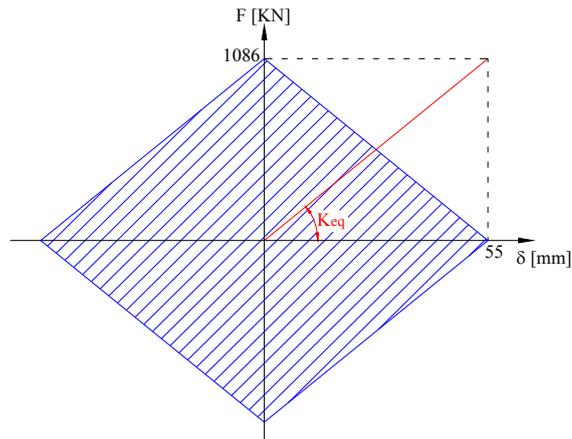


Figura 5.3.2 - diagramma isteretico relativo ad un dispositivo viscoso caratterizzato da $\xi_{eq} = 27.93\%$

L'indice di smorzamento vale quindi:

$$C_{eq} = 2 \cdot \xi_{eq} \cdot \sqrt{K_{eq} \cdot m} = 2 \cdot 0.2793 \cdot \sqrt{19746 \cdot \frac{11631}{9.81}} = 2703 \text{ KN(sec/m)}.$$

Sono stati così individuati i parametri caratteristici di tale dispositivo.

5.3.2 Dissipatori viscosi in direzione trasversale

Si considera sia il caso in cui la normativa non venga rispettata, sia il caso contrario.

Assumendo quindi un coefficiente di struttura iniziale pari a 1.5 (normativa non rispettata), il punto di funzionamento ottenuto ha le seguenti coordinate:

$$PP(q = 1.5) = \begin{cases} \delta / \delta_{y1} = 1.5 \\ F / M \cdot g = 0.2324 \end{cases} .$$

Lo spostamento massimo e la forza massima corrispondenti valgono rispettivamente:

$$\begin{cases} \delta_{\max} = 1.5 \cdot \delta_{y1} = 1.5 \cdot 0.00905 = 0.014\text{m} \\ F_{\max} = 0.2324 \cdot M \cdot g = 0.2324 \cdot 11631 \cdot 9.81 = 26517 \text{ KN} . \end{cases}$$

Il sistema antisismico che verrà inserito in corrispondenza di ogni pila dovrà quindi essere capace di assorbire una forza pari a:

$$F_{\max,P} = \frac{F_{\max}}{n_{\text{pile}}} = \frac{26517}{16} \cong 1658 \text{ KN} .$$

Si vuole individuare il diagramma corrispondente ad un ciclo completo di carico relativo a dissipatori viscosi caratterizzati dalle relazioni costitutive tipo $F = C \cdot v^\alpha$; esso viene costruito, in via semplificata, noti $F_{\max,P}$ e δ_{\max} , ammettendo che il campo degli spostamenti vari con legge armonica.

La rigidezza equivalente del dissipatore, per quanto sia poco significativa come grandezza in quanto non modifica in modo sensibile la rigidezza della struttura, si valuta come:

$$K_{\text{eq}} = \frac{F_{\max,P}}{\delta_{\max}} = \frac{1658}{0.014} = 118430 \text{ KN/m} .$$

L'energia dissipata in un ciclo completo di carico e scarico vale:

$$E_d = 2 \cdot \pi \cdot \xi_{eq} \cdot \delta_{max} \cdot F_{max,P} = 2 \cdot 3.14 \cdot 0.5358 \cdot 0.014 \cdot 1658 = 78.15 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

Il ciclo isteretico corrispondente viene riportato in figura 5.3.3.

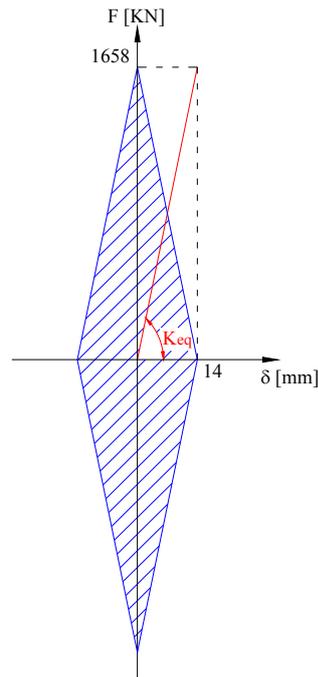


Figura 5.3.3 - diagramma isteretico relativo ad un dispositivo viscoso caratterizzato da $\xi_{eq} = 53.58\%$

L'indice di smorzamento vale quindi:

$$C_{eq} = 2 \cdot \xi_{eq} \cdot \sqrt{K_{eq} \cdot m} = 2 \cdot 0.5358 \cdot \sqrt{118430 \cdot \frac{11631}{9.81}} = 12700 \text{ KN}(\text{sec}/\text{m}).$$

Sono stati così individuati i parametri caratteristici di tale dispositivo.

Qualora invece si assumesse un fattore di struttura iniziale pari a 1.805 (normativa rispettata), il punto di funzionamento ottenuto ha le seguenti coordinate:

$$PP(q = 1.805) = \begin{cases} \delta / \delta_{y1} = 1.805 \\ F / M \cdot g = 0.2576 \end{cases} .$$

Lo spostamento massimo e la forza massima corrispondenti valgono rispettivamente:

$$\begin{cases} \delta_{\max} = 1.805 \cdot \delta_{y1} = 1.805 \cdot 0.00905 = 0.016\text{m} \\ F_{\max} = 0.2576 \cdot M \cdot g = 0.2576 \cdot 11631 \cdot 9.81 = 29392 \text{ KN} . \end{cases}$$

Il sistema antisismico che verrà inserito in corrispondenza di ogni pila dovrà quindi essere capace di assorbire una forza pari a:

$$F_{\max,P} = \frac{F_{\max}}{n_{\text{pile}}} = \frac{29392}{16} \cong 1837 \text{ KN} .$$

La rigidezza equivalente del dissipatore, per quanto sia poco significativa come grandezza in quanto non modifica in modo sensibile la rigidezza della struttura, si valuta come:

$$K_{\text{eq}} = \frac{F_{\max,P}}{\delta_{\max}} = \frac{1837}{0.016} = 114813 \text{ KN/m} .$$

L'energia dissipata in un ciclo completo di carico e scarico vale:

$$E_d = 2 \cdot \pi \cdot \xi_{\text{eq}} \cdot \delta_{\max} \cdot F_{\max,P} = 2 \cdot 3.14 \cdot 0.2794 \cdot 0.016 \cdot 1837 = 51.6 \text{ KN} \cdot \text{m} .$$

Il ciclo isteretico corrispondente viene riportato in figura 5.3.4.

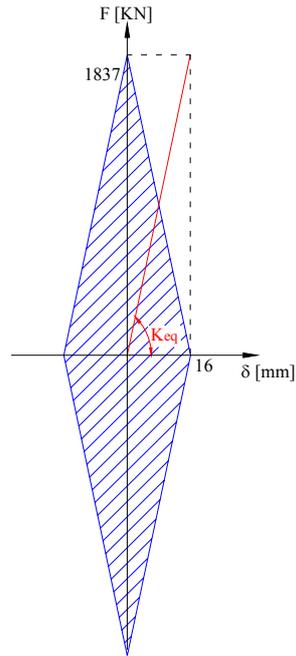


Figura 5.3.4 - diagramma isteretico relativo ad un dispositivo viscoso caratterizzato da $\xi_{eq} = 27.94\%$

L'indice di smorzamento vale quindi:

$$C_{eq} = 2 \cdot \xi_{eq} \cdot \sqrt{K_{eq} \cdot m} = 2 \cdot 0.2794 \cdot \sqrt{114813 \cdot \frac{11631}{9.81}} = 6520 \text{ KN(sec/m)}.$$

Sono stati così individuati i parametri caratteristici di tale dispositivo.

5.3.3 Posizione dei dissipatori viscosi

I dissipatori viscosi sono fondamentalmente, come detto, dei pistoni di cui si riporta un immagine in figura 5.3.5.



Figura 5.3.5 - immagine di un dissipatore viscoso

Per quanto riguarda il loro posizionamento, in direzione longitudinale di dispongono in orizzontale se possibile oppure inclinati. L'importante è che sia presente o in caso contrario venga realizzato da un lato un elemento di contrapposizione, e dall'altro sia a contatto con il pulvino della pila. In direzione trasversale si dispongono ove possibile orizzontali tra i baggioli oppure inclinati esterni alla struttura.

Una possibile soluzione viene riportata nelle figure 5.3.4 e 5.3.5.



Figura 5.3.6 - possibile posizione di un sistema di dissipatori viscosi



Figura 5.3.7 - particolare del un dissipatore viscoso trasversale della figura 5.3.7

6. CONCLUSIONI

Dopo aver effettuato sia un'analisi lineare secondo il metodo RSA (Response Spectrum Analysis, basata appunto sull'impiego dello spettro di risposta) sia un'analisi Push-Over, si può concludere innanzitutto che il ponte, nonostante sia stato progettato con il D.M. 16 gennaio 1996, riuscirebbe a sopportare, grazie alla sua duttilità, le sollecitazioni indotte da un sisma di elevata intensità; tuttavia si danneggerebbe in modo rilevante, per cui è risultato necessario introdurre dei dispositivi antisismici.

Attraverso il metodo RSA si è riusciti ad adeguare il ponte inserendo non soltanto dei dispositivi dissipatori, ma anche un sistema di isolamento. Questo si è rilevato necessario anche in seguito ai risultati ottenuti dall'analisi push-over; con i soli dissipatori infatti non si riesce a mantenere la struttura in campo elastico e diventa necessario sfruttare la duttilità della struttura con conseguente danneggiamento della struttura.

Per mantenere quindi la struttura in campo elastico, nonostante il terremoto sia di elevata intensità, si impiega un sistema antisismico che prevede l'accoppiamento dei dissipatori isteretici con isolatori sismici; con questo tipo di intervento quindi, gli spostamenti longitudinali dovuti alle escursioni termiche ed alle deformazioni differite dei calcestruzzi avvengono liberamente, senza che gli elementi metallici dei dissipatori inizino a snervarsi; essi vengono invece chiamati in gioco grazie a degli shock-trasmitter quando gli spostamenti superano valori ben determinati.

Il ponte oggetto di studio soddisfa così le verifiche previste dalla nuova normativa, come volevasi ottenere.

BIBLIOGRAFIA

- L. Petrini, R. Pinho, G.M. Calci – *Criteri di progettazione antisismica* – Pavia, IUSS Press, 2004
- S. L. Kramer – *Geotechnical Earthquake Engineering* – new Jersey, Prentice Hall, 1996
- M. P. Pietrangeli – *Progettazione e costruzione di ponti* – Lodigiano, Ambrosiana, 2001
- M. Arici, E. Siviero. – *Nuovi orientamenti per la progettazione di ponti e viadotti* – Palermo, Dario Flaccone, 2005
- A. Parducci – *Progetto delle costruzioni in zona sismica* – Napoli, Liguori, 2007

- Siti internet visitati:
 - www.estructura.i
 - www.edilio.it
 - www.zonasismica.it
 - www.fip-group.it